

MEMORIA DE CÁLCULO

1. BASES DE CÁLCULO.

1.1. COEFICIENTES DE SEGURIDAD.-

1.2. ACEROS EMPLEADOS.-

1.3. RESISTENCIA DE CALCULO.-

1.4. LIMITACIONES DE LA FLECHA.-

1.5. ACCIONES EN LA EDIFICACION.-

1.5.1. ACCIONES GRAVITATORIAS.

1.5.2. ACCIONES DEL VIENTO.

1.5.3. ACCIONES TÉRMICAS.

1.5.4. ACCIONES REOLÓGICAS.

1.5.5. ACCIONES SISMICAS.

1.6. RESUMEN DE LAS ACCIONES A CONSIDERAR.-

2. CALCULO DEL PANEL DE CUBIERTA.

2.1. RESUMEN DE LAS ACCIONES A CONSIDERAR.-

2.2. CALCULO DEL ESPESOR DEL PANEL.-

3. CALCULO DE LAS CORREAS DE CUBIERTA.

3.1 CONSIDERACIONES PREVIAS.

3.2 ACCIONES CARACTERISTICAS.

3.3 HIPÓTESIS DE CÁLCULO.

3.4 COMPROBACIONES DEL PERFIL.

3.4.1 COMPROBACIÓN A TENSION MÁXIMA .

3.4.2. COMPROBACIÓN A FLECHA MÁXIMA.

3.4.3. COMPROBACIÓN A CORTANTE.

3.5. CALCULO DE LA SOLDADURA ENTRE CORREA Y PAR SUPERIOR.-

4. CERCHA.

4.1. CONSIDERACIONES PREVIAS.-

4.2. ACCIONES CARACTERISTICAS.-

4.3. COMBINACIÓN DE HIPÓTESIS.-

4.4. COMPROBACIÓN DE LOS DISTINTOS PERFILES.-

4.4.1. CORDÓN INFERIOR.

4.4.2. DIAGONALES.

4.4.3. CORDÓN SUPERIOR.

4.4.4. MONTANTES.

4.5. COMPROBACIÓN DE FLECHA.-

4.6. CÁLCULO DE LAS SOLDADURAS.-

4.6.1. SOLDADURA ENTRE PAR INFERIOR Y MONTANTE.

4.6.2. SOLDADURA ENTRE PAR INFERIOR Y DIAGONAL.

4.6.3. SOLDADURA ENTRE PAR SUPERIOR Y DIAGONAL.

4.6.4. SOLDADURA ENTRE PAR SUPERIOR Y MONTANTE.

5. PLACA ALVEOLAR.

5.1. CONSIDERACIONES PREVIAS.

5.2. ACCIONES CARACTERISTICAS.

5.3. CANTO MINIMO SEGÚN LA EFHE.

5.4. ACCIONES MAYORADAS.

5.5. COMPROBACIÓN A FLEXIÓN POSITIVA.

5.6. COMPROBACIÓN A CORTANTE.

5.7. COMPROBACIÓN CAPA DE COMPRESIÓN.

6. VIGAS DE ENTREPLANTA.

6.1. CONSIDERACIONES PREVIAS.

6.2. VIGA CONTINUA.

6.2.1 ACCIONES CARACTERISTICAS.

6.2.2 HIPÓTESIS SIMPLES DE CARGA.

6.2.3 COMBINACIÓN DE HIPÓTESIS.

6.2.4 COMPROBACIÓN A RESISTENCIA.

*6.2.5 COMPROBACIÓN A PANDEO LOCAL DEL ALMA BAJO CARGAS
CONCENTRADAS.*

6.2.6 PANDEO LATERAL.

6.3. VIGA AISLADA.

6.3.1 ACCIONES CARACTERISTICAS.

6.3.2 HIPÓTESIS SIMPLES DE CARGA.

6.3.3 COMBINACIÓN DE HIPÓTESIS.

6.3.4 COMPROBACIÓN A RESISTENCIA.

*6.3.5 COMPROBACIÓN A PANDEO LOCAL DEL ALMA BAJO CARGAS
CONCENTRADAS.*

6.3.6 PANDEO LATERAL.

7. PILARES.

7.1. CONSIDERACIONES PREVIAS.

7.2. PILARES LATERALES TIPO I.

7.2.1 ACCIONES CARACTERISTICAS.

7.2.2 HIPÓTESIS DE CÁLCULO.

7.2.3 COMBINACIÓN DE HIPÓTESIS.

7.2.4 COMPROBACIONES DE PANDEO.

7.2.5 COMPROBACION DE RESISTENCIA.

7.3. PILARES LATERALES TIPO II.-

7.3.1 ACCIONES CARACTERISTICAS.

7.3.2 HIPÓTESIS DE CÁLCULO.

7.3.3 COMPROBACIONES DE PANDEO.

7.3.4 COMPROBACION DE RESISTENCIA.

7.4. PILARES PIÑON TIPO I.-

7.4.1 ACCIONES CARACTERISTICAS.

7.4.2 HIPÓTESIS DE CÁLCULO.

7.4.3 COMPROBACIONES DE PANDEO.

7.4.4 COMPROBACION DE RESISTENCIA.

7.5. PILARES PIÑON TIPO II.-

7.5.1 ACCIONES CARACTERISTICAS.

7.5.2 HIPÓTESIS DE CÁLCULO.

7.5.3 COMPROBACIONES DE PANDEO.

7.5.4 COMPROBACION DE RESISTENCIA.

7.6. PILARES ESQUINA TIPO I.-

7.6.1 ACCIONES CARACTERISTICAS.

7.6.2 HIPÓTESIS DE CÁLCULO.

7.6.3 COMPROBACIONES DE PANDEO.

7.6.4 COMPROBACION DE RESISTENCIA.

7.7. PILARES ESQUINA TIPO II.-

7.7.1 ACCIONES CARACTERISTICAS.

7.7.2 HIPÓTESIS DE CÁLCULO.

7.7.3 COMPROBACIONES DE PANDEO.

7.7.4 COMPROBACION DE RESISTENCIA.

7.8. PILARES CENTRALES DE ENTREPLANTA.-

7.8.1 ACCIONES CARACTERISTICAS.

7.8.2 HIPÓTESIS DE CÁLCULO.

7.8.3 COMPROBACIONES DE PANDEO.

7.8.4 COMPROBACION DE RESISTENCIA.

8. NUDOS DE APOYO DE LAS VIGAS.

8.1. CONSIDERACIONES PREVIAS.

8.2. ELECCIÓN DEL PERFIL.

8.3. COMPROBACIÓN DEL ANGULAR.

8.4. COMPROBACIÓN DE LAS SOLDADURAS.

9. PLACAS DE ANCLAJE.

9.1. PLACA BASE TIPO I.

9.1.1 CALCULO DE LOS ANCLAJES .

9.1.2 CALCULO DE LA LONGITUD DE ANCLAJE.

9.1.3 ESPESOR NECESARIO DE PLACA.

9.1.4 ESPESOR DEL CARTABÓN.-

9.2. PLACA BASE TIPO II.

9.2.1 CALCULO DE LOS ANCLAJES .

9.2.2 CALCULO DE LA LONGITUD DE ANCLAJE.

9.2.3 ESPESOR NECESARIO DE PLACA.

9.2.4 ESPESOR DEL CARTABÓN.

9.3. PLACA BASE TIPO III.

9.3.1 CALCULO DE LOS ANCLAJES .

9.3.2 CALCULO DE LA LONGITUD DE ANCLAJE.

9.3.3 ESPESOR NECESARIO DE PLACA.

9.3.4 ESPESOR DEL CARTABÓN.

9.4. PLACA BASE TIPO IV.

9.4.1 CALCULO DE LOS ANCLAJES .

9.4.2 CALCULO DE LA LONGITUD DE ANCLAJE.

9.4.3 ESPESOR NECESARIO DE PLACA.

9.4.4 ESPESOR DEL CARTABÓN.

9.5. PLACA BASE TIPO V.

- 9.5.1 *CALCULO DE LOS ANCLAJES .*
- 9.5.2 *CALCULO DE LA LONGITUD DE ANCLAJE.*
- 9.5.3 *ESPESOR NECESARIO DE PLACA.*
- 9.5.4 *ESPESOR DEL CARTABÓN.*

9.6. PLACA BASE TIPO VI.

- 9.6.1 *CALCULO DE LOS ANCLAJES .*
- 9.6.2 *CALCULO DE LA LONGITUD DE ANCLAJE.*
- 9.6.3 *ESPESOR NECESARIO DE PLACA.*
- 9.6.4 *ESPESOR DEL CARTABÓN.*

9.7. PLACA BASE TIPO VII.

- 9.7.1 *CALCULO DE LOS ANCLAJES .*
- 9.7.2 *CALCULO DE LA LONGITUD DE ANCLAJE.*
- 9.7.3 *ESPESOR NECESARIO DE PLACA.*
- 9.7.4 *ESPESOR DEL CARTABÓN.*

10. ARRIOSTRAMIENTO DE LA ESTRUCTURA.**10.1. ARRIOSTRAMIENTO EN CUBIERTA.**

- 10.1.1 *ACCIONES CARACTERISTICAS.*
- 10.1.2 *CÁLCULO DE LAS SECCIONES DE LOS PERFILES.*
- 10.1.3 *CÁLCULO DE LAS SOLDADURAS.*

10.2. ARRIOSTRAMIENTO LATERAL.

- 10.2.1 *ACCIONES CARACTERISTICAS.*
- 10.2.2 *CÁLCULO DE LAS SECCIONES DE LOS PERFILES.*
- 10.2.3 *CÁLCULO DE LAS SOLDADURAS.*

10.3. ARRIOSTRAMIENTO FRONTAL.

- 10.3.1 *ACCIONES CARACTERISTICAS.*
- 10.3.2 *CÁLCULO DE LAS SECCIONES DE LOS PERFILES.*
- 10.3.3 *CÁLCULO DE LAS SOLDADURAS.*

11. ZAPATAS.

11.1. ZAPATAS TIPO I.

11.1.1 COMPROBACIÓN A VOLUMEN .

11.1.2 COMPROBACIONES COMO ELEMENTO ESTRUCTURAL.

11.1.3 COMPROBACIÓN A Tensión DE CONTACTO.

11.1.4 ESPESOR DEL CARTABÓN.

11.2. CUADRO RESUMEN DE ZAPATAS TIPO II-VII.

12. RIOSTRAS.

12.1. RIOSTRAS TIPO I.

12.1.1 ACCIONES CARACTERISTICAS .

12.1.2 CÁLCULO A FLEXIÓN .

12.1.3 CÁLCULO A CORTANTES.

12.1.4 COMPROBACIÓN A COMPRESIÓN OBLICUA.

12.2. RIOSTRAS TIPO II.

12.2.1 ACCIONES CARACTERISTICAS .

12.2.2 CÁLCULO A FLEXIÓN .

12.2.3 CÁLCULO A CORTANTES.

12.2.4 COMPROBACIÓN A COMPRESIÓN OBLICUA.

13. ESCALERAS.

13.1. ESCALERA I.

13.1.1 ACCIONES CARACTERISTICAS .

13.1.2 COMBINACIÓN DE ACCIONES .

13.1.3 COMPROBACIÓN DE PERFILES.

13.2. ESCALERA II.

13.2.1 ACCIONES CARACTERISTICAS .

13.2.2 COMBINACIÓN DE ACCIONES .

13.2.3 COMPROBACIÓN DE PERFILES.

14. INSTALACIÓN DE SANEAMIENTO.

14.1. CRITERIOS DE DISEÑO.

14.2. DESAGUES ADOPTADOS.

14.3. CÁLCULO DEL CANALÓN DE CUBIERTA.

14.4. CÁLCULO DE LOS BAJANTES.

14.5. COLECTORES.

14.6. ARQUETAS.

15. INSTALACIÓN DE FONTANERÍA.

15.1. CAUDALES DE CÁLCULO.

15.2. TUBERÍA DE ALIMENTACIÓN.

15.3. CONTADOR GENERAL.

15.4. LINEAS DE DISTRIBUCIÓN E INSTALACIÓN INTERIOR.

16. INSTALACIÓN DE ILUMINACIÓN.

16.1. ILUMINACIÓN INTERIOR.

16.2. ILUMINACIÓN DE EMERGENCIA.

16.3. ILUMINACIÓN EXTERIOR.

17. INSTALACIÓN DE ELECTRICIDAD.

17.1. 6 INTRODUCCIÓN.

17.2. INSTALACIÓN INTERIOR.

17.3. RESTRICCIONES INICIALES.

17.4. CÁLCULO DE SECCIONES.

17.5. PUESTA A TIERRA.

17.6. CÁLCULO DE LA INSTALACIÓN.

17.6.1 DERIVACIÓN INDIVIDUAL.

17.6.2 CUADRO GENERAL DE MANDO Y PROTECCIÓN.

17.6.3 CUADRO SECUNDARIO I.

17.6.4 CUADRO SECUNDARIO II.

17.6.5 CUADRO SECUNDARIO III.

17.7. CÁLCULO DE LAS PROTECCIONES.

17.8. PROTECCIÓN CONTRA CONTACTOS INDIRECTOS.

17.9. CALCULO PUESTA A TIERRA.

18. INSTALACIÓN DE AIRE COMPRIMIDO.

18.1. DISPOSICIONES GENERALES.

18.2. CÁLCULO DE LOS RAMALES.

19. INSTALACIÓN CONTRA INCENDIOS.

19.1. DISPOSICIONES GENERALES.

19.2. CÁLCULO DE LA DENSIDAD DE CARGA AL FUEGO.

20. INSTALACIÓN DE VENTILACIÓN.

20.1. DISPOSICIONES GENERALES.

20.2. CÁLCULO DEL CAUDAL DE EXTRACCIÓN.

1. BASES DE CÁLCULO.

1.1. COEFICIENTES DE SEGURIDAD.-

Los coeficientes de ponderación según las hipótesis de carga, la clase de acción o el efecto favorable o desfavorable de la acción sobre la estabilidad, se dan en la tabla 3.1.5 de la norma EA-95 que se adjunta a continuación:

Hipótesis de carga	Clase de acción	Desfavorable		Favorable
CASO I Acciones constantes y combinación de dos acciones variables independientes	Ia (1)	Acciones constantes	1.33 1.33	1.00
		Sobrecargas	1.33 1.50	0.00
		Viento	1.50 1.33	0.00
	Ib	Acciones constantes	1.33	1.00
		Sobrecargas	1.50	0.00
		Nieve	1.50	0.00
	Ic	Acciones constantes	1.33	1.00
		Viento	1.50	0.00
		Nieve	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

1.2. ACEROS EMPLEADOS.-

El acero empleado en la estructura se corresponderá con el acero A42B, según la tabla 2.11 de la misma norma.

1.3. RESISTENCIA DE CÁLCULO.-

Según la EA-95, la expresión que nos da la resistencia de cálculo será:

$$\sigma_{\mu} = \frac{\sigma_e}{C_{MIN}}$$

σ_e : Límite elástico del acero empleado (A42B)= 2600 Kp/cm²

C_{MIN} : Coeficiente de minoración (A42B)= 1.

Por tanto:

$$\sigma_{\mu} = \frac{2600Kp/cm^2}{1} = 2600Kp/cm^2$$

1.4. LIMITACIONES DE LA FLECHA.

La norma AE-95, en su apartado 3.4.4.2 indica las limitaciones o la relación máxima entre la flecha y la luz bajo la acción de la carga calculada. en el caso que nos ocupa será:

$$\frac{flecha}{luz} < \frac{1}{250}$$

1.5. ACCIONES EN LA EDIFICACION.

Son las acciones producidas por el peso de los elementos constructivos, de los objetos que pueden actuar por razón de uso y de la nieve en las cubiertas. La AE-88 en su capítulo descompone las acciones gravitatorias en las siguientes:

1.5.1. ACCIONES GRAVITATORIAS

➤ **Concarga:** es la carga cuya magnitud y posición es constante a lo largo del tiempo. Se descompone a su vez en:

◆ **Peso propio:** Es la carga debida al peso del elemento resistente. Para la determinación de los pesos propios se ha empleado la EA-95 para el caso de los aceros.

♦ Carga permanente: Es la carga debida a los pesos de todos los elementos constructivos, instalaciones fijas, etc., que soporta el elemento. Para la determinación de la carga permanente se han empleado los catálogos de fabricantes, así como las tablas 2.4 y 2.5 de la AE-88 referidas al “peso de fábricas y de macizos” y “elementos constructivos”, respectivamente.

➤ **Sobrecarga**: Es la carga cuya magnitud y/o posición puede ser variable a lo largo del tiempo. Según la EA-88 se descompone en:

♦ Sobrecarga de uso: Esta acción no la tendremos en cuenta al tratarse de una nave industrial.

♦ Sobrecarga de nieve: Es la sobrecarga debida al peso de la nieve sobre las superficies de cubierta. Para determinar su valor se ha empleado la tabla 4.1. de la AE-88 que nos dará la sobrecarga de nieve sobre superficie horizontal, en función de la altitud topográfica de la localidad en la que se sitúe la edificación. En nuestro caso, por ser la cubierta inclinada, el valor de la sobrecarga de nieve será:

$$p = q \cdot \cos \alpha \text{ (Kg / m}^2\text{)}$$

siendo:

$$q = 40 \text{ Kg/m}^2$$

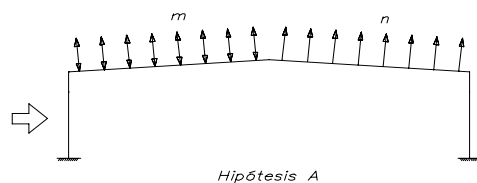
α = inclinación de la cubierta.

1.5.2. ACCIONES DEL VIENTO.

El viento produce sobre cada elemento superficial de una construcción, tanto orientado a barlovento como a sotavento, una sobrecarga en la dirección de su normal positiva (presión) o negativa (succión).

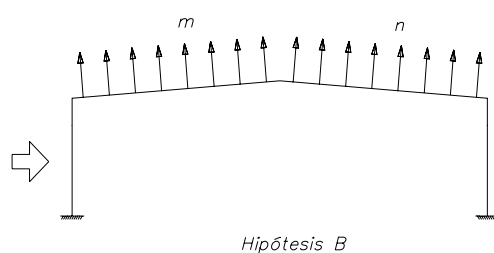
Para la determinación de la acción del viento se ha utilizado la norma NTE-ECV referida a las “cargas de viento”.

La zona eólica en la que se encuentra la nave industrial es la W. La tabla 2 de dicha norma nos dará la carga de viento sobre la cubierta para una zona eólica W y una situación topográfica normal, para una nave con menos de un 33% de huecos, una altura de 9 metros y un ángulo de inclinación de 5°.



$$m = -7.5 \text{ kg/m}^2$$

$$n = 13 \text{ kg/m}^2$$



$$m = -44.5 \text{ kg/m}^2$$

$$n = -38 \text{ kg/m}^2$$

1.5.3. ACCIONES TÉRMICAS.

Para las acciones térmicas se estima que la distancia entre juntas de dilatación en estructuras de acero laminado no debe sobrepasar los 40 metros.

En el caso de nuestra nave al sobrepasar esta longitud se colocaran juntas de dilatación, colocando dobles pilares en el centro de la nave de forma que se absorban estas dilataciones.

1.5.4. ACCIONES REOLÓGICAS.

Según la norma AE-88 en su capítulo VI, las acciones reológicas son despreciables al tratarse de materiales metálicos.

1.5.5. ACCIONES SÍSMICAS.

Por tratarse nuestra edificación de una nave industrial y estar situada en SEVILLA, no se tendrá en cuenta las acciones sísmicas, ya que SEVILLA es una ciudad de acción sísmica media.

1.6 RESUMEN DE LAS ACCIONES A CONSIDERAR.

Una vez expuestas cada una de las acciones que se tienen en cuenta en una estructura para su posterior calculo pasaremos a resumir las acciones que consideraremos en él calculo de nuestra nave industrial.

➤ ***Acciones constantes:***

- *Peso propio.*
- *Carga permanente.*

➤ ***Acciones variables:***

- *Sobrecarga de nieve.*
- *Sobrecarga de viento.*

2. CÁLCULO DEL PANEL DE CUBIERTA.

Para el cálculo del panel de cubierta necesario se emplearán las acciones ya mencionadas anteriormente. El panel de cubierta empleado en la nave industrial será panel nervado PERFRISA.

2.1. RESUMEN DE LAS ACCIONES A CONSIDERAR.-

La cubierta tiene una pendiente del 7.53 %, o lo que es lo mismo formará un ángulo con la horizontal de 5°.

Para las acciones consideraremos:

- Acciones constantes: En las acciones constantes solo habrá que considerar el peso propio de la cubierta que para el panel considerado será de 14 Kg/m².
- Acciones variables:
 1. Sobrecarga de nieve: Según establece la norma AE-88 en su capítulo IV para una ciudad de altitud 10 m como la de SEVILLA, la sobrecarga de nieve será de $Q = 40 \text{ Kg/m}^2$.
 2. Sobrecarga de viento: La sobrecarga de viento según lo establecido en la norma NTE-ECV establece dos hipótesis con cargas superficiales m y n actuando a Barlovento y Sotavento respectivamente con los valores antes establecidos para cada una de las hipótesis.

Según la NTE-ECV y sabiendo que la nave se encuentra situada en el término municipal de Sevilla podemos establecer que la nave se encuentra situada en una zona eólica W, y una vez establecida la zona eólica entramos en tablas con los siguientes datos.

Altura de la nave: Menor de 9 m

Ángulo en cubierta: 4.4°

Nave con menos del 33% de huecos.

Una vez establecidos los datos de partida para el cálculo de viento en cubierta podemos establecer las dos hipótesis de viento en cubierta.

$V_{aizq}=6.5 \text{ Kg/m}^2$ (succión); $V_{ader}=13 \text{ Kg/m}^2$ (succión).

$V_{bizq}=44.5 \text{ Kg/m}^2$ (succión); $V_{bder}=51 \text{ Kg/m}^2$ (succión).

Ya están establecidas cada una de las cargas que inciden en el panel de cubierta, a continuación se elaboraran cada una de las combinaciones de carga para el cálculo del panel de cubierta.

Hipótesis I) $P_{propio}=14 \text{ Kg/ m}^2$ (↓)

Hipótesis II) $P_{propio}+S_{nieve}= 14 \text{ Kg/ m}^2$ (↓) + $40\cos 4.4^\circ \text{ Kg/ m}^2$ (↓) = 53.8 Kg/m^2 (↓)

Hipótesis III) $P_{propio} + S_{vientoA}= 14 \text{ Kg/ m}^2$ (↓) + 6.5 Kg/ m^2 (↑) = 7.5 Kg/m^2 (↓)

Hipótesis IV) $P_{propio} + S_{vientoB}= 14 \text{ Kg/ m}^2$ (↓) + 51 Kg/ m^2 (↑) = 37 Kg/ m^2 (↑)

Hipótesis V) $P_{propio}+ S_{nieve}+ S_{viento B}= 14 \text{ Kg/ m}^2$ (↓) + $40\cos 4.4^\circ \text{ Kg/ m}^2$ (↓) + 51 Kg/ m^2 (↑) = 2.8 Kg/ m^2 (↓).

Por tanto aplicando los coeficientes de mayoración a cada una de las hipótesis según la tabla ya expuesta anteriormente obtenemos las siguientes cargas mayoradas sobre el panel.

Hipótesis I*) $P_{propio}=14 \text{ Kg/ m}^2$ (↓) x 1.33 = 18.62 Kg/ m^2 (↓)

Hipotesis II*) $P_{propio}+S_{nieve}= 14 \text{ Kg/ m}^2$ (↓) x 1.33 + $40\cos 4.4^\circ \text{ Kg/ m}^2$ (↓) x 1.5 = 78.4 Kg/ m^2 (↓)

Hipótesis III*) $P_{propio} + S_{vientoA}= 14 \text{ Kg/ m}^2$ (↓) x 1 + 13 Kg/ m^2 (↓) x 1.5 = 5.5 Kg/ m^2 (↓)

Hipótesis IV*) $P_{propio} + S_{vientoB}= 14 \text{ Kg/ m}^2$ (↓) x 1 + 51 Kg/ m^2 (↑) x 1.5 = 62.5 Kg/ m^2 (↑)

$$\text{Hipótesis V}^*) P_{\text{propio}} + S_{\text{nieve}} + S_{\text{viento B}} = 12 \text{ Kg/m}^2 (\downarrow) \times 1.33 + 40 \times \cos 4.4^\circ \text{ Kg/m}^2 (\downarrow) \times 1.5 + 51 \text{ Kg/m}^2 (\uparrow) \times 0 = 78.4 \text{ Kg/m}^2 (\downarrow).$$

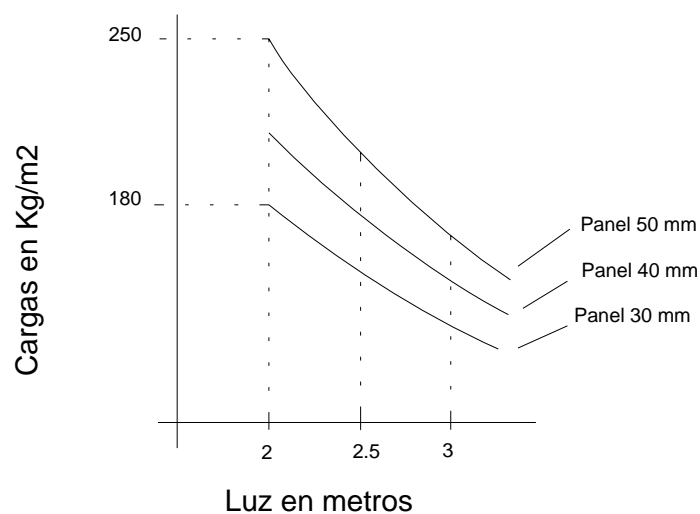
Una vez que están establecidas cada una de las hipótesis se procede a coger la más desfavorable que será en la que basaremos los cálculos del panel necesario en la nave.

La hipótesis más desfavorable son las hipótesis II y V teniendo un valor de carga de 78.4 Kg/m^2 utilizando como valor ponderado.

Por ultimo solo queda el calculo del espesor del panel que a continuación pasamos a calcular.

2.2. CALCULO DEL ESPESOR DEL PANEL.-

Consideramos para el cálculo una carga de valor 78.4 Kg/m^2 repartida para dos apoyos distanciados entre sí una distancia máxima de 2 metros. Según el gráfico de utilización para el panel standard será suficiente con un panel de espesor igual a 30 mm.



Este gráfico ha sido elaborado teniendo en cuenta que no se supere la flecha $L/200$ ni el valor de $s = 1400 \text{ Kg/m}^2$.

Veamos el valor del espesor del panel en la gráfica.

Concluyendo podemos decir que el panel de cubierta será un panel Perfrisa nervado de 30 mm de espesor.

Las chapas galvanizadas que conforman el panel llevarán una protección consistente en una capa de acabado a base de pinturas como las anticorrosivas de resinas 100% acrílicas, alquídicas, oleorresinosas de óxido de hierro con las imprimaciones y capas intermedias adecuadas.

Para dar mayor homogeneidad a la cubierta en todos los elementos singulares como cumbreras,... se utilizarán piezas del mismo material y con la misma protección.

El solapo mínimo será de 200 mm en los casos en los que sea necesario, empleando complementos de estanqueidad.

El solapo lateral de las chapas será de greca.

Se emplearán como accesorios de fijación ganchos de acero F-111 según UNE 36.011, protegidos a corrosión mediante galvanizado. Vendrán equipados con tuerca y arandela estanca al agua para fijación a correas metálicas. Tendrán rosca métrica M 8.

Los espesores mínimos de protección de los accesorios son de 13 micras en los galvanizados, con resistencia a 3 inmersiones en sulfato de cobre.

Para la cumbrera que une parte de la cubierta se emplearán como accesorios de fijación tornillos de rosca cortante, disponiéndose 3 accesorios por metro, pudiendo ser comunes con los accesorios de fijación de las chapas del faldón. Quedarán alineados entre sí y con los accesorios del faldón.

La chapa lisa que hace de cumbrera será de desarrollo no menor de 500 mm, realizándose el solape de los distintos tramos de 150 mm como mínimo, y se dispondrá una junta de sellado que garantice la estanqueidad.

Estas condiciones se aplicarán también a los remates laterales, aplicando un solape de 250 mm.

3. CALCULO DE LAS CORREAS DE CUBIERTA.

Las correas de la nave serán perfiles IPN. Las correas son las encargadas de soportar el peso de la cubierta y en consecuencia de todas las acciones que sobre ella inciden.

3.1 CONSIDERACIONES PREVIAS.

En primer lugar se considerará el caso más desfavorable de correa que tenemos en nuestra nave, es decir se calculará para una distancia entre correas de 1.45 m y una distancia entre pórticos de 5.90 m.

En segundo lugar consideraremos a las correas como vigas biapoyadas, ya que aunque las correas se comportan como vigas continuas al utilizar esta simplificación sé esta aumentando el M y en consecuencia aumentando la sección de la correa, por lo que la simplificación será positiva.

3.2 ACCIONES CARACTERISTICAS.

➤ **Concarga:**

- Peso propio:

El peso propio de las correas (el perfil de partida para él calculo de la correa será un IPN 120) y los accesorios para su montaje será de 11.2 Kg/ml.

- Carga permanente:

Como carga permanente se entenderá la carga correspondiente al panel de cubierta que como ya se ha expuesto tiene un valor de 14 Kg/m^2 que se repartirá entre las correas con una separación de 1.51m, por tanto tendrá un valor lineal de:

$$P_{\text{Panel en correa}} = 14 \text{ Kg/m}^2 \times 1.46 = 20.30 \text{ Kg/ml } (\downarrow)$$

Por tanto el valor de la Concarga tiene un valor de:

$$P_{\text{concarga}} = 11.20 \text{ Kg/ml} + 20.30 \text{ Kg/ml} = 31.5 \text{ Kg/ml } (\downarrow)$$

➤ **Sobrecarga de nieve:**

La sobrecarga de nieve tiene un valor como ya se ha utilizado anteriormente de $P = 40 \text{ Kg/m}^2$ que aplicado al cálculo de las correas es decir a una separación de 1.51 m nos da un valor de carga lineal sobre la correa de:

$$S_{\text{nieve}} = P \times \cos \alpha \times d = 40 \times \cos 4.4 \times 1.46 = 57.83 \text{ Kg/ml } (\downarrow)$$

➤ **Sobrecarga de viento:**

Las sobrecargas de viento tienen un valor de $V_{\text{Aizq}} = 6.5 \text{ Kg/m}^2$ (succión) y $V_{\text{Ader}} = 13 \text{ Kg/m}^2$ (succión) y $V_{\text{Bizq}} = 44.5 \text{ Kg/m}^2$ (succión) y $V_{\text{Bder}} = 51 \text{ Kg/m}^2$ (succión), que sacando para nuestras correas suponen la siguientes cargas lineales:

$$V_{\text{Aizq}} = 6.5 \text{ Kg/m}^2 \times 1.46 \text{ m} = 9.42 \text{ Kg/ml } (\uparrow).$$

$$V_{\text{Ader}} = 13 \text{ Kg/m}^2 \times 1.46 \text{ m} = 18.85 \text{ Kg/ml } (\uparrow).$$

$$V_{\text{Bizq}} = 44.5 \text{ Kg/m}^2 \times 1.46 \text{ m} = 64.52 \text{ Kg/ml } (\uparrow).$$

$$V_{\text{Bder}} = 51 \text{ Kg/m}^2 \times 1.46 \text{ m} = 73.95 \text{ Kg/ml } (\uparrow).$$

Al solo existir succión nos quedaremos con la más desfavorable:

$$V_{\text{succión}} = 51 \text{ Kg/m}^2 \times 1.46 \text{ m} = 73.95 \text{ Kg/ml } (\uparrow).$$

3.3 HIPÓTESIS DE CÁLCULO.

Una vez que tenemos todos los valores de cargas y sobrecargas que afectan a las correas pasamos al cálculo de cada una de las hipótesis de cálculo para de esta forma elegir la más desfavorable y con esta dimensionar la correa.

Hipótesis I) P_{concarga}

Hipótesis II) $P_{\text{concarga}} + S_{\text{nieve}} (\downarrow).$

Hipótesis III) $P_{\text{concarga}} + V_{\text{succión}} (\uparrow).$

Hipótesis IV) $P_{\text{concarga}} + P_{\text{nieve}} + V_{\text{succión}} (\uparrow).$

A continuación una vez establecidas las hipótesis, pasamos a ponderar las hipótesis para de esta forma establecer la hipótesis más desfavorable.

$$\text{I}^*) \quad P_{\text{concarga}} = 31.5 \text{ Kg/ml } (\downarrow) \times 1.33 = 41.89 \text{ Kg/ml } (\downarrow)$$

$$\text{II}^*) \quad P_{\text{concarga}} + S_{\text{nieve}} = 31.5 \text{ Kg/ml } (\downarrow) \times 1.33 + 57.83 \text{ Kg/ml } (\downarrow) \times 1.5 = 128.64 \text{ Kg/ml } (\downarrow)$$

$$\text{III}^*) \quad P_{\text{concarga}} + V_{\text{succión}} = 31.5 \text{ Kg/ml } (\downarrow) \times 1.00 + 73.95 \text{ Kg/ml } (\uparrow) \times 1.5 = 79.42 \text{ Kg/ml } (\uparrow)$$

$$\text{IV}^*) \quad P_{\text{concarga}} + P_{\text{nieve}} + V_{\text{presión}} = 31.5 \text{ Kg/ml } (\downarrow) \times 1.33 + 57.83 \text{ Kg/ml } (\downarrow) \times 1.5 - 73.95 \text{ Kg/ml } (\downarrow) \times 0 = 128.64 \text{ Kg/ml } (\downarrow)$$

Por tanto, las hipótesis mas desfavorables vemos que son la II* y la IV* con un valor de **128.64 Kg/ml** (\downarrow).

3.4 COMPROBACIONES DEL PERFIL.

A continuación comprobaremos que el perfil elegido para la correa soportara los esfuerzos máximos ponderados resultado de la combinación de hipótesis.

Para que el perfil elegido sea valido se deberá cumplir tres comprobaciones:

3.4.1 COMPROBACIÓN A TENSION MÁXIMA .

Para que se cumpla esta comprobación se deberá cumplir que la tensión máxima admisible sea superior a la tensión provocada por el esfuerzo de la hipótesis más desfavorable.

$$\sigma_{\text{trabajo}} = \frac{M_{\text{max}}^*}{W_X} \leq 2600 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

sabiendo que:

$$M_{\max} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{128.64 \cdot 5,90^2}{8} = 559.74 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

y sabiendo que para el perfil elegido IPN-120 :

$$W_X = 54.7 \text{ cm}^3$$

Entonces:

$$\sigma = \frac{55974}{54.7} = 1023.30 \text{ Kg} / \text{m}^2 \leq 2600 \text{ Kg} / \text{m}^2$$

Por tanto el perfil es valido según la comprobación a resistencia.

3.4.2. COMPROBACIÓN A FLECHA MÁXIMA.

Para que el perfil cumpla la comprobación a flecha máxima se debe de cumplir según norma que la deformación provocada por el esfuerzo máximo sea menor que L/250 y en ese caso el perfil será valido.

El valor de la flecha máxima para la hipótesis III*) se calcula con la siguiente expresión:

$$\gamma = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_x} ; \text{ la norma especifica que la flecha se calcule con las cargas}$$

específicas (sin mayoral) ,por tanto q=89.33

sustituyendo:

$$\gamma = 2.13 \text{ cm} \leq \frac{L}{250} = 2.356 \text{ cm}$$

Por tanto el perfil será valido también a flecha máxima

3.4.3. COMPROBACIÓN A CORTANTE.

El cálculo a cortante se suele despreciar por salir muy pequeño. De todos modos haremos la comprobación:

$$\tau = \frac{V_{\max}}{S} = \frac{\frac{q \cdot l}{2}}{S} = \frac{\frac{128.64 \cdot 5,90}{2}}{14,2} = 26.72 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$\tau = 26.72 \text{ Kg/cm}^2 \leq 0,8 \cdot \sigma_{A-42} = 0,8 \cdot 2.600 = 2.080 \text{ Kg/cm}^2$$

Por tanto el perfil será valido también a cortante máximo y **la correa será un IPN-120.**

3.5. CALCULO DE LA SOLDADURA ENTRE CORREA Y PAR SUPERIOR.-

A pesar de que las correas han sido calculadas como vigas biapoyadas, éstas van soldadas al par superior de la cercha.

Por tanto calcularemos la soldadura necesaria para que sea capaz de soportar el mayor esfuerzo al que sea sometida.

Vemos cual es el esfuerzo máximo que debe resistir la soldadura de unión entre la correa y el par es de 79.42 Kg.

Comenzaremos el calculo de la soldadura eligiendo el valor de la garganta, el cual según el Art. 5.2.3, la garganta “a” de una soldadura en ángulo que une dos perfiles de espesores e_1 y e_2 será no mayor que el valor máximo que corresponde en la tabla 5.2.3.A al espesor e_1 y no menor que el valor mínimo que corresponde al espesor e_2 , si este valor mínimo es menor que el valor máximo antes especificado.

Valores máximos y mínimos de garganta:

Correas:IPN-120 $a_{\max}=5.0 \text{ mm}$; $a_{\min}=3.0 \text{ mm}$

Par superior:#80.5 $a_{\max}=3.5 \text{ mm}$; $a_{\min}=2.5 \text{ mm}$.

Por tanto tomamos un cordón de garganta 3.0 mm.y de longitud 40 mm

$$L_{\text{ef}} = L - 2 \cdot a = 40 - 2 \cdot 3 = 34 \text{ mm.}$$

$$\frac{N^*}{\sum a \cdot L} \leq \beta \cdot \sigma_u ; \quad \text{para } \theta = 90^\circ \Rightarrow \beta = 0.85 \text{ (Anejo 3.A6, caso 2).}$$

$$N^* = \sum a \cdot L \cdot \beta \cdot \sigma_u = 2 \cdot 0.3 \cdot 3.4 \cdot 0.85 \cdot 2600 = 4508.4 \text{ kg} > 213.2 \text{ kg} \Rightarrow \text{Correcto.}$$

Por tanto la soldadura será **VALIDA** y consistirá en dos cordones de 40 mm con una garganta de 3 mm.

4. CERCHA.

Las correas se apoyan en una serie de celosías planas que se distribuyen a lo largo de la nave. Hay trece celosías todas con las siguientes características: una luz de 35 m, están separadas entre sí una distancia de 5.90 m y van apoyadas sobre dos pilares y las barras que las forman son de perfil cuadrado.

4.1. CONSIDERACIONES PREVIAS.

Consideraremos el caso más desfavorable la celosía, por lo que estudiaremos una de las celosías intermedias, por soportar estas el doble de carga que las de los extremos.

4.2. ACCIONES CARACTERÍSTICAS.

Las acciones características son las siguientes:

➤ **Concarga:**

- Carga permanente:

Como carga permanente se entenderán la carga correspondiente al panel de cubierta que como ya se ha expuesto tiene un valor de 14 Kg/m^2 que se repartirá entre las correas con una separación de 1.51m, el peso de las correas que es de 11.2 Kg/ml y además se considerará una sobrecarga de instalaciones de 10 Kg/m^2

$$P_{\text{Panel en correa}} = 14 \text{ Kg/m}^2 \times 1.46\text{m} \times 5.90\text{m} = 120.6 \text{ Kg } (\downarrow).$$

$$P_{\text{correa}} = 11.2 \text{ Kg/ml} \times 5.90\text{m} = 66.08 \text{ Kg } (\downarrow).$$

$$S_{\text{instalac}} = 10 \text{ Kg/m}^2 \times 1.45\text{m} \times 5.90\text{m} = 85.55 \text{ Kg } (\downarrow).$$

Por tanto el valor de la Concarga tiene un valor de:

$$P_{\text{concarga}} = 120.6 \text{ Kg} + 66.08 \text{ Kg} + 88.35 \text{ Kg} = 272.23 \text{ Kg } (\downarrow)$$

➤ **Sobrecarga de nieve:**

La sobrecarga de nieve tiene un valor como ya se ha utilizado anteriormente de $P = 40 \text{ Kg/m}^2$ que aplicado al cálculo de las correas es decir a una separación de 1.51 m nos da un valor de carga lineal sobre la correa de:

$$S_{\text{nieve}} = P \times \cos \alpha \times d = 40 \text{ Kg/m}^2 \times \cos 4.4^\circ \times 1.46 \text{ m} \times 5.90 \text{ m} = 343.54 \text{ Kg} (\downarrow)$$

➤ **Sobrecarga de viento:**

De acuerdo con la tabla II de la NTE ECV-88 para una cubierta con un ángulo de 5° , con menos de un 33% de huecos, en la zona eólica W (Sevilla) y para una exposición normal obtenemos las siguientes cargas:

$$V_{\text{Aizq}} = 6.5 \text{ Kg/m}^2 \text{ (succión)}, V_{\text{Ader}} = 13 \text{ Kg/m}^2 \text{ (succión)}$$

$$V_{\text{Bizq}} = 44.5 \text{ Kg/m}^2 \text{ (succión)}, V_{\text{Bder}} = 51 \text{ Kg/m}^2 \text{ (succión)}.$$

Estas cargas por metro cuadrado se convertirán en unas cargas puntuales sobre los nudos de nuestra cercha:

$$V_{\text{Aizq}} = 6.5 \text{ Kg/m}^2 \times 1.46 \text{ m} \times 5.90 \text{ m} = 55.99 \text{ Kg} (\uparrow).$$

$$V_{\text{Ader}} = 13 \text{ Kg/m}^2 \times 1.46 \text{ m} \times 5.90 \text{ m} = 111.98 \text{ Kg} (\uparrow).$$

$$V_{\text{Bizq}} = 44.5 \text{ Kg/m}^2 \times 1.46 \text{ m} \times 5.90 \text{ m} = 383.33 \text{ Kg} (\uparrow).$$

$$V_{\text{Bder}} = 51 \text{ Kg/m}^2 \times 1.46 \text{ m} \times 5.90 \text{ m} = 439.31 \text{ Kg} (\uparrow).$$

Al solo existir succión nos quedaremos con la más desfavorable:

$$V = 51 \text{ Kg/m}^2 \times 1.46 \text{ m} \times 5.90 \text{ m} = 439.31 \text{ Kg} (\uparrow).$$

4.3. COMBINACIÓN DE HIPÓTESIS.-

Una vez que tenemos todos los valores de cargas y sobrecargas que afectan a las cerchas pasamos al cálculo de cada una de las hipótesis .

Hipótesis I) P_{concarga}

Hipótesis II) $P_{\text{concarga}} + S_{\text{nieve}} (\downarrow).$

Hipótesis III) $P_{\text{concarga}} + V_{\text{succión}} (\uparrow).$

Hipótesis IV) $P_{\text{concarga}} + P_{\text{nieve}} + V_{\text{succión}} (\uparrow).$

A continuación una vez establecidas las hipótesis, y calculadas las hipótesis simples gracias al programa informático Cype Metal 2004 pasamos a ponderar las hipótesis y a realizar la combinación de hipótesis.

$$\text{I*) } P_{\text{carga}} = 1.33 \times P_{\text{carga}} (\downarrow) = 362.06 \text{ Kg } (\downarrow)$$

$$\text{II*) } P_{\text{carga}} + S_{\text{nieve}} = 1.33 \times P_{\text{carga}} (\downarrow) + 1.5 \times S_{\text{nieve}} (\downarrow) = 877.38 \text{ Kg } (\downarrow)$$

$$\text{III*) } P_{\text{carga}} + V_{\text{succión}} = 1 \times P_{\text{carga}} (\downarrow) - 1.5 \times V_{\text{succión}} (\uparrow) = 386.73 \text{ Kg } (\uparrow)$$

$$\text{IV *) } P_{\text{carga}} + P_{\text{nieve}} + V_{\text{succión}} = 1.33 \times P_{\text{carga}} (\downarrow) + 1.5 \times S_{\text{nieve}} (\downarrow) - 0 \times V_{\text{succión}} (\uparrow) = 877.38 \text{ Kg } (\downarrow)$$

Par inferior						
2/4	18,00	-21,30	18,90	23,94	52,29	-13,95
4/6	8025,50	-9100,00	8097,00	10673,92	22819,42	-5624,50
6/8	12794,00	-14492,00	12894,00	17016,02	36357,02	-8944,00
8/10	15709,00	-17775,00	15815,00	20892,97	44615,47	-10953,50
10/12	17463,00	-19739,00	17562,00	23225,79	49568,79	-12145,50
12/14	18443,00	-20854,00	18527,00	24529,19	52319,69	-12838,00
14/16	18877,00	-21293,00	18945,00	25106,41	53523,91	-13062,50
16/18	18915,00	-21315,00	18964,00	25156,95	53602,95	-13057,50
18/20	18653,00	-21000,00	18685,00	24808,49	52835,99	-12847,00
20/22	18160,00	-20427,00	18175,00	24152,80	51415,30	-12480,50
22/24	17484,00	-19652,00	17485,00	23253,72	49481,22	-11994,00
24/26	16660,00	-18713,00	16645,00	22157,80	47125,30	-11409,50

barra	Acc.perma	viento succión	nieve	I	II	III
Diagonales						
3/4	8622,000	-9779,000	8701,000	11467,260	24518,760	-6046,50
5/6	5330,000	-6029,000	5364,000	7088,900	15134,900	-3713,50
7/8	3397,000	-3829,000	3407,000	4518,010	9628,510	-2346,50
9/10	2138,000	-2398,000	2134,000	2843,540	6044,540	-1459,00
11/12	1249,000	-1390,000	1237,000	1661,170	3516,670	-836,00
13/14	580,000	-632,000	562,000	771,400	1614,400	-368,00
15/16	47,300	-30,400	27,100	62,909	103,559	1,70
17/18	-395,000	467,000	-416,000	-525,350	-1149,350	305,50
19/20	-777,000	895,000	-796,000	-1033,410	-2227,410	565,50
21/22	-1117,000	1273,000	-1133,000	-1485,610	-3185,110	792,50
23/24	-1425,000	1615,000	-1437,000	-1895,250	-4050,750	997,50
25/26	-1711,000	1930,000	-1717,000	-2275,630	-4851,130	1184,00

barra	Acc.perma	viento succión	nieve	I	II	III
Par superior						
3/5	-8097,00	9180,00	-8167,00	-10769,01	-23019,51	5673,00
5/7	-12889,00	14598,00	-12988,00	-17142,37	-36624,37	9008,00
7/9	-15818,00	17897,00	-15923,00	-21037,94	-44922,44	11027,50
9/11	-17582,00	19871,00	-17679,00	-23384,06	-49902,56	12224,50
11/13	-18566,00	20961,00	-18645,00	-24692,78	-52660,28	12875,50
13/15	-19002,00	21433,00	-19079,00	-25272,66	-53891,16	13147,50
15/17	-19040,00	21455,00	-19088,00	-25323,20	-53955,20	13142,50
17/19	-18777,00	21138,00	-18807,00	-24973,41	-53183,91	12930,00
19/21	-18282,00	20563,00	-18295,00	-24315,06	-51757,56	12562,50
21/23	-17602,00	19783,00	-17601,00	-23410,66	-49812,16	12072,50
23/25	-16774,00	18840,00	-16762,00	-22309,42	-47452,42	11486,00
25/27	-15825,00	17764,00	-15805,00	-21047,25	-44754,75	10821,00
barra	Acc.perma	viento succión	nieve	I	II	III
Montantes						
2/3	-4313,000	4949,000	-4404,000	-5736,29	-12342,29	3110,50
4/5	-3173,000	3633,000	-3232,000	-4220,09	-9068,09	2276,50
6/7	-2356,000	2699,000	-2401,000	-3133,48	-6734,98	1692,50
8/9	-1719,000	1971,000	-1754,000	-2286,27	-4917,27	1237,50
10/11	-1198,000	1376,000	-1976,000	-1593,34	-773,00	866,00
12/13	-752,00	868,00	-773,00	-1000,16	-2159,66	550,00
14/15	-359,000	423,000	-376,000	-477,47	-1041,47	275,50
16/17	-5,100	21,500	-19,100	-6,78	-35,43	27,15
18/19	321,000	-346,000	308,000	426,93	888,93	-198,00
20/21	625,000	-688,000	612,000	831,25	1749,25	-407,00
22/23	913,000	1009,000	898,000	1214,29	2561,29	2426,50
24/25	1187,000	-1314,000	1169,000	1578,71	3332,21	-784,00
26/27	2421,000	-2670,000	2375,000	3219,93	6782,43	-1584,00

Notas:

-Al tratarse de una estructura simétrica y estar expuesta por igual al viento y a la nieve se ha estudiado únicamente uno de los lados.

-El signo menos indica que la sollicitación es de compresión.

4.4. COMPROBACIÓN DE LOS DISTINTOS PERFILES.-

A continuación comprobaremos que los perfiles elegidos soportaran los esfuerzos máximos ponderados resultado de la combinación de hipótesis.

Los perfiles los comprobaremos a tracción y a compresión y para ello seguiremos las siguientes pautas:

-Cálculo a compresión:

Pasamos al cálculo de los partes de la celosía sometidos a esfuerzos de compresión según Art. 3.2. EA-95. Según la clasificación de las piezas sometidas a

tracción, Art. 3.2.1 EA-95 en nuestro caso nos encontramos en piezas simples Art. 3.3.3.1. EA-95 apartado a) un solo perfil. Además según las solicitaciones consideradas Art. 3.2.2 EA-95, nos encontramos en el cálculo a pandeo de piezas sometidas a compresión centrada Art. 3.2.7 EA-95, por lo que se cumple que:

$$\sigma^* = \frac{N^* \cdot w}{A} \leq \sigma_u$$

donde:

σ_u : es la resistencia de cálculo del acero.

N^* : es el esfuerzo normal ponderado de compresión

A : es el área de la sección bruta de la pieza

w : es el coeficiente de pandeo, función de la esbeltez mecánica λ de la pieza determinada según Art. 3.2.5, y del tipo de acero. Los valores del coeficiente de pandeo para el acero A42, que lo tomamos como equivalente para nuestro acero S-275, se da en la tabla 3.2.7 de la norma EA-95.

Además la esbeltez mecánica según Art. 3.2.5. EA-95 de una pieza simple de sección constante en un plano perpendicular a un eje de inercia de la sección se determinara por:

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

donde:

l_k : es la longitud de pandeo en dicho plano determinada según Art. 3.2.4 .EA-95. (tomamos el coeficiente de esbeltez $\beta=1$ (pieza biarticulada) en $l_k = \beta \cdot l$).

i : es el radio de giro de la sección bruta de la pieza respecto al eje de inercia considerado.

Debe cumplirse que

$$\begin{cases} \lambda < 200 & \text{para elementos resistentes principales.} \\ \lambda < 250 & \text{para elementos secundarios o de arriostramiento.} \\ \text{Bajar estos valores ante cargas dinámicas.} \end{cases}$$

-Cálculo a tracción:

Pasamos al cálculo de los partes de la celosía sometidos a esfuerzos de tracción según Art. 3.3. EA-95. Según la clasificación de las piezas sometidas a tracción, Art. 3.3.1 EA-95 en nuestro caso nos encontramos en piezas simples Art. 3.3.3.1. EA-95 apartado a) un solo perfil. Además según las solicitaciones consideradas Art. 3.3.2 EA-95, nos encontramos en el cálculo de piezas solicitadas a tracción centrada Art. 3.3.4 EA-95, por lo que se cumple que:

$$\sigma^* = \frac{N^*}{A_n} \leq \sigma_u$$

donde:

σ_u : es la resistencia de cálculo del acero.

N^* : es el esfuerzo normal ponderado, en la sección considerada.

A_n : es el área de la sección neta (Art. 3.2.3).

Además la esbeltez mecánica según Art. 3.3.5. EA-95 de una pieza simple de sección constante en un plano perpendicular a un eje de inercia de la sección se determinara por:

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

donde:

l_k : es la longitud de pandeo en dicho plano determinada según Art. 3.2.4 .EA-95.

(tomamos el coeficiente de esbeltez $\beta = 1$ (pieza biarticulada) en $l_k = \beta \cdot l$).

i : es el radio de giro de la sección bruta de la pieza respecto al eje de inercia considerado.

Debe cumplirse que

$$\begin{cases} \lambda < 300 & \text{para elementos resistentes principales.} \\ \lambda < 400 & \text{para elemntos secundarios o de arriostramiento.} \\ \text{No hay limitacion para Tirantes} \end{cases}$$

4.4.1. CORDÓN INFERIOR.

Los esfuerzos máximos tienen los siguientes valores:

Esfuerzo en tracción: 53602.95 Kg. (barra 16/18)

Esfuerzo en compresión: 13062.5 Kg. (barra 14/16)

- Comprobación a tracción:

$$\sigma^* = \frac{N^*}{A_n} \leq \sigma_u \Rightarrow A_n = \frac{N^*}{\sigma_u} = 20,62 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{luego utilizamos un}$$

perfil hueco cuadrado de sección #100.6 $A = 21.3 \text{ cm}^2$

Pasamos al cálculo de la esbeltez λ :

$$i_x = i_y = i = 3.77 \text{ cm}^2.$$

$$\beta = 1; l = 145 \text{ cm}$$

$$l_k = \beta \times l$$

$$l_k = 145 \text{ cm.}$$

$$\lambda = \frac{l_k}{i} = 40,32 < 300 \Rightarrow \text{Correcto.}$$

- Comprobación a compresión:

utilizamos un perfil de seccion #100.6 $\begin{cases} A = 21.3 \text{ cm}^2 \\ i_x = i_y = i = 3.77 \text{ cm} \end{cases}$

$$l_k = 152 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_k}{i} = 40,32 < 200 \Rightarrow \omega = 1.07 \text{ (tabla 3.2.7 de la norma EA - 95)}$$

$$\sigma^* = \frac{N^* \cdot \omega}{A} = 656,19 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq \sigma_u = 2600 \frac{\text{kp}}{\text{cm}^2} \Rightarrow \text{Correcto.}$$

Por tanto podemos concluir que para el cordón inferior el perfil elegido **#100.6** es correcto.

4.4.2. DIAGONALES.

Los esfuerzos máximos tienen los siguientes valores:

Esfuerzo en tracción: 24518.76 Kg. (barra 3/4)

Esfuerzo en compresión: 4851.13 Kg. (barra 25/26)

- Comprobación a tracción:

$$\sigma^* = \frac{N^*}{A_n} \leq \sigma_u \Rightarrow A_n = \frac{N^*}{\sigma_u} = 9.43 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{luego utilizamos un}$$

perfil hueco cuadrado de sección #60.5 $A = 10.1 \text{ cm}^2$

Pasamos al cálculo de la esbeltez λ :

$$i_x = i_y = i = 2.19 \text{ cm}^2.$$

$$\beta = 1$$

$$l = 163 \text{ cm}$$

$$l_k = \beta \times l$$

$$l_k = 163 \text{ cm.}$$

$$\lambda = \frac{l_k}{i} = 74.43 < 300 \Rightarrow \text{Correcto.}$$

- Comprobación a compresión:

utilizamos un perfil de seccion #60.5 $\begin{cases} A = 10.1 \text{ cm}^2 \\ i_x = i_y = i = 2.19 \text{ cm} \end{cases}$

$$l_k = 262 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_k}{i} = 129.63 < 200 \Rightarrow \omega = 2.67 \text{ (tabla 3.2.7 de la norma EA - 95)}$$

$$\sigma^* = \frac{N^* \cdot \omega}{A} = 1282.4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq \sigma_u = 2600 \frac{\text{kp}}{\text{cm}^2} \Rightarrow \text{Correcto.}$$

A pesar de que un perfil #60.5 cumpliría las comprobaciones de compresión y de tracción elegiremos un perfil **#90.5** por tema de soldadura ya que sino la soldadura entre el par superior y la diagonal no seria correcta. Por tanto podemos concluir que para las diagonales el perfil elegido es **#90.5**.

4.4.3. CORDÓN SUPERIOR.

Los esfuerzos máximos tienen los siguientes valores:

Esfuerzo en tracción: 13147.5 Kg. (barra 13/15)

Esfuerzo en compresión: 53955.20 Kg. (barra 15/17)

Al ser el esfuerzo al que está sometido el perfil en compresión mayor que el esfuerzo de tracción solo será necesario comprobarlo a compresión por ser esta comprobación mucho más desfavorable.

- Comprobación a compresión:

$$\beta = 1$$

$$l = 146 \text{ cm}$$

$$l_k = \beta \times l$$

$$l_k = 146 \text{ cm.}$$

utilizamos un perfil de seccion #100.6 $\left\{ \begin{array}{l} A = 23.1 \text{ cm}^2 \\ i_x = i_y = i = 3.77 \text{ cm} \end{array} \right.$

$$l_k = 146 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_k}{i} = 38,73 < 200 \Rightarrow \omega = 1.07 \text{ (tabla 3.2.7 de la norma EA - 95)}$$

$$\sigma^* = \frac{N^* \cdot \omega}{A} = 2499,22 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq \sigma_u = 2600 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \Rightarrow \text{Correcto.}$$

Por tanto podemos concluir que para el cordón superior el perfil elegido **#100.6** es correcto.

4.4.4. MONTANTES.

Los esfuerzos máximos tienen los siguientes valores:

-Esfuerzo en tracción: 6782.43 Kg. (barra 26/27)

-Esfuerzo en compresión: A pesar de que el mayor esfuerzo de compresión es de 12342.3 Kg. (barra 2/3), también comprobaremos la barra 4/5 que tiene un esfuerzo de 9068 Kg pero es más larga con lo que puede que a la postre sea más desfavorable.

Al ser el esfuerzo en cualquier caso al que está sometido el perfil en compresión mayor que el esfuerzo de tracción solo será necesario comprobarlo a compresión por ser esta comprobación mucho más desfavorable.

- Comprobación a compresión:

Barra 2/3.

$$\beta = 1$$

$$l = 58 \text{ cm}$$

$$l_k = \beta \times l$$

$$l_k = 58 \text{ cm.}$$

utilizamos un perfil de seccion # 50.4 $\begin{cases} A = 5.81 \text{ cm}^2 \\ i_x = i_y = i = 1.83 \text{ cm} \end{cases}$

$$l_k = 58 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_k}{i} = 31.69 < 200 \Rightarrow \omega = 1.04 \text{ (tabla 3.2.7 de la norma EA - 95)}$$

$$\sigma^* = \frac{N^* \omega}{A} = 2209.29 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq \sigma_u = 2600 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \Rightarrow \text{Correcto.}$$

Barra 4/5.

$$\beta = 1$$

$$l = 72.5 \text{ cm}$$

$$l_k = \beta \times l$$

$$l_k = 72.05 \text{ cm.}$$

utilizamos un perfil de seccion # 50.4 $\begin{cases} A = 5.81 \text{ cm}^2 \\ i_x = i_y = i = 1.83 \text{ cm} \end{cases}$

$$l_k = 72.5 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_k}{i} = 39.62 < 200 \Rightarrow \omega = 1.04 \text{ (tabla 3.2.7 de la norma EA - 95)}$$

$$\sigma^* = \frac{N^* \omega}{A} = 1560.63 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq \sigma_u = 2600 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \Rightarrow \text{Correcto.}$$

Por lo que podríamos concluir que el perfil **#50.4** es correcto, pero por cuestión de soldadura finalmente se elige un perfil **#60.5**.

Por último se expone como resumen el siguiente cuadro con los perfiles elegidos para cada tipo de barra:

Par superior	#100.6
Par inferior	#100.6
Montantes	#60.5
Diagonales	#90.5

4.5.COMPROBACIÓN DE FLECHA.-

Para que el perfil cumpla la comprobación a flecha máxima se debe de cumplir según norma que la deformación provocada por el esfuerzo máximo sea menor que $L/250$ y en ese caso el perfil será válido.

El valor de la flecha máxima lo calculamos con la ayuda del programa informático Cype 2004 en su módulo Cype-metal.

$\gamma = 13.88$ cm en el nudo 26.

$L = 35$ m.

$$\gamma = 13.02 \text{ cm} \leq \frac{L}{250} = 14 \text{ cm} \rightarrow \text{Correcto.}$$

Y además comprobamos que con esta deformación la pendiente de la nave sigue estando por encima del valor mínimo recomendado por el fabricante de las cubiertas, ya que se recomienda un valor mínimo del 5% de pendiente y en nuestro caso una vez que la estructura asiente será es de un 9.48 %.

4.6. CÁLCULO DE LAS SOLDADURAS.-

El cálculo de la longitud de soldadura lo hacemos según la norma EA-95, basada en las normas UNE 14035, en la que se han transformado las fórmulas para expresarlas en función de los esfuerzos ponderados y de la resistencia de cálculo del acero σ_u .

Para el cálculo de la longitud tomamos la barra que esté sometida a mayor esfuerzo, unificando los resultados con los demás pares correspondientes.

Antes del soldeo se limpiarán los bordes de la unión, eliminando cuidadosamente toda la cascarilla, herrumbre o suciedad, y muy especialmente la grasa y la pintura. Las partes que se van a soldar estarán además bien secas.

Se utilizarán electrodos con una resistencia a tracción de al menos 42 g/mm^2 , con un alargamiento de rotura mayor al 22% y una resistencia superior a $5 \text{ Kg}\cdot\text{m/cm}^2$. En el uso de los electrodos se seguirán las instrucciones indicadas por el suministrador.

Tanto en el par inferior como superior habrá que realizar empalmes al ser la luz que salva la cercha considerable, pero atendiendo al art. 3.7.2.1 de la EA-95 estas soldaduras a tope no necesitan ser calculadas.

Estas barras están unidas mediante soldadura eléctrica por arco.

4.6.1. SOLDADURA ENTRE PAR INFERIOR Y MONTANTE.

Comprobando las solicitaciones que tenemos, observamos que el montante con la solicitación mayor es el 26/27, con un valor de 12342.3 Kg .

Calculada esta soldadura las demás soldaduras tendrán las mismas características ya que si aguanta la más desfavorable las demás también lo harán.

Comenzaremos el cálculo de la soldadura eligiendo el valor de la garganta, el cual según el Art. 5.2.3, la garganta “a” de una soldadura en ángulo que une dos perfiles de espesores e_1 y e_2 será no mayor que el valor máximo que corresponde en la tabla 5.2.3.A al espesor e_1 y no menor que el valor mínimo que corresponde al espesor e_2 , si este valor mínimo es menor que el valor máximo antes especificado.

Valores máximos y mínimos de garganta:

Montante:#60.5 $a_{\max}=3.5$ mm ; $a_{\min}=2.5$ mm

Par inferior:#100.6 $a_{\max}=4.0$ mm ; $a_{\min}=2.5$ mm.

Por tanto tomamos un cordón de garganta 3.5 mm.

Observamos que todos los esfuerzos son frontales a los cordones de soldadura:

$$L_{ef} = L - 2 \cdot a = 60 - 2 \cdot 3.5 = 53 \text{ mm.}$$

$$\frac{N^*}{\sum a \cdot L} \leq \beta \cdot \sigma_u ; \quad \text{para } \theta = 90^\circ \Rightarrow \beta = 0.85 \text{ (Anejo 3.A6, caso 2).}$$

$$N^* = \sum a \cdot L \cdot \beta \cdot \sigma_u = 4 \cdot 0.35 \cdot 5.3 \cdot 0.85 \cdot 2600 = 16398,2 \text{ kg} > 12482.8 \text{ kg} \Rightarrow \text{Correcto.}$$

Por tanto la soldadura será **VALIDA** y consistirá en **4 cordones** de soldadura de **60 mm de longitud** cada uno y de **3.5 mm de garganta**.

4.6.2. SOLDADURA ENTRE PAR INFERIOR Y DIAGONAL.

Comprobando las sollicitaciones que tenemos, observamos que la diagonal con la sollicitación mayor es la 2/3, con un valor de 24518.76 Kg.

Comenzaremos el calculo de la soldadura eligiendo el valor de la garganta, el cual según el Art. 5.2.3, la garganta “a” de una soldadura en ángulo que une dos perfiles de espesores e_1 y e_2 será no mayor que el valor máximo que corresponde en la tabla 5.2.3.A al espesor e_1 y no menor que el valor mínimo que corresponde al espesor e_2 , si este valor mínimo es menor que el valor máximo antes especificado.

Valores máximos y mínimos de garganta:

-Diagonal:#90.5 $a_{\max}=3.5$ mm ; $a_{\min}=2.5$ mm

-Par inferior:#100.6 $a_{\max}=4.0$ mm ; $a_{\min}=2.5$ mm.

Por tanto tomamos un cordón de garganta 3.5mm.

Observamos que existen tanto cordones frontales al esfuerzo como oblicuos:

Soldadura tipo I; cordones frontales.

$$L_{ef} = L - 2 \cdot a = 90 - 2 \cdot 3.5 = 83 \text{ mm.}$$

$$\frac{N^*}{\sum a \cdot L} \leq \beta \cdot \sigma_u ; \quad \text{para } \theta = 90^\circ \Rightarrow \beta = 0.85 \text{ (Anejo 3.A6, caso 2).}$$

$$N_1^* = \sum a \cdot L \cdot \beta \cdot \sigma_u = 12840,1 \text{ kg}$$

Soldadura tipo II; cordones oblicuos.

$$L_{ef} = L - 2 \cdot a = 114.21 - 2 \cdot 3.5 = 107.21 \text{ mm.}$$

$$\frac{N^*}{\sum a \cdot L} \leq \beta \cdot \sigma_u ; \quad \text{para } \theta = 52^\circ \Rightarrow \beta = 0.80 \text{ (Anejo 3.A6, caso 2).}$$

$$N_2^* = \sum a \cdot L \cdot \beta \cdot \sigma_u = 15609,776 \text{ kg}$$

Por tanto en total tenemos:

$$N_1^* + N_2^* = 28449,876 \text{ Kg} \geq N^* = 24518.76 \text{ Kg}$$

Por tanto la soldadura será **VALIDA** y consistirá en **2 cordones frontales** de soldadura de **90 mm de longitud** cada uno y de **3.5 mm de garganta** y en otros **2 cordones oblicuos de 114.21 mm de longitud y 3.5 mm de garganta**.

4.6.3. SOLDADURA ENTRE PAR SUPERIOR Y DIAGONAL.

Comprobando las solicitaciones que tenemos, observamos que la diagonal con la sollicitación mayor es la 2/3, con un valor de 24518.76 Kg.

Comenzaremos el cálculo de la soldadura eligiendo el valor de la garganta, el cual según el Art. 5.2.3, la garganta “a” de una soldadura en ángulo que une dos perfiles de espesores e_1 y e_2 será no mayor que el valor máximo que corresponde en la tabla 5.2.3.A al espesor e_1 y no menor que el valor mínimo que corresponde al espesor e_2 , si este valor mínimo es menor que el valor máximo antes especificado.

Valores máximos y mínimos de garganta:

Diagonal:#90.5 $a_{\max}=3.5$ mm ; $a_{\min}=2.5$ mm

Par superior:#100.6 $a_{\max}=4.0$ mm ; $a_{\min}=2.5$ mm.

Por tanto tomamos un cordón de garganta 3.5 mm.

Observamos que existen tanto cordones frontales al esfuerzo como oblicuos:

Soldadura tipo I; cordones frontales.

$$L_{ef} = L - 2 \cdot a = 90 - 2 \cdot 3.5 = 83 \text{ mm.}$$

$$\frac{N^*}{\sum a \cdot L} \leq \beta \cdot \sigma_u ; \quad \text{para } \theta = 90^\circ \Rightarrow \beta = 0.85 \text{ (Anejo 3.A6, caso 2).}$$

$$N_1^* = \sum a \cdot L \cdot \beta \cdot \sigma_u = 12840,1 \text{ kg}$$

Soldadura tipo II; cordones oblicuos.

$$L_{ef} = L - 2 \cdot a = 106.13 - 2 \cdot 3.5 = 99.13 \text{ mm.}$$

$$\frac{N^*}{\sum a \cdot L} \leq \beta \cdot \sigma_u ; \quad \text{para } \theta = 58^\circ \Rightarrow \beta = 0.80 \text{ (Anejo 3.A6, caso 2).}$$

$$N_2^* = \sum a \cdot L \cdot \beta \cdot \sigma_u = 14433,328 \text{ kg}$$

Por tanto en total tenemos:

$$N_1^* + N_2^* = 27273,428 \text{ Kg} \geq N^* = 24518.76 \text{ Kg}$$

Por tanto la soldadura será **VALIDA** y consistirá en **2 cordones frontales** de soldadura de **90 mm de longitud** cada uno y de **3.5 mm de garganta** y en otros **2 cordones oblicuos de 106.13 mm de longitud** y **3.5 mm de garganta**

4.6.4. SOLDADURA ENTRE PAR SUPERIOR Y MONTANTE.

Comprobando las solicitaciones que tenemos, observamos que el montante con la solicitud mayor es el 26/27, con un valor de 12342.3 Kg.

Calculada esta soldadura las demás soldaduras tendrán las mismas características ya que si aguanta la más desfavorable las demás también lo harán.

Comenzaremos el calculo de la soldadura eligiendo el valor de la garganta, el cual según el Art. 5.2.3, la garganta “a” de una soldadura en ángulo que une dos perfiles de espesores e_1 y e_2 será no mayor que el valor máximo que corresponde en la tabla 5.2.3.A al espesor e_1 y no menor que el valor mínimo que corresponde al espesor e_2 , si este valor mínimo es menor que el valor máximo antes especificado.

Valores máximos y mínimos de garganta:

Montante:#60.5 $a_{\max}=3.5$ mm ; $a_{\min}=2.5$ mm

Par superior:#100.6 $a_{\max}=4.0$ mm ; $a_{\min}=2.5$ mm.

Soldadura tipo I; cordones frontales.

$$L_{ef} = L - 2 \cdot a = 60 - 2 \cdot 3.5 = 53 \text{ mm.}$$

$$\frac{N^*}{\sum a \cdot L} \leq \beta \cdot \sigma_u ; \quad \text{para } \theta = 90^\circ \Rightarrow \beta = 0.85 \text{ (Anejo 3.A6, caso 2).}$$

$$N_1^* = \sum a \cdot L \cdot \beta \cdot \sigma_u = 8199.1 \text{ kg}$$

Soldadura tipo II; cordones oblicuos.

$$L_{ef} = L - 2 \cdot a = 60.33 - 2 \cdot 3.5 = 53,33 \text{ mm.}$$

$$\frac{N^*}{\sum a \cdot L} \leq \beta \cdot \sigma_u ; \quad \text{para } \theta = 84^\circ \Rightarrow \beta = 0.84 \text{ (Anejo 3.A6, caso 2).}$$

$$N_2^* = \sum a \cdot L \cdot \beta \cdot \sigma_u = 8153,09 \text{ kg}$$

Por tanto en total tenemos:

$$N_1^* + N_2^* = 16352.19 \text{ Kg} \leq N^* = 12342.3 \text{ Kg}$$

Por tanto la soldadura será **VALIDA** y consistirá en **2 cordones frontales** de soldadura de **60 mm de longitud** cada uno y de **3.5 mm de garganta** y en otros **2 cordones oblicuos de 60.33 mm de longitud y 3.5 mm de garganta**.

Nota: Todas las soldaduras se detallan completamente en el plano correspondiente del anejo.

5. PLACA ALVEOLAR.

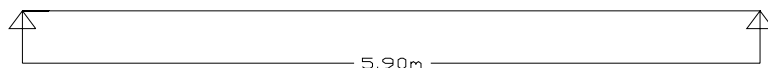
5.1. CONSIDERACIONES PREVIAS.

En este apartado calcularemos el forjado de la entreplanta el cual se resolverá por medio de placas alveolares, que irán apoyadas sobre unas vigas metálicas, las cuales formarán tres pórticos, que coincidirán con las tres primeras líneas de pilares de nuestra nave, por lo que la distancia entre estos será de 5.90 m, en el primer pórtico al ser éste el pórtico piñón, la luz entre apoyos será de 5 m, para así hacer coincidir los pilares que sostienen éstas vigas con los pilares piñón, mientras que en los otros dos la luz será de 7 m.

Al ser placas alveolares, éstas se calculan como vigas aisladas. La razón se encuentra en que estos forjados no poseen encofrados ni apuntalamiento durante su puesta en obra. Una vez colocadas estas se deforman adoptando la posición que prácticamente se mantendrá a lo largo de la vida del edificio (si exceptuamos los fenómenos a flecha diferida y fluencia).

Estos forjados (con negativos) se comportarían como vigas continuas para la parte proporcional de carga que se sitúe tras el endurecimiento del hormigón de la capa de compresión.

A continuación exponemos un esquema de nuestra placa:



5.2. ACCIONES CARACTERISTICAS.

Dentro de las acciones, en forjados distinguiremos entre acciones permanentes (G) y acciones variables (Q).

- acciones permanentes:

Peso propio placa, según catálogo fabricante: Alvisa 20+5 cm.	445 Kg / m ²
Solería: terrazo sobre mortero y arena de nivelación (7 cm. de espesor total). (NTE Cargas Gravitatorias).	80 Kg / m ²
Falso techo: Según catálogo	14 Kg / m ²

Total:	539 Kg / m ²
--------	-------------------------

- Acciones variables:

Sobrecarga de uso. Oficinas privadas (NBE-AE-88)	200 Kg / m ²
Sobrecarga de tabiquería (NBE-AE-88)	100 Kg / m ²

Total:	300 Kg / m ²
--------	-------------------------

5.3. CANTO MINIMO SEGÚN LA EFHE.

Comprobaremos el canto mínimo que exige la EFHE en su Art. 15.2.2. Nuestras condiciones son: luz menor de 12 m y sobrecarga inferior a 4 KN / m². Por lo que no será necesario comprobar la flecha si el canto cumple:

$$h_{\min} = \frac{\delta_1 \cdot \delta_2 \cdot L}{C}$$

Donde :

$$\delta_1 = \sqrt{\frac{q}{7}}, \text{siendo } q = \text{carga total en KN/m}^2 \text{ sin mayoral.}$$

$$\delta_2 = \sqrt[4]{\frac{L}{6}}, \text{ siendo } L = \text{luz del forjado en m.}$$

$C = 36$, de tabla para losas alveolares on tabiques o muros.

Como estamos comprobado la flecha, estamos en estados Limites de Utilización, luego las cargas van sin mayorar.

$$\text{Carga } q = 5.39 + 3 = 8.39 \text{ KN / m}^2$$

Por lo que tendremos:

$$\delta_1 = 1.09$$

$$\delta_2 = 0.995$$

$$h_{\min} = \frac{\delta_1 \cdot \delta_2 \cdot L}{C} = 0.177 \text{ m, por lo que no es necesario hacer el cálculo de}$$

la flecha.

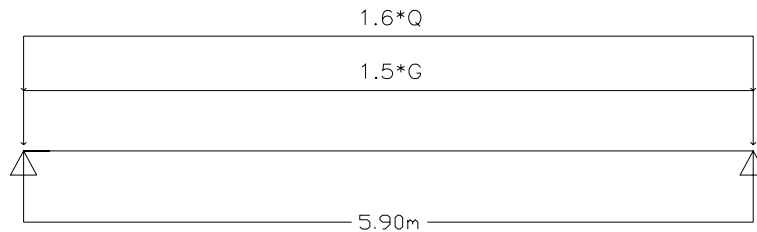
5.4. ACCIONES MAYORADAS.

Los coeficientes de seguridad aplicable son los correspondientes a una situación de proyecto persistente y con un nivel de control normal. Según el Art. 6 de la EHFE y el Art. 12 de la EHE:

TIPO DE ACCION	FAVORABLE	DESFAVORABLE
PERMANENTE (G)	$\gamma G = 1.50$	$\gamma G = 1.50$
VARIABLE (Q)	$\gamma Q = 1.60$	$\gamma Q = 1.60$

A pesar de que la norma EFHE en su art.6 nos permite tomar unos coeficientes menores para el cálculo de cortantes y esfuerzos rasantes, por tratarse de placas alveolares, mantendremos los coeficientes detallados anteriormente.

El esquema de carga seria:



Los coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales para una situación de proyecto persistentes (Art. 15.3) son:

$\gamma_C = 1.50$, para el hormigón.

$\gamma_S = 1.15$, para el acero.

Para los coeficientes de combinación ψ utilizamos la expresión simplificada que permite la norma. Para una situación de proyecto persistente y la existencia de más de una acción variable tenemos:

$$\sum \gamma_G * G_k + 0.9 * \sum \gamma_Q * Q_k$$

Con lo que obtenemos una carga mayorada de:

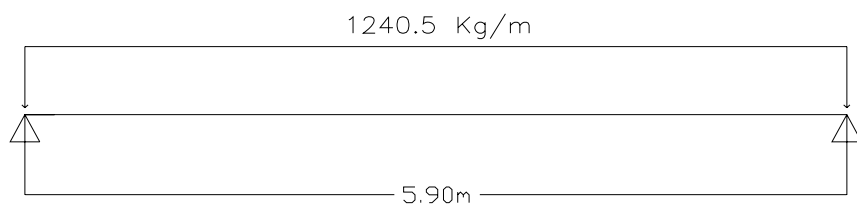
Acción variable: $0.9 * 1.60 * 300 = 432 \text{ Kg / m}^2$

Acción permanente: $1.50 * 539 = 808.5 \text{ Kg / m}^2$

Total: $q = 1240.5 \text{ Kg / m}^2$

Consideramos un ancho de placa de 1 m, por lo que la carga lineal será de 1240.5 Kg / m .

Por tanto el esquema de carga definitivo queda como:



Con el esquema de carga anterior, y admitiendo un método de cálculo lineal, las solicitaciones son las siguientes.

Diagrama de flectores (mKg)

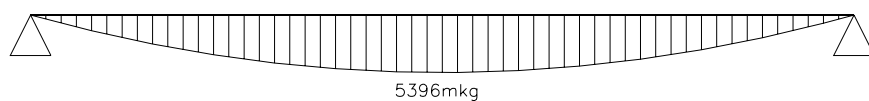
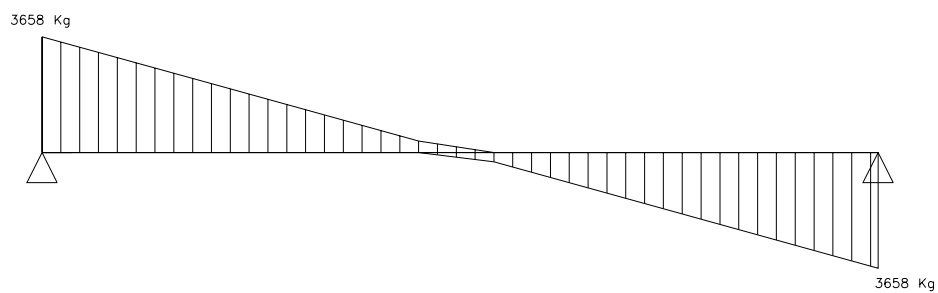


Diagrama de cortante (Kg)



5.5. COMPROBACIÓN A FLEXIÓN POSITIVA.

A partir del diagrama de momentos flectores obtenido anteriormente, comprobamos que existen placas que resisten estos momentos.

Tenemos en diagrama: $M_{d+} = 5396 \text{ mKg}$

Momento ultimo en ficha técnica tenemos hasta el valor de 7194 mKg, luego existen placas de nuestro tipo (20 + 5), que soportan el momento flector positivo máximo.

5.6. COMPROBACIÓN A CORTANTE.

El máximo cortante que soporta nuestra placa será de 3658 Kg, por lo debemos encontrar en el prontuario una placa que cumpla con este requerimiento y vemos que existe ya que en ficha el cortante último en ficha es de 6805 Kg

5.7. COMPROBACIÓN CAPA DE COMPRESIÓN.

El momento positivo máximo tiene un valor de 5396mKg . Para resistirlo suponemos una sección de 100x25, HA 25 y $d = 20.5$, siendo $d = h - (r + 2.5)$.

$$\mu = M_d / (U_o * d) = 0.0906$$

$$U_o = 0.85 * f_{cd} * b * d = 2904 \text{ KN}$$

$$\xi = w_1 = 1 - (\sqrt{1 - 2 * \mu}) = 1 - (\sqrt{1 - 2 * 0.04037}) = 0.0951$$

$$y = \xi * d = 1.95 \text{ cm.}$$

$$x = y / 0.8 = 2.43 \text{ cm.} < 5 \text{ cm. ; luego se cumple.}$$

Tomaremos como armadura de reparto en la capa de compresión, un mallazo de # Ø4 a 20 cm., de los existentes en el mercado.

Según catálogo del fabricante la placa se colocará con una entrega mínima de 7 cm y una entrega máxima de 15 cm.

6. VIGAS DE ENTREPLANTA.

6.1. CONSIDERACIONES PREVIAS.

En este apartado calcularemos las vigas metálicas que soportarán el forjado y transmitirán las cargas a los pilares. Estas vigas formarán tres pórticos, que coincidirán con las tres primeras líneas de pilares de nuestra nave, por lo que la distancia entre estos será de 5.90 m, en el primer pórtico al ser éste el pórtico piñón, la luz entre apoyos será de 5 m, para así hacer coincidir los pilares que sostienen éstas vigas con los pilares piñón, por lo que las asemejaremos al caso de vigas simplemente apoyadas, mientras que en los otros dos la luz será de 7 m y las vigas serán continuas.

En ambos casos cogeremos las más desfavorables, en el caso de las aisladas es indiferente pues todas soportan la misma carga, pero en las continuas estudiaremos el caso de la viga central por soportar esta mayor carga. Ambas vigas las supondremos como simplemente apoyadas en los pilares.

6.2. VIGA CONTINUA.

6.2.1 ACCIONES CARACTERISTICAS.

➤ Concarga :

-Peso propio:

El peso propio de un IPN-340.

68.14 Kg / m

Peso propio placa, según catálogo fabricante: Alvisa
20+5 cm.

445 Kg / m² x 5.9 m

2625.5 Kg/m

Solería: terrazo sobre mortero y arena de nivelación

(7 cm. de espesor total). (NTE Cargas Gravitatorias).

80 Kg / m² x 5.9 m

472 Kg/ m

Falso techo: Según catálogo

14 Kg / m² x 5.9 m

82.6 Kg/ m

Total:

3248.2 Kg/m

➤ **Sobrecargas :**

Sobrecarga de uso. Oficinas privadas (NBE-AE-88)

200 Kg / m² x 5.9 m

1180Kg/m

Sobrecarga de tabiquería (NBE-AE-88)

100Kg/ m² x 5.9 m

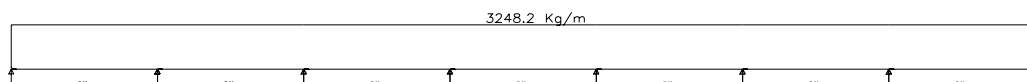
590Kg/m

Total

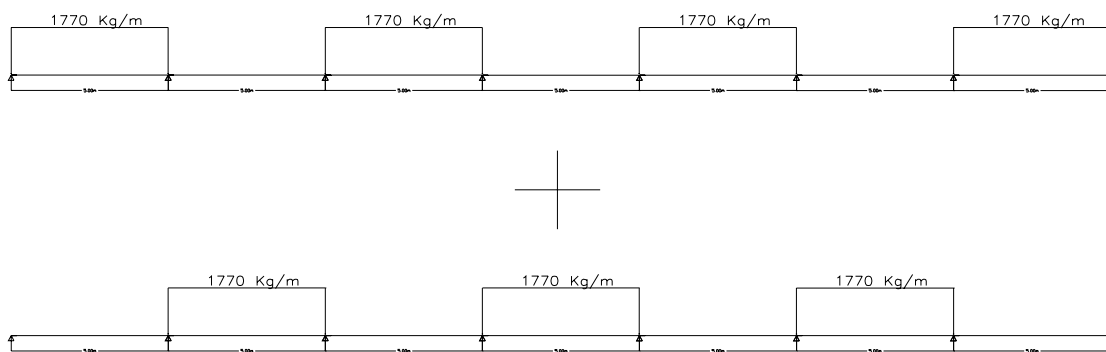
1770 Kg/m

6.2.2 HIPÓTESIS SIMPLES DE CARGA.

I) Acción permanente.

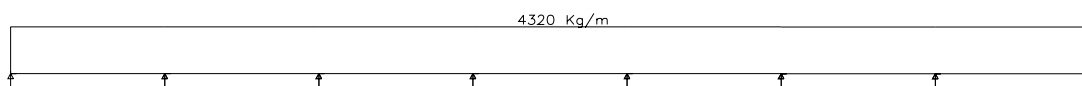


II) Sobrecarga.

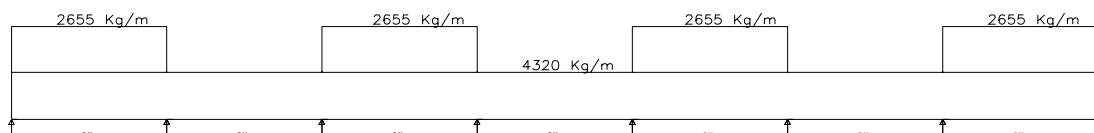


6.2.3 COMBINACIÓN DE HIPÓTESIS.

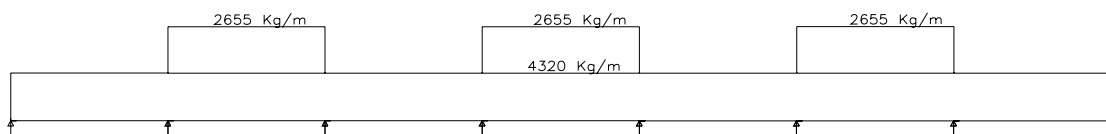
$$\text{I*) } P_{\text{concarga}} = 3248.2 \text{ Kg/m} \times 1.33 = 4320 \text{ Kg/m}$$



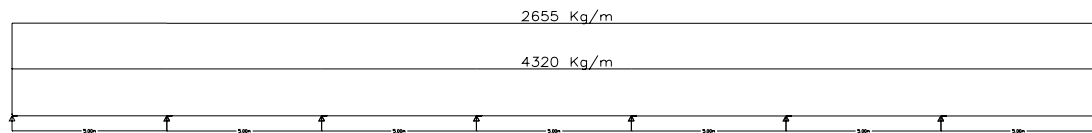
$$\text{II*) } P_{\text{carga}} + S_{\text{I}} = 3248.2 \text{ g/ml} \times 1.33 + 1770 \text{ Kg/ml} \times 1.5$$



$$\text{III*) } P_{\text{carga}} + S_{\text{II}} = 3248.2 \text{ g/ml} \times 1.33 + 1770 \text{ Kg/ml} \times 1.5$$

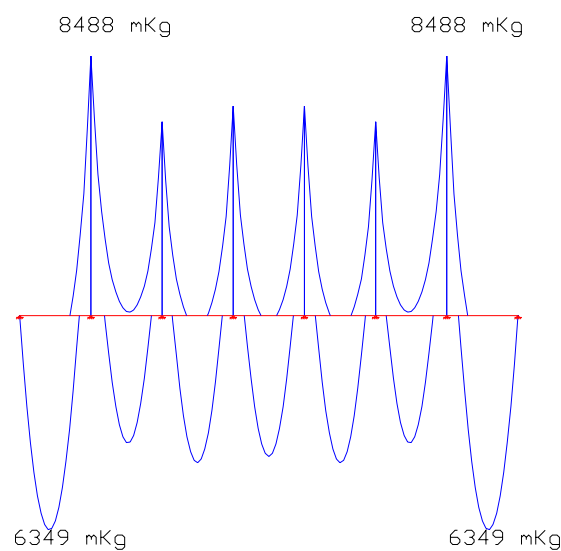


$$\text{IV*) } P_{\text{carga}} + S_{\text{I}} + S_{\text{II}} = 3248.2 \text{ g/ml} \times 1.33 + 1770 \text{ Kg/ml} \times 1.5$$



6.2.4 COMPROBACIÓN A RESISTENCIA.

En pórticos la sollicitación más normal es la de flexión simple, por lo que trabajaremos con la envolvente de momentos para las distintas hipótesis, que es la siguiente:



A continuación con el flector más desfavorable comprobamos el perfil a resistencia:

$$M^* = 8488m \cdot kg$$

$$\sigma^* = \frac{M^*}{W_x} \leq 2600 \frac{kp}{cm^2}$$

$$\sigma^* = \frac{M^*}{W_x} = \frac{848800cm \cdot kg}{923cm^3} = 919.6 \frac{kg}{cm^2} < 2800 \frac{kg}{cm^2}$$

Por tanto cumple a resistencia.

6.2.5 COMPROBACIÓN A PANDEO LOCAL DEL ALMA BAJO CARGAS CONCENTRADAS.

Estudiaremos el punto de aplicación de la reacción por ser éste el único punto donde se concentra una carga considerable en el punto.

La mayor reacción en todos los apoyos se produce en el nudo 2 y 4 con un valor de 38940 Kg.

Al ser un perfil IPN-340 tenemos:

$$e_a = 18.3mm.$$

$$h_a = 274mm.$$

$$A_a = 20e_a \cdot e_a = 66.98 \text{ cm}$$

Y por ser una chapa rectangular:

$$i_x = \frac{e_a}{\sqrt{12}} = \frac{18.3mm}{\sqrt{12}} = 5.28mm$$

Para cumplir la comprobación se deberá cumplir:

$$\sigma^* = \frac{N^* \cdot \omega}{A} = 885.35 \leq 2600 \frac{kg}{cm^2}, \text{ por tanto correcto.}$$

$$\lambda = \frac{l_k}{i} = 51.33 \Rightarrow \omega = 1.14$$

$$N^* = R_a + q \cdot 20e_a = 41492.85Kg$$

6.2.6 PANDEO LATERAL.

No hacemos comprobación ni de pandeo local del ala ya que todos los perfiles laminados cumplen las condiciones del artículo 3.4.1.3 de la norma NBE-EA-95 (pandeo local del ala comprimida). Ni de comprobación de pandeo local del alma bajo cargas concentradas, ni de pandeo lateral puesto que la viga se encuentra arriostrada por el forjado.

6.3. VIGA AISLADA.

6.3.1 ACCIONES CARACTERISTICAS.

➤ Concarga :

-Peso propio:

El peso propio de un IPN-320. 61.07 Kg / m

Peso propio placa, según catálogo fabricante: Alvisa
20+5 cm.

445 Kg / m² x 2.95 m 1312.75 Kg/m

Solería: terrazo sobre mortero y arena de nivelación
(7 cm. de espesor total). (NTE Cargas Gravitatorias).

80 Kg / m² x 2.95 m 236 Kg/ m

Falso techo: Según catálogo

14 Kg / m² x 2.95 m 41.3 Kg/ m

Cerramiento: Bloques de hormigón de 20 cm de espesor.
(NTE Cargas Gravitatorias).

1800 Kg/m³ x 0.2 m x 2.96 m 1065.6 Kg/ m

Total: 2850.35 Kg/m

➤ **Sobrecargas :**

Sobrecarga de uso. Oficinas privadas (NBE-AE-88)

200 Kg / m² x 2.95 m

590Kg/m

Sobrecarga de tabiquería (NBE-AE-88)

100Kg/ m² x 2.95m

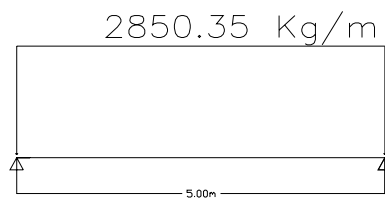
295Kg/m

Total

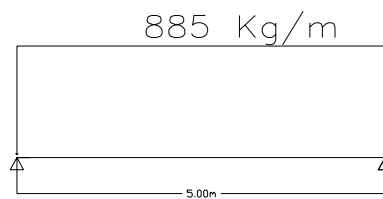
885 Kg/m

6.3.2 HIPÓTESIS SIMPLES DE CARGA.

I) Acción permanente.

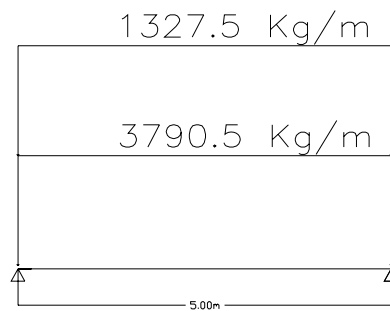


II) Sobrecarga.



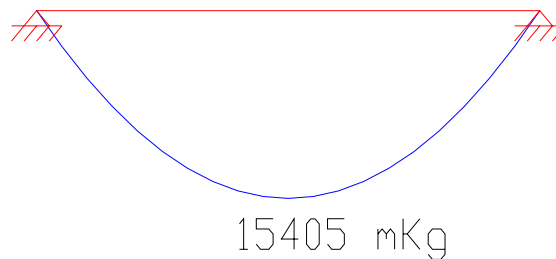
6.3.3 COMBINACIÓN DE HIPÓTESIS.

$$I^*) P_{\text{carga}} + S = 2850.35 \text{ Kg/ml} \times 1.33 + 885 \text{ Kg/ml} \times 1.5$$



6.3.4 COMPROBACIÓN A RESISTENCIA.

A continuación al tratarse de una viga simplemente apoyada la comprobación la realizaremos únicamente en el punto de momento flector máximo.



A continuación con el flector más desfavorable comprobamos el perfil a resistencia:

$$M^* = 15405 \text{ m} \cdot \text{kg}$$

$$\sigma^* = \frac{M^*}{W_x} \leq 2600 \frac{kp}{cm^2}$$

$$\sigma^* = \frac{M^*}{W_x} = \frac{1540500 cm \cdot kg}{782 cm^3} = 1969.96 \frac{kg}{cm^2} < 2800 \frac{kg}{cm^2}$$

Por tanto cumple a resistencia.

6.3.5 COMPROBACIÓN A PANDEO LOCAL DEL ALMA BAJO CARGAS CONCENTRADAS.

Estudiaremos el punto de aplicación de la reacción por ser éste el único punto donde se concentra una carga considerable en el punto.

La mayor reacción en todos los apoyos se produce en el nudo 2 y 4 con un valor de 12319.1 Kg.

Al ser un perfil IPN-320 tenemos:

$$e_a = 11.5 mm.$$

$$h_a = 257 mm = l_k.$$

$$A_a = 20 e_a \cdot e_a = 26.45 cm$$

Y por ser una chapa rectangular:

$$i_x = \frac{e_a}{\sqrt{12}} = \frac{11.5 mm}{\sqrt{12}} = 3.32 mm$$

Para cumplir la comprobación se deberá cumplir:

$$\sigma^* = \frac{N^* \cdot \omega}{A} = 744.97 \leq 2600 \frac{kg}{cm^2}, \text{ por tanto correcto.}$$

$$\lambda = \frac{l_k}{i} = 77.40 \Rightarrow \omega = 1.46$$

$$N^* = R_a + q \cdot 20 e_a = 13496.24 Kg$$

6.3.6 PANDEO LATERAL.

No hacemos comprobación ni de pandeo local del ala ya que todos los perfiles laminados cumplen las condiciones del artículo 3.4.1.3 de la norma NBE-EA-95 (pandeo local del ala comprimida). Ni de comprobación de pandeo local del alma

bajo cargas concentradas, ni de pandeo lateral puesto que la viga se encuentra arriostrada por el forjado.

7. PILARES.

7.1. CONSIDERACIONES PREVIAS.

Las cerchas se apoyan en una serie de pilares con una distancia entre ejes de 35 m y los mismos poseerán una altura de 6.80 m.

En primer lugar con el fin de simplificar los cálculos los hemos unificado en grupos, en función de las solicitaciones usando para el dimensionamiento el más desfavorable para cada caso.

7.1. PILARES LATERALES TIPO I.

En este grupo de pilares agrupamos a todos los pilares laterales de la nave excepción de los que además de soportar la cercha llevan un embrochalamiento intermedio para soportar la viga de entreplanta, con lo cual las solicitaciones variarán mucho.

7.1.1 ACCIONES CARACTERISTICAS.

➤ Peso propio :

$$R = 4514 \text{Kg} (\downarrow).$$

➤ Sobrecarga de viento:

El viento además de provocar una succión en toda la estructura de la nave, como hemos visto anteriormente, con lo cual producirá una sollicitación a tracción sobre los pilares, también provocará una sollicitación de flexión al incidir el viento sobre la estructura lateral y esta transmitirla a los pilares.

$$R = 5424 \text{Kg} (\uparrow).$$

Según la tabla 1 de la NTE-ECV-88 tenemos que la carga total de viento para una situación W y exposición normal es de 65 Kg/m^2

$$V_p = 65 \text{ Kg/m}^2 \times 2/3 \times 5.9\text{m} = 255.23 \text{ Kg/m}$$

$$V_s = 65 \text{ Kg/m}^2 \times 1/3 \times 5.9\text{m} = 127.61 \text{ Kg/m}$$

➤ **Sobrecarga de nieve :**

$$R = 4404 \text{ Kg } (\downarrow).$$

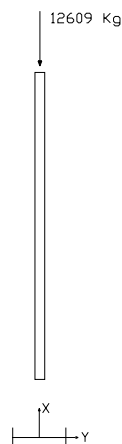
7.1.2 HIPÓTESIS DE CÁLCULO.

Comprobaremos cual de las dos hipótesis a priori más desfavorables es la más desfavorable:

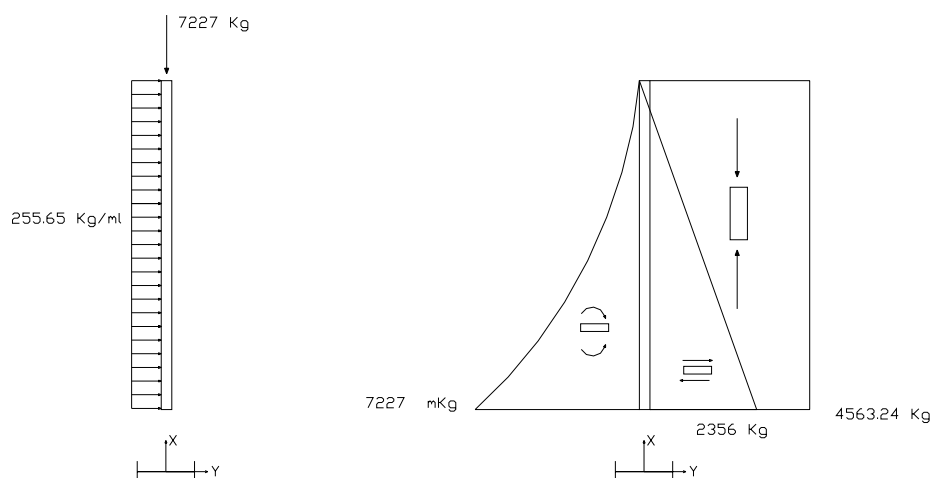
Por un lado tenemos la de compresión excéntrica generada por la combinación de peso propio más nieve, y por otro lado la producida por la combinación de peso propio más nieve más viento, la cual aunque genera un axil de compresión menor que la combinación anterior, generará un flector mucho mayor.

7.1.3 COMBINACIÓN DE HIPÓTESIS.

I) $P_{\text{concarga}} + P_{\text{nieve}} = 1.33 \times P_{\text{concarga}} + 1.5 \times S_{\text{nieve}}.$



II) $P_{\text{concarga}} + P_{\text{nieve}} + V = 1.33 \times P_{\text{concarga}} + 1.5 \times S_{\text{nieve}} + 1.5 \times V_{\text{presión}} + 1.5 \times V_{\text{viento}}.$



Por tanto observamos que la hipótesis más desfavorable es la II y con ésta realizaremos todas las comprobaciones.

7.1.4 COMPROBACIONES DE PANDEO.

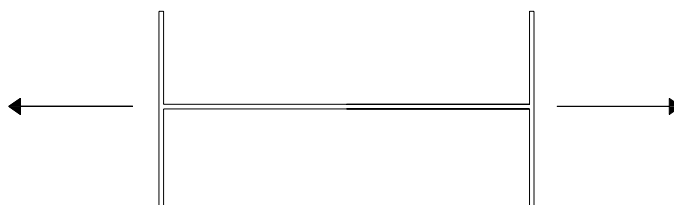
-Comprobación a pandeo en el plano de la estructura, plano de pandeo Y-Y, eje de pandeo X-X.

Los datos de nuestro pilar IPN-220 son los siguientes:

$$A = 39.6 \text{ cm}^2$$

$$W_x = 278 \text{ cm}^3$$

$$i_x = 8.80 \text{ cm}$$



La esbeltez mecánica según de una pieza simple de sección constante en un plano perpendicular a un eje de inercia de la sección se determinara por:

$$\lambda = \frac{l_k}{i}, (\text{Art. 3.2.5. EA-95})$$

$$l_k = \beta x l;$$

B= 2 ; Elemento empotrado-libre (Art. 3.2.4 .EA-95).

$$l= 6.80 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{l_k}{i_x} = \frac{2 \times 680}{8.80} = 150 < 200 (\text{Art. 3.2.5.6. EA-95}).$$

$\Rightarrow \omega = 3.96$ (tabla 3.2.7 de la norma EA - 95)

$$\sigma^* = \frac{N^* \omega}{A_n} + \frac{M^*}{W_x} \leq \sigma_u = 2600 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma^* = 2486.49 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 2600 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \text{ por tanto la comprobación de pandeo en el plano}$$

Y-Y es correcta.

En el plano X-X no es necesario comprobar el pandeo ya que en este sentido el pilar se considera suficientemente arriostrado por medio del cerramiento de bloques de hormigón, al ser este de más de ½ pie.

7.1.5 COMPROBACION DE RESISTENCIA.

Esta comprobación la haremos para la base del pilar, por ser el lugar más desfavorable, puesto que es donde tenemos el mayor flector y el mayor cortante.

$$\tau = \frac{T^*}{A_a} = 141 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma^* = \frac{N^*}{A_n} + \frac{M^*}{W_x} = 2185.67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq \sigma_u$$

$$\sigma_{co}^* = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = 2197.75 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 2600 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}; \text{ por tanto la comprobación de}$$

Von Misses es correcta también.

7.2. PILARES LATERALES TIPO II.-

Estos pilares son los que además de soportar la cercha y el viento lateral soportan la viga de entreplanta. Esta viga arriostrará el pilar, formando un pórtico, por lo que deberemos calcularlo como un pilar perteneciente a un pórtico de varias alturas, calculando en los dos puntos más desfavorables del pilar, la base del pilar y justo arriba de la viga.

7.2.1 ACCIONES CARACTERISTICAS.

En la base del pilar:

➤ **Peso propio :**

$$R = 10204 \text{Kg} (\downarrow).$$

➤ **Sobrecarga de uso 1:**

$$R = 3963 \text{Kg} (\downarrow).$$

➤ **Sobrecarga de uso 2:**

$$R = 459 \text{Kg} (\uparrow).$$

➤ **Sobrecarga de viento:**

El viento además de provocar una succión en toda la estructura de la nave, provocará una sollicitación de flexión al incidir el viento sobre la estructura lateral y esta transmitirla a los pilares.

$$R = 5424 \text{Kg} (\uparrow).$$

Según la tabla 1 de la NTE-ECV-88 tenemos que la carga total de viento para una situación W y exposición normal es de 65 Kg/m^2

$$V_p = 65 \text{ Kg/m}^2 \times 2/3 \times 5.9\text{m} = 255.23 \text{ Kg/m}$$

➤ **Sobrecarga de nieve :**

$$R = 4455 \text{Kg} (\downarrow).$$

En la sección superior a la interacción pilar-viga:

➤ **Peso propio :**

$$R = 4246 \text{ Kg } (\downarrow).$$

➤ **Sobrecarga de viento:**

El viento además de provocar una succión en toda la estructura de la nave, provocará una sollicitación de flexión al incidir el viento sobre la estructura lateral y esta transmitirla a los pilares.

$$R = 5424 \text{ Kg } (\uparrow).$$

Según la tabla 1 de la NTE-ECV-88 tenemos que la carga total de viento para una situación W y exposición normal es de 65 Kg/m^2

$$V_p = 65 \text{ Kg/m}^2 \times 2/3 \times 5.9 \text{ m} = 255.23 \text{ Kg/m}$$

➤ **Sobrecarga de nieve :**

$$R = 4455 \text{ Kg } (\downarrow).$$

7.2.2 HIPÓTESIS DE CÁLCULO.

En la base del pilar:

$$\text{I) } P_{\text{concarga}} + P_{\text{nieve}} + S_{\text{usol}} + S_{\text{viento}} = 1.33 \times P_{\text{concarga}} + 1.5 \times S_{\text{nieve}} + 1.5 \times S_{\text{usol}} + 1.5 \times S_{\text{viento}}$$

$$N = 18062.32 \text{ Kg (compresión).}$$

$$M_x = 5133 \text{ mKg.}$$

$$V_y = 949.5 \text{ Kg}$$

En la sección superior a la interacción pilar-viga:

$$\text{I) } P_{\text{carga}} + P_{\text{nieve}} + S_{\text{viento}} = 1.33 \times P_{\text{carga}} + 1.5 \times S_{\text{nieve}} + 1.5 \times S_{\text{sol}} + 1.5 \times S_{\text{viento}}$$

$$N = 3602.68 \text{ Kg (compresión).}$$

$$M_x = 3199.5 \text{ mKg.}$$

$$V_y = 1210.5 \text{ Kg}$$

Observamos que el punto más desfavorable es la base, ya que a pesar de ser el tramo algo más pequeño (2.85m frente a 3.75m) las sollicitaciones son mucho mayores y los coeficientes β son en ambos casos iguales a 1.

7.2.3 COMPROBACIONES DE PANDEO.

-Comprobación a pandeo en el plano de la estructura, plano de pandeo Y-Y, eje de pandeo X-X.

Los datos de nuestro pilar IPN-240 son los siguientes:

$$A = 46.1 \text{ cm}^2$$

$$W_x = 354 \text{ cm}^3$$

$$i_x = 9.59 \text{ cm}$$



Al tratarse en este caso de pórticos ortogonales de varias alturas deberemos en primer lugar calcular el coeficiente de empotramiento inferior y superior de los dos pilares mediante la ecuación:

$$k = \frac{\sum \frac{I_{i(vigas)}}{l_{i(vigas)}}}{\sum \frac{I_{i(vigas)}}{l_{i(vigas)}} + \sum \frac{I_{i(pilares)}}{l_{i(pilares)}}}$$

A efectos de cálculo las vigas articuladas no se considerarán, por lo que al ser en nuestro caso todas las vigas articuladas, el k en todos los casos será 0 y por tanto considerando el pórtico traslacional obtenemos de tablas:

$$\beta = 1$$

La esbeltez mecánica según de una pieza simple de sección constante en un plano perpendicular a un eje de inercia de la sección se determinara por:

$$\lambda = \frac{l_k}{i}, \text{ (Art. 3.2.5. EA-95)}$$

$$l_k = \beta x l;$$

$$B = 1 ;$$

$$l = 3.05 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{l_k}{i_x} = 59 < 200 \text{ (Art. 3.2.5.6. EA-95).}$$

$$\Rightarrow \omega = 1.21 \text{ (tabla 3.2.7 de la norma EA - 95)}$$

$$\sigma^* = \frac{N^* \omega}{A_n} + \frac{M^*}{W_x} \leq \sigma_u = 2600 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2};$$

Al ser un pórtico intraslacional cogeremos el mayor flector del 40% central

$$M^* = 4357.8 \text{ mKg}$$

$$\sigma^* = 1705.7 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 2600 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \text{ por tanto la comprobación de pandeo en el}$$

plano Y-Y es correcta.

En el plano X-X no es necesario comprobar el pandeo ya que en este sentido el pilar se considera suficientemente arriostrado por medio del cerramiento de bloques de hormigón, al ser este de más de ½ pie.

7.2.4 COMPROBACION DE RESISTENCIA.

A continuación comprobaremos la resistencia del perfil elegido para ambas combinaciones.

Esta comprobación la haremos para la base del pilar, por ser el lugar más desfavorable, puesto que es donde tenemos el mayor flector y el mayor cortante.

$$\tau = \frac{T^*}{A_a} = 56.74 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma^* = \frac{N^*}{A_n} + \frac{M^*}{W_x} = 1622.4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq \sigma_u$$

$$\sigma_{co}^* = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = 1625.85 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 2600 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} ; \text{por tanto la comprobación}$$

de Von Misses es correcta también.

7.3. PILARES PIÑON TIPO I.-

En este grupo consideraremos los pilares piñon de la zona de la nave donde no hay entreplanta.

7.3.1 ACCIONES CARACTERISTICAS.

➤ **Peso propio :**

$$R = 1311 \text{ Kg } (\downarrow).$$

➤ **Sobrecarga de nieve :**

$$R = 0.910 \text{ Kg } (\downarrow).$$

➤ **Sobrecarga de viento frontal :**

Según la tabla 1 de la NTE-ECV-88 tenemos que la carga total de viento para una situación W y exposición normal es de 65 Kg/m^2

$$V_p = 65 \text{ Kg/m}^2 \times 2/3 \times 5\text{m} = 216.66 \text{ Kg/m}$$

7.3.2 HIPÓTESIS DE CÁLCULO.

$$I) \quad P_{\text{concarga}} + P_{\text{nieve}} + V_{\text{frontal}} = 1.33 \times P_{\text{concarga}} (\downarrow) + 1.5 \times S_{\text{nieve}} (\downarrow) + 1.5 \times V_{\text{lateral}};$$

$$N = 3108.63 \text{ Kg (compresion)}$$

$$M_x = 7089 \text{ mKg}$$

$$V = 2148 \text{ Kg}$$

7.3.3 COMPROBACIONES DE PANDEO.

Los datos de nuestro pilar IPN-240 son los siguientes:

$$A = 46.1 \text{ cm}^2$$

$$W_x = 354 \text{ cm}^3$$

$$i_x = 9.59 \text{ cm}$$

Al estar el perfil arriostrado en el plano X-X por un muro de más de $\frac{1}{2}$ pie solo deberemos comprobar el perfil a pandeo en el plano Y-Y.

La esbeltez mecánica según de una pieza simple de sección constante en un plano perpendicular a un eje de inercia de la sección se determinara por:

$$\lambda = \frac{l_k}{i}, \text{ (Art. 3.2.5. EA-95)}$$

$$l_k = \beta \times l;$$

$$\beta = 2; \text{ Elemento empotrado-libre (Art. 3.2.4 .EA-95).}$$

$$l = 6.70 \text{ m.}$$

La esbeltez mecánica en el plano de pandeo Y-Y será:

$$\lambda_x = \frac{l_k}{i_x} = 137 < 200 (\text{Art. 3.2.5.6.EA-95}).$$

$$\omega = 3.36 \text{ (tabla 3.2.7 de la norma EA - 95)}$$

$$\sigma^* = \frac{N^* \omega}{A_n} + \frac{M_y^*}{W_y} = 2229,11 \leq \sigma_u, \text{ por lo que podemos concluir que la}$$

comprobación a pandeo es correcta.

7.3.4 COMPROBACION DE RESISTENCIA.

Esta comprobación la haremos para la base del pilar, por ser el lugar más desfavorable, puesto que es donde tenemos el mayor flector y el mayor cortante.

$$\tau = \frac{T^*}{A_a} = 128,59 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma^* = \frac{N^*}{A_n} + \frac{M^*}{W_x} = 2067,97 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq \sigma_u$$

$$\sigma_{co}^* = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = 2081,92 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 2600 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}; \text{ por tanto la comprobación de}$$

Von Misses es correcta también.

7.4. PILARES PIÑON TIPO II.-

Estos pilares son los que además de soportar el viento frontal soportan la viga de entreplanta. Esta viga arriostrará el pilar, formando un pórtico por lo que deberemos calcularlo como un pilar perteneciente a un pórtico de varias alturas, calculando en los dos puntos más desfavorables del pilar, la base del pilar y justo arriba de la viga. Al igual que en el caso de los pilares laterales el caso más desfavorable lo encontramos en la base del pilar.

7.4.1 ACCIONES CARACTERISTICAS.

➤ **Peso propio :**

$$R = 13452 \text{ Kg } (\downarrow).$$

➤ **Sobrecarga de uso 1:**

$$R = 2153 \text{ Kg } (\downarrow).$$

➤ **Sobrecarga de uso 2:**

$$R = 2153 \text{ Kg } (\downarrow).$$

➤ **Sobrecarga de viento frontal :**

Según la tabla 1 de la NTE-ECV-88 tenemos que la carga total de viento para una situación W y exposición normal es de 65 Kg/m^2

$$V_p = 65 \text{ Kg/m}^2 \times 2/3 \times 5\text{m} = 216.66 \text{ Kg/m}$$

7.4.2 HIPÓTESIS DE CÁLCULO.

$$\text{I) } P_{\text{concarga}} + P_{\text{nieve}} + S_{\text{usolI}} + S_{\text{usolII}} + S_{\text{viento}} = 1.33 \times P_{\text{concarga}} + 1.5 \times S_{\text{usolI}} + 1.5 \times S_{\text{usolII}} + 1.5 \times S_{\text{viento}}$$

$$N = 24350 \text{ Kg (compresión).}$$

$$M_y = 6933 \text{ mKg.}$$

$$V_x = 2134.5 \text{ Kg}$$

7.4.3 COMPROBACIONES DE PANDEO.

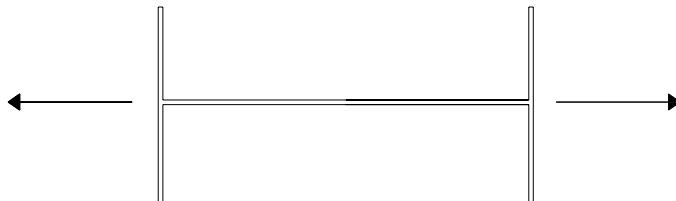
-Comprobación a pandeo en el plano de la estructura, plano de pandeo Y-Y, eje de pandeo X-X.

Los datos de nuestro pilar IPN-240 son los siguientes:

$$A = 46.1 \text{ cm}^2$$

$$W_x = 354 \text{ cm}^3$$

$$i_x = 9.59 \text{ cm}$$



Al tratarse en este caso de pórticos ortogonales de varias alturas deberemos en primer lugar calcular el coeficiente de empotramiento inferior y superior de los dos pilares mediante la ecuación:

$$k = \frac{\sum \frac{I_{i(vigas)}}{l_{i(vigas)}}}{\sum \frac{I_{i(vigas)}}{l_{i(vigas)}} + \sum \frac{I_{i(pilares)}}{l_{i(pilares)}}}$$

A efectos de cálculo las vigas articuladas no se considerarán, por lo que al ser en nuestro caso todas las vigas articuladas, el k en todos los casos será 0 y por tanto considerando el pórtico traslacional obtenemos de tablas:

$$\beta = 1$$

La esbeltez mecánica según de una pieza simple de sección constante en un plano perpendicular a un eje de inercia de la sección se determinara por:

$$\lambda = \frac{l_k}{i}, \text{ (Art. 3.2.5. EA-95)}$$

$$l_k = \beta x l;$$

$$B = 1 ;$$

$$l = 3.05 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{l_k}{i_x} = 30 < 200 \text{ (Art. 3.2.5.6. EA-95).}$$

$$\Rightarrow \omega = 1.04 \text{ (tabla 3.2.7 de la norma EA - 95)}$$

$$\sigma^* = \frac{N^* \omega}{A_n} + \frac{M^*}{W_x} \leq \sigma_u = 2600 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2};$$

Al ser un pórtico intraslacional cogeremos el mayor flector del 40% central

$$M^* = 4830.55 \text{ mKg}$$

$$\sigma^* = 2003.67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 2600 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Por tanto la comprobación de pandeo en el plano Y-Y es correcta.

En el plano X-X no es necesario comprobar el pandeo ya que en este sentido el pilar se considera suficientemente arriostrado por medio del cerramiento de bloques de hormigón, al ser este de más de ½ pie.

7.4.4 COMPROBACION DE RESISTENCIA.

Esta comprobación la haremos para la base del pilar, por ser el lugar más desfavorable, puesto que es donde tenemos el mayor flector y el mayor cortante.

$$\tau = \frac{T^*}{A_a} = 127.78 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma^* = \frac{N^*}{A_n} + \frac{M^*}{W_x} = 1892.75 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq \sigma_u$$

$$\sigma_{co}^* = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = 1905.74 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 2600 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}; \text{por tanto la comprobación de}$$

Von Misses es correcta también.

7.5. PILARES ESQUINA TIPO I.-

En este grupo consideraremos los pilares de esquina de la fachada que no tienen entreplanta.

7.5.1 ACCIONES CARACTERISTICAS.

➤ **Peso propio :**

$$R = 1156 \text{Kg} (\downarrow).$$

➤ **Sobrecarga de viento lateral:**

$$R = 551 \text{ Kg} (\uparrow).$$

Según la tabla 1 de la NTE-ECV-88 tenemos que la carga total de viento para una situación W y exposición normal es de 65 Kg/m^2

$$V_p = 65 \text{ Kg/m}^2 \times 2/3 \times 2.95 \text{m} = 127.83 \text{ Kg/m}$$

$$V_s = 65 \text{ Kg/m}^2 \times 1/3 \times 2.95 \text{m} = 63.92 \text{ Kg/m}$$

➤ **Sobrecarga de nieve :**

$$R = 448 \text{ Kg} (\downarrow).$$

➤ **Sobrecarga de viento frontal :**

Según la tabla 1 de la NTE-ECV-88 tenemos que la carga total de viento para una situación W y exposición normal es de 65 Kg/m^2

$$V_p = 65 \text{ Kg/m}^2 \times 2/3 \times 2.5 \text{m} = 108.33 \text{ Kg/m}$$

7.5.2 HIPÓTESIS DE CÁLCULO.

$$I) \quad P_{\text{concarga}} + P_{\text{nieve}} + V_{\text{lateral}} = 1.33 \times P_{\text{concarga}} (\downarrow) + 1.5 \times S_{\text{nieve}} (\downarrow) + 1.5 \times V_{\text{lateral}};$$

$$N = 1375 \text{ Kg (compresion)}$$

$$M_y = 3214.5 \text{ mKg}$$

$$V = 1131 \text{ Kg}$$

$$\text{II) } P_{\text{carga}} + P_{\text{nieve}} + V_{\text{frontal}} = 1.33 \times P_{\text{carga}} (\downarrow) + 1.5 \times S_{\text{nieve}} (\downarrow) + 1.5 \times V_{\text{frontal}}$$

$$N = 2209 \text{ Kg (compresion)}$$

$$M_x = 3528 \text{ mKg}$$

$$V = 1069.5 \text{ Kg}$$

Por lo que podemos observar que la hipótesis más desfavorable es la I, ya que aunque las sollicitaciones son menores la disposición dada al pilar hace que los esfuerzos sean mayores, de forma que se ha optimizado el pilar por su orientación.

7.5.3 COMPROBACIONES DE PANDEO.

Los datos de nuestro pilar HEB-280 son los siguientes:

$$A = 131 \text{ cm}^2$$

$$W_x = 1380 \text{ cm}^3$$

$$i_x = 12.1 \text{ cm}$$

$$W_y = 471 \text{ cm}^3$$

$$i_y = 7.09 \text{ cm}$$

Al tratarse de una pieza con doble simetría y poder pandear en ambos planos, tendremos que comprobar el perfil con el coeficiente de pandeo ω correspondiente a la esbeltez máxima λ_x o λ_y . (Art 3.2.9.2 EA-95).

La esbeltez mecánica según de una pieza simple de sección constante en un plano perpendicular a un eje de inercia de la sección se determinara por:

$$\lambda = \frac{l_k}{i}, \text{ (Art. 3.2.5. EA-95)}$$

$$l_k = \beta \times l;$$

$$\beta = 2; \text{ Elemento empotrado-libre (Art. 3.2.4 .EA-95).}$$

$$l = 6.60 \text{ m.}$$

La esbeltez mecánica en el plano de pandeo Y-Y será:

$$\lambda_x = \frac{l_k}{i_x} = 109.9 < 200 (\text{Art.3.2.5.6.EA-95}).$$

La esbeltez mecánica en el plano de pandeo X-X será:

$$\lambda_y = \frac{l_k}{i_y} = 186.17 < 200 (\text{Art.3.2.5.6.EA-95}).$$

Por tanto vemos que la esbeltez mayor es la correspondiente al pandeo en el plano X-X, con lo que tendremos :

$$\omega = 5.91 (\text{tabla 3.2.7 de la norma EA - 95})$$

$$\sigma^* = \frac{N^* \omega}{A_n} + \frac{M_y^*}{W_y} = 617.02 \leq \sigma_u, \text{ por lo que podemos concluir que la}$$

comprobación a pandeo es correcta.

7.5.4 COMPROBACION DE RESISTENCIA.

En este caso concreto no comprobaremos a resistencia puesto que al comprobar a pandeo nos damos cuenta que cumplen con muchísima holgura, a pesar de tener un factor ω de 5.91, con lo cual las comprobaciones de resistencia las cumplen también con sobrada holgura, ya que el factor principal de cálculo ha sido la esbeltez en el eje y.

7.6. PILARES ESQUINA TIPO II.-

Estos son los pilares esquina que además soportan la viga de entreplanta. El pilar se encuentra a 2.85 m arriostrado en ambas direcciones por medio de la viga de entreplanta 1y la viga de atado en el otro sentido. Calcularemos el perfil en la en la base del pilar.

7.6.1 ACCIONES CARACTERISTICAS.

➤ **Peso propio :**

$$R = 8539 (\downarrow).$$

➤ **Sobrecarga de uso 1:**

$$R = 1993 (\downarrow).$$

➤ **Sobrecarga de uso 2:**

$$R = 231 (\uparrow).$$

➤ **Sobrecarga de viento lateral:**

$$R = 2732 (\uparrow).$$

Según la tabla 1 de la NTE-ECV-88 tenemos que la carga total de viento para una situación W y exposición normal es de 65 Kg/m^2

$$V_p = 65 \text{ Kg/m}^2 \times 2/3 \times 2.95\text{m} = 127.83 \text{ Kg/m}$$

➤ **Sobrecarga de viento frontal :**

Según la tabla 1 de la NTE-ECV-88 tenemos que la carga total de viento para una situación W y exposición normal es de 65 Kg/m^2

$$V_p = 65 \text{ Kg/m}^2 \times 2/3 \times 5\text{m} = 216.66 \text{ Kg/m}$$

➤ **Sobrecarga de nieve:**

$$R = 2059 (\downarrow).$$

7.6.2 HIPÓTESIS DE CÁLCULO.

$$\text{I) } P_{\text{concarga}} + S_{\text{nieve}} + S_{\text{usol}} + S_{\text{v lat}} = 1.33 \times P_{\text{concarga}} + 1.5 \times S_{\text{usol}} + 1.5 \times S_{\text{v lat}}$$

$$N = 13336.87 \text{ Kg (compresión).}$$

$$M_y = 2427 \text{ mKg.}$$

$$V_x = 483 \text{ Kg}$$

$$\text{II) } P_{\text{carga}} + S_{\text{nieve}} + S_{\text{usol}} + S_{\text{v fron}} = 1.33 \times P_{\text{carga}} + 1.5 \times S_{\text{usol}} + 1.5 \times S_{\text{v fron}}$$

$$N = 17435 \text{ Kg (compresión).}$$

$$M_x = 3567 \text{ mKg.}$$

$$V_y = 1081.5 \text{ Kg}$$

Por lo que podemos observar que la hipótesis más desfavorable es la I, ya que aunque las sollicitaciones son menores la disposición dada al pilar hace que los esfuerzos sean mayores, de forma que se ha optimizado el pilar por su orientación.

7.6.3 COMPROBACIONES DE PANDEO.

Los datos de nuestro pilar HEB-200 son los siguientes:

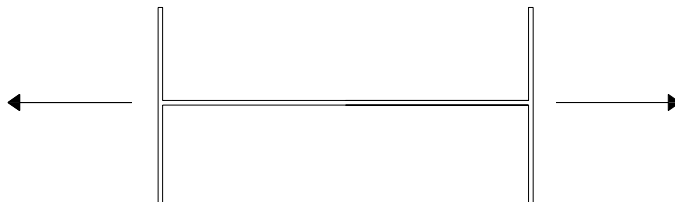
$$A = 78.1 \text{ cm}^2$$

$$W_x = 570 \text{ cm}^3$$

$$i_x = 8.54 \text{ cm}$$

$$W_y = 200 \text{ cm}^3$$

$$i_y = 5.07 \text{ cm}$$



Al tratarse en este caso de pórticos ortogonales de varias alturas deberemos en primer lugar calcular el coeficiente de empotramiento inferior y superior de los dos pilares mediante la ecuación:

$$k = \frac{\sum \frac{I_{i(vigas)}}{l_{i(vigas)}}}{\sum \frac{I_{i(vigas)}}{l_{i(vigas)}} + \sum \frac{I_{i(pilares)}}{l_{i(pilares)}}}$$

A efectos de cálculo las vigas articuladas no se considerarán, por lo que al ser en nuestro caso todas las vigas articuladas, el k en todos los casos será 0 y por tanto considerando el pórtico traslacional obtenemos de tablas:

$$\beta = 1$$

Al tratarse de una pieza con doble simetría y poder pandear en ambos planos, tendremos que comprobar el perfil con el coeficiente de pandeo ω correspondiente a la esbeltez máxima λ_x o λ_y . (Art 3.2.9.2 EA-95).

La esbeltez mecánica según de una pieza simple de sección constante en un plano perpendicular a un eje de inercia de la sección se determinara por:

$$\lambda = \frac{l_k}{i}, \text{ (Art. 3.2.5. EA-95)}$$

$$l_k = \beta x l;$$

$$\beta = 1 ;$$

$$l = 2.85 \text{ m.}$$

$$\lambda_x = \frac{l_k}{i_x} = 33 < 200 \text{ (Art. 3.2.5.6. EA-95).}$$

$$\lambda_y = \frac{l_k}{i_y} = 56 < 200 \text{ (Art. 3.2.5.6. EA-95).}$$

$$\Rightarrow \omega = 1.16 \text{ (tabla 3.2.7 de la norma EA - 95)}$$

$$\sigma^* = \frac{N^* \omega}{A_n} + \frac{M^*}{W_x} \leq \sigma_u = 2600 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2};$$

Al ser un pórtico intraslacional cogeremos el mayor flector del 40% central
 $M^* = 2131.35 \text{ mKg}$

$$\sigma^* = 1411.59 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 2600 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \text{ por tanto la comprobación de pandeo en el}$$

plano Y-Y es correcta.

En el plano X-X no es necesario comprobar el pandeo ya que en este sentido el pilar se considera suficientemente arriostrado por medio del cerramiento de bloques de hormigón, al ser este de más de 1/2 pie.

7.6.4 COMPROBACION DE RESISTENCIA.

Esta comprobación la haremos para la base del pilar, por ser el lugar más desfavorable, puesto que es donde tenemos el mayor flector y el mayor cortante.

$$\tau = \frac{T^*}{A_a} = 29.91 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma^* = \frac{N^*}{A_n} + \frac{M^*}{W_x} = 1384.27 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq \sigma_u$$

$$\sigma_{co}^* = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = 1385.17 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 2600 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} ; \text{por tanto la comprobación de}$$

Von Misses es correcta también.

7.7. PILARES CENTRALES DE ENTREPLANTA.-

En este grupo consideraremos los pilares que soportan la entreplanta en su parte central.

7.7.1 ACCIONES CARACTERISTICAS.

➤ **Peso propio :**

$$R = 26087 \text{ Kg } (\downarrow).$$

➤ **Sobrecarga de uso :**

$$R = 9326 \text{ Kg } (\downarrow).$$

➤ **Sobrecarga de tabiquería :**

$$R = 4663 \text{ Kg } (\downarrow).$$

7.7.2 HIPÓTESIS DE CÁLCULO.

$$I) \quad P_{\text{concarga}} + S_{\text{uso}} + S_{\text{tabiq}} = 1.33 \times P_{\text{concarga}} (\downarrow) + 1.5 \times S_{\text{uso}} (\downarrow) + 1.5 \times S_{\text{tabiq}};$$

$$N = 55679.2 \text{ Kg (compresion)}$$

7.7.3 COMPROBACIONES DE PANDEO.

Los datos de nuestro pilar HEB-180 son los siguientes:

$$A = 65,3 \text{ cm}^2$$

$$W_x = 425 \text{ cm}^3$$

$$i_x = 7.66 \text{ cm}$$

$$W_y = 151 \text{ cm}^3$$

$$i_y = 4.57 \text{ cm}$$

Al poder pandear el perfil en ambos sentidos y ser doblemente simétrico deberemos comprobar el pandeo en el eje más desfavorable.

La esbeltez mecánica según de una pieza simple de sección constante en un plano perpendicular a un eje de inercia de la sección se determinara por:

$$\lambda = \frac{l_k}{i}, \text{ (Art. 3.2.5. EA-95)}$$

$$l_k = \beta \times l;$$

$$\beta = 2; \text{ Elemento empotrado-libre (Art. 3.2.4 .EA-95).}$$

$$l = 2.85 \text{ m.}$$

La esbeltez mecánica en el plano de pandeo Y-Y será:

$$\lambda_x = \frac{l_k}{i_x} = 74.41 < 200 (\text{Art.3.2.5.6.EA-95}).$$

La esbeltez mecánica en el plano de pandeo X-X será:

$$\lambda_x = \frac{l_k}{i_x} = 124.72 < 200 (\text{Art.3.2.5.6.EA-95}).$$

$$\omega = 2.82 \text{ (tabla 3.2.7 de la norma EA - 95)}$$

$$\sigma^* = \frac{N^* \omega}{A_n} = 2404.53 \leq \sigma_u, \text{ por lo que podemos concluir que la comprobación}$$

a pandeo es correcta.

7.7.4 COMPROBACION DE RESISTENCIA.

Al estar la viga simplemente apoyada no transmite ni cortantes ni flectores por lo que esta comprobación la podemos obviar por ser mucho más desfavorable la de pandeo.

8. NUDOS DE APOYO DE LAS VIGAS.

8.1. CONSIDERACIONES PREVIAS.

En este apartado calcularemos los nudos sobre los que apoyaremos las vigas metálicas para que sean soportadas por los pilares. Estas uniones las consideraremos como uniones flexibles sobre apoyos no rigidizados, por ser $N < 15000$ Kg. Calcularemos el caso más desfavorable de entre todos los apoyos que tenemos que en nuestro caso será la unión de la viga central de entreplanta con el pilar lateral.

A efectos de cálculo consideraremos un error de montaje de 1.5 cm.

8.2. ELECCIÓN DEL PERFIL.

$$b_a \geq \frac{N^*}{e_v \cdot \sigma_e} - k_v + 1.5 = 5.19 \text{ cm}; \text{ por tanto elegimos un perfil L180.15}$$

$$N^* = 14484 \text{ Kg}$$

$$e_v = \text{Espesor del alma de la viga (IPN-300)} = 11.5 \text{ mm.}$$

$$e'_v = \text{Espesor del ala de la viga (IPN-300)} = 17.3 \text{ mm.}$$

$$r_v = 11.5 \text{ mm.}$$

$$k_v = e'_v + r_v = 28.8 \text{ mm.}$$

8.3. COMPROBACIÓN DEL ANGULAR.

$$d_1 = s + 0.5 \cdot \frac{N^* \cdot d_2}{(e_v + \sigma_e)} - k_v = 2.52 \text{ cm}$$

$$d_2 = d_1 - k_a = -0.82 \text{ cm}$$

$$e_a \geq \sqrt{6 \frac{N^* \cdot d_2}{(b_v + 3) \cdot \sigma_e}} = 1.31 \text{ cm} < 1.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Correcto.}$$

8.4. COMPROBACIÓN DE LAS SOLDADURAS.

L 180.15 $a_{\max}=10\text{mm}$ $a_{\min}=5\text{mm}$

IPN-240 ,espesor del alma = 8.7 mm $a_{\max}=6\text{mm}$ $a_{\min}=3.5\text{mm}$,

Por tanto elegimos un cordón de soldadura de garganta $a= 5\text{mm}$.

9. PLACAS DE ANCLAJE.

El objeto para el que se diseñan estas placas es aumentar el área de distribución de las cargas procedentes de los pilares, con el propósito de no superar la tensión máxima que es capaz de soportar el hormigón de la cimentación.

Como las tensiones de trabajo en cimientos son muy inferiores a las del acero es necesario garantizar el asiento por medio de placas con la rigidez suficiente (conseguida mediante cartelas) para repartir las cargas de manera que la presión sobre el hormigón no rebase su límite.

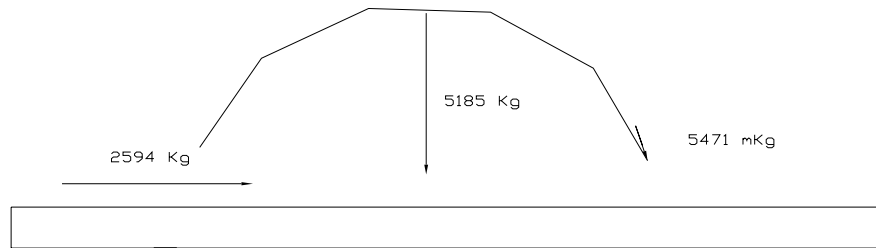
Estas placas llevan para su anclaje a la cimentación unas barras de acero de acero liso roscadas en su extremo superior para alojar una tuerca y arandela.

Además de la placa base se dispone de unas cartelas cuya misión es rigidizar la unión del pilar con la base.

9.1. PLACA BASE TIPO I.

Esta placa se corresponde con la placa base de los pilares laterales tipo I, para el cálculo de esta placa cogeremos los esfuerzos del pilar lateral que se encuentra más solicitado.

Estos pilares se tratan de pilares IPN-220 y generarán en la placa las siguientes sollicitaciones:



$$N = 4563.24 \text{ Kg}$$

$$V = 2356 \text{ Kg}$$

$$M_x = 722700 \text{ Kg}\cdot\text{cm}$$

Partiremos de unas dimensiones de la placa que a continuación detallamos:

$$a=500\text{mm.}$$

$$b=300\text{mm.}$$

$$e=20\text{mm}$$

Una vez que hemos predimensionado las placas consistirá en comprobar que resisten el esfuerzo máximo producidos sobre ellas.

$$d = \frac{M_x^*}{N^*} = \frac{547130 \text{ Kg}\cdot\text{cm}}{51854 \text{ Kg}} = 158.37 \text{ cm}$$

$$d = 158.37 \text{ cm} > \frac{a}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}.$$

Por lo tanto estamos en el caso d, grandes excentricidades:

En este caso, consideremos una distribución de tensiones σ_h^* soportada en la placa de valor.

$$\sigma_h^* = \frac{4[M^* + N^* \cdot (0.5a - g)]}{a \cdot b \cdot (0.875a - g)} = 54.91 \text{ Kg/cm}^2$$

Comprobemos que el valor de la tensión máxima en la placa base sea menor que la resistencia minorada del hormigón de esta forma nos aseguramos que transmita sin problemas los esfuerzos.

Para que se cumpla la comprobación se tiene que cumplir la siguiente expresión:

$$\sigma^* \leq \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Al ser el hormigón que estamos utilizando HA-25 tenemos:

$$f_{ck} = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\gamma_c = 1.5$$

$$\sigma^* = 54.91 \text{ Kg/cm}^2 \leq \frac{250 \text{ Kg/cm}^2}{1.5} = 166.67 \text{ Kg/cm}^2$$

Y un esfuerzo transmitido a los anclajes de valor Z^* Igual a:

$$Z^* = -N^* + \frac{M^* + N^* \cdot (0.5a - g)}{0.875a - g} = 16028.66 \text{ Kg}$$

$$160.28 \text{ KN} \Rightarrow 2 \phi 20 \text{ (263.18KN)}.$$

9.1.1 CALCULO DE LOS ANCLAJES .

Los anclajes serán los encargados de absorber los esfuerzos de tracción que se produzcan en la placa, estos consistirán en **2 barras de acero corrugado de diámetro 20mm**. A continuación comprobaremos que estos soportan el esfuerzo para el que se han dispuestos.

Una sola barra soportará las siguientes sollicitaciones:

$$\frac{Z^*}{n^{\circ} \text{ Barras}} = \frac{16028.66 \text{ Kg}}{2} = 8014.33 \text{ Kg} = P$$

$$\sigma^* = \frac{P}{A} = \frac{8014.33 \text{ Kg}}{3.14 \text{ cm}^2} = 2552.33 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_u = 5100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$T^* = \frac{V^*}{n^{\circ} \text{ Barras}} = \frac{2356 \text{ Kg}}{4} = 58 \text{ Kg} / \text{cm}^2.$$

La distribución tangencial máxima en una barra circular se corresponde con:

$$\tau = \frac{4 \times T^*}{3\pi r^2} = 250.11 \text{ kg}$$

Luego tenemos una tensión de comparación según Von Misses de valor:

$$\sigma_{co} = \sqrt{(\sigma^*)^2 + 3(\tau^*)^2} = 1347.59 \text{ Kg} / \text{cm}^2 < \sigma_u = 5100 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

Por lo tanto resisten el esfuerzo combinado de tracción de tracción más cortadura. Colocaremos 2 barras de ϕ 20mm por cada lado.

9.1.2 CALCULO DE LA LONGITUD DE ANCLAJE.

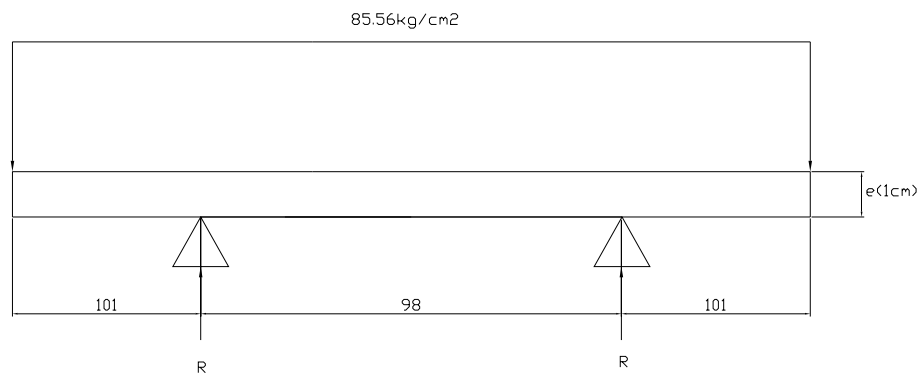
La longitud de anclaje según la EH-91 será igual a:

Al estar en posición de anclaje buena, para hormigón HA-25 y acero B-500-S sacamos de tablas que:

$$L_{bI} = 60 \text{ cm}$$

9.1.3 ESPESOR NECESARIO DE PLACA.

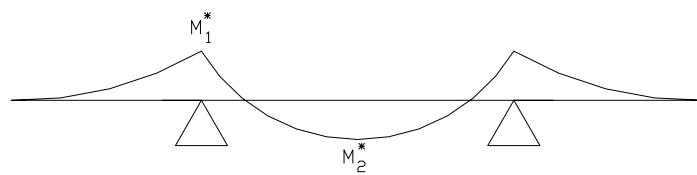
Para el cálculo del espesor de la placa, tomaremos como referencia una banda de 1 cm. de espesor, con lo que nos queda un esquema como el que vemos en la figura.



Calculamos R :

$$R = \frac{54.91 \times (10.1 + 10.1 + 9.8)}{2} = 823.68 \text{ kp} .$$

Calculamos los momentos M^*_1 y M^*_2 :



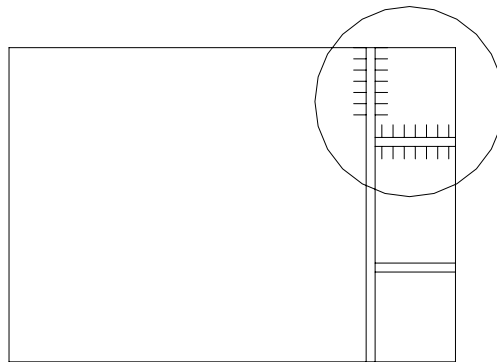
$$M_1^* = \frac{q \times L^2}{2} = 2800.77 \text{ cmkg.}$$

$$M_2^* = \frac{q \times L^2}{2} - R \times d = -2141.14 \text{ cmkg.}$$

Y definitivamente nos queda un espesor de valor:

$$\sigma = \frac{M_1^*}{W} = \frac{M_1^*}{\frac{1 \times e^2}{6}} \Rightarrow e = \sqrt{\frac{6 \times M_1^*}{1 \times \sigma_e}} = \sqrt{\frac{6 \times 2800.77}{1 \times 2600}} = 2.54 \text{ cm (25.5 mm)}$$

Podemos disminuir este valor obtenido, considerando la placa como una composición de placas más pequeñas, apoyadas en su contorno. La esquina sería una placa empotrada en dos de sus extremos y libre en los otros dos. Podemos verlo mejor en el esquema siguiente:



$$L_x = 10.1 \text{ cm}$$

$$L_y = 14.0 \text{ cm}$$

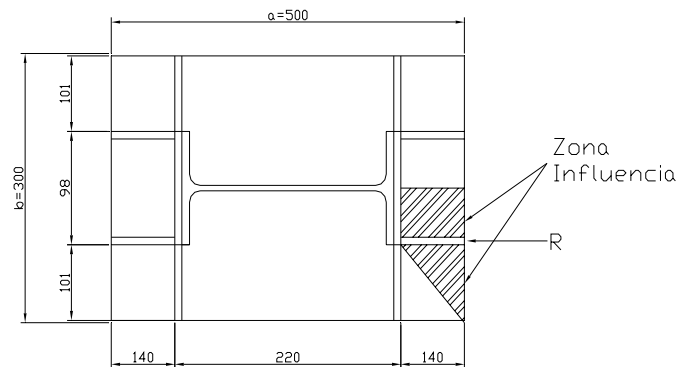
$$\frac{l_x}{l_y} = 0.72 \rightarrow \alpha = 0.346$$

$$M = \alpha \times q \times L^2 = 0.346 \times 54.91 \times 10.1^2 = 1938 \text{ cmkp}$$

$$e = \sqrt{\frac{6 \times M_1^*}{1 \times \sigma_e}} = 1.97 \text{ cm (20 mm)}$$

9.1.4 ESPESOR DEL CARTABÓN.

Tenemos la siguiente disposición que vemos en el esquema para los cartabones:



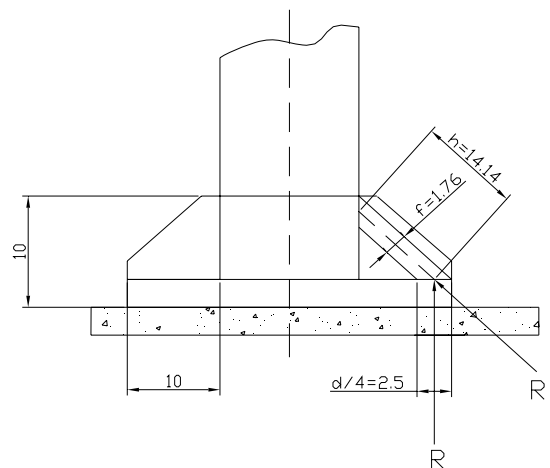
Para el cálculo del cartabón comenzaremos determinando la reacción R en función de la zona de influencia. A continuación determinaremos la componente inclinada según el ángulo del cartabón. La sección resistente esta formada por una fracción del cartabón completo ($b/4$). Admitiremos un coeficiente de pandeo $\beta = 2/3$, en el calculo a compresión centrada.

- Cálculo de la reacción R :

$$\text{Área de influencia} = \frac{9.8 \times 14}{2} + \frac{10.1 \times 14}{2} = 120.19 \text{ cm}^2$$

$$R = A \times \sigma_h = 120.19 \times 54.91 = 6599.6 \text{ kg.}$$

- Cálculo de la componente inclinada:



$$R_1 = N^* = 6599.6 \times \cos(45^\circ) = 4668.65 \text{ kg.}$$

○ Después de suponer varios espesores, llegamos a determinar que necesitamos como mínimo un espesor de $h = 1.2 \text{ cm.}$, con lo que tenemos:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{b \times h^3}{12}}{b \times h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

$$\lambda = \frac{l_k}{i} = \frac{\beta \times l}{i} = \frac{\frac{2}{3} \times l}{\frac{h}{\sqrt{12}}} = \frac{\frac{2}{3} \times 141.4}{\frac{h}{\sqrt{12}}} = 43.96 < 200 \quad \text{con este valor de } \lambda \text{ obtenemos según}$$

la Norma EA - 95 un coeficiente de pandeo ω de valor $\omega = 1.09$

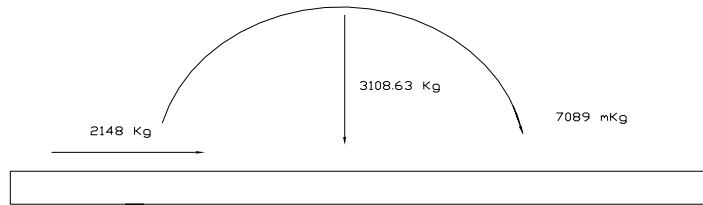
$$\sigma^* = \frac{N^* \times \omega}{A} = \frac{4668.65 \times 1.09}{1.76 \times 1.00} = 22015.38 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \sigma_e = 2600 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Resumiendo la placa base tipo 1 se trata de una placa de dimensiones 500x300 mm de espesor 20mm y cartelas de 100mm de altura y espesor 10mm.

9.2. PLACA BASE TIPO II.

Esta placa se corresponde con la placa base de los pilares piñon tipo I, para el cálculo de esta placa cogeremos los esfuerzos del pilar que se encuentra más solicitado.

Estos pilares se tratan de pilares IPN-240 y generarán en la placa las siguientes sollicitaciones:



$$N = 3108.63 \text{ Kg}$$

$$V = 2148 \text{ Kg}$$

$$M_x = 708900 \text{ Kg}\cdot\text{cm}$$

Partiremos de unas dimensiones de la placa que a continuación detallamos:

$$a=500\text{mm.}$$

$$b=300\text{mm.}$$

$$e=20\text{mm}$$

Una vez que hemos predimensionado las placas consistirá en comprobar que resisten el esfuerzo máximo producidos sobre ellas.

Los cálculos son análogos a los de la placa anterior, por lo que a continuación pasamos a exponer una tabla resumen de los cálculos realizados y los resultados finales:

M^* (Kgcm)	708900
N^* (Kg)	3108,63
V^* (Kg)	2148

Excentricidad:	$e = M^*/N^* =$	228,04 CASO d) GRANDES EXCENTRICIDADES
----------------	-----------------	--

Datos de la Placa:	a (cm)	b (cm)	g (cm)	v (cm)
	50	30	4	9,7

v = Vuelo, distancia desde el rigidizador al borde de la placa.

Cálculo de la tensión

 σ

La tensión debe ser menor que la resistencia del hormigón donde apoye la placa

CASO d) GRANDES EXCENRICIDADES

$$\sigma = 51,94 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma < f_{cd} \quad \text{CUMPLE}$$

Anclajes

$$Z^* = 16367,63 \text{ Kg}$$

Nº de anclajes a tracción

2

Diámetro(mm)

20

$$U_s > Z^* \quad \text{CUMPLE}$$

Us(KN)

211,05

$$\sigma^* = 1303,16 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau^* = 228,03 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{co} = 1361,69 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{co} < f_{yk} \quad 5100 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{CUMPLE}$$

Lb(cm)

60

Espesor de la placa

$$R(\text{Kg}) = 779,05$$

$$M^*1 (\text{Kgcm}) = 2443,36$$

$$M^*2 (\text{Kgcm}) = -1713,91$$

$$M^* \text{ max (Kgcm)} = 2443,36$$

Limite elastico de la placa (Kg/cm²)

$$= 2600$$

$$e (\text{cm}) > 2,37$$

Disminución del espesor de placa

Lx(cm)

9,7

Ly(cm)

14

Lx/Ly

0,69

$$\alpha = 0,346$$

M

1690,81

cmKg

e(cm)>

1,98

Cálculo de las cartelas

A de influencia(cm²)

119,31

Angulo de la cartela

45

Altura de la cartela(cm)

10

Espesor de las cart(cm)

1

 λ

43,96

$$w = 1,09$$

N*

4383,38

Kg

 $\sigma =$

1970,26

Kg/cm²

$$< 2600 \text{ Kg cm}^2 \quad \text{CUMPLE}$$

Por tanto tenemos que la placa base tipo 2 tendrá unas dimensiones de 500x300 mm de espesor 20mm y cartelas de 100mm de altura y espesor 10mm.

9.3. PLACA BASE TIPO III.

Esta placa se corresponde con la placa base de los pilares esquina tipo I, para el cálculo de esta placa cogeremos los esfuerzos del pilar que se encuentra más solicitado.

Estos pilares se tratan de pilares HEB-280 y generarán en la placa las siguientes solicitaciones:

Viento lateral:

$$N = 1375 \text{ Kg}$$

$$V = 1131 \text{ Kg}$$

$$M_y = 321450 \text{ Kg}\cdot\text{cm}$$

Viento frontal:

$$N = 2209 \text{ Kg}$$

$$V = 1069 \text{ Kg}$$

$$M_x = 352800 \text{ Kg}\cdot\text{cm}$$

Al tratarse de una placa totalmente simétrica solo comprobaremos la misma para la combinación peor ya que en la otra dirección seguro que cumple por ser ésta menos desfavorable, en este caso la combinación más desfavorable es la de viento frontal ya que a pesar de ser el cortante más pequeño el axil y el flector mucho mayores. De todas formas comprobaremos que los anclajes cumplan con la otra hipótesis.

Partiremos de unas dimensiones de la placa que a continuación:

$$a=450\text{mm.}$$

$$b=450\text{mm.}$$

$$e=15\text{mm}$$

Una vez que hemos predimensionado las placas consistirá en comprobar que resisten el esfuerzo máximo producidos sobre ellas.

Los cálculos son análogos a los de la placa anterior, por lo que a continuación pasamos a exponer una tabla resumen de los cálculos realizados y los resultados finales:

M* (Kgcm)	352800
N* (Kg)	2209
V*(Kg)	1131

Excentricidad:	$e = M^*/N^* =$	159,71 CASO d) GRANDES EXCENTRICIDADES
----------------	-----------------	--

Datos de la Placa:	a (cm)	b (cm)	g (cm)	v (cm)
	45	45	4	8,5

v = Vuelo, distancia desde el rigidizador al borde de la placa.

Calculo de la tension	σ
-----------------------	----------

La tension debe ser menor que la resistencia del hormigon donde apoye la placa

CASO d) GRANDES EXCENTRICIDADES	$\sigma =$	21,98 Kg/cm ²	
	$\sigma < f_{cd}$		CUMPLE

Anclajes

Nº de anclajes a tracción	2	$Z^* =$	8919,38 Kg	
Diametro(mm)	20	$U_s > Z^*$		CUMPLE
Us(KN)	211,05	$\sigma^* =$	710,14 Kg/cm ²	
		$\tau^* =$	120,06 Kg/cm ²	
		$\sigma_{co} =$	739,96 Kg/cm ²	
		$\sigma_{co} < f_{yk}$	5100 Kg/cm ²	CUMPLE
Lb(cm)	60			

Espesor de la placa

R(Kg)	494,59
M*1 (Kgcm) =	794,10
M* 2 (Kgcm) =	1360,14
M* max (Kgcm) =	1360,14
Limite elastico de la placa (Kg/cm ²) =	2600
e (cm) >	1,77

Disminución del espesor de placa

Lx(cm)	8,5		
Ly(cm)	8,5		
Lx/Ly	1,00	α	0,235
M	373,23 cmKg		
e(cm)>	0,93		

Calculo de las cartelas

A de influencia(cm2)	155,125		
Angulo de la cartela	30		
Altura de la cartela(cm)	10		
Espesor de las cart(cm)	0,6		
λ	44,44	w	1,09
N*	2953,56 Kg		
$\sigma =$	2525,01 Kg/cm2	<2600 Kg cm2	CUMPLE

Resumiendo la placa base tipo 3 se trata de una placa de dimensiones 450x450 mm de espesor 15mm y cartelas de 100mm de altura y espesor 6 mm.

Nota: Por motivos constructivos no se ha disminuido las dimensiones de la placa ya que los orificios para los anclajes no caben.

9.4. PLACA BASE TIPO IV.

Esta placa se corresponde con la placa base de los pilares que sostienen la entreplanta, para el cálculo de esta placa cogeremos los esfuerzos del pilar que se encuentra más solicitado.

Estos pilares se tratan de pilares HEB-180 y generarán en la placa las siguientes solicitaciones:

$$N = 55679.2 \text{ Kg}$$

Partiremos de unas dimensiones de la placa que a continuación:

$$a=400\text{mm.}$$

$$b=400\text{mm.}$$

$$e=18\text{mm}$$

Una vez que hemos predimensionado las placas consistirá en comprobar que resisten el esfuerzo máximo producidos sobre ellas.

Los cálculos son análogos a los de la placa anterior, por lo que a continuación pasamos a exponer una tabla resumen de los cálculos realizados y los resultados finales:

M* (Kgcm)	0
N* (Kg)	55679,2
V*(Kg)	0

Excentricidad:	$e = M^*/N^* =$	0,00 CASO a)
----------------	-----------------	--------------

Datos de la Placa:	a (cm)	b (cm)	g (cm)	v (cm)
	35	35	4	8,5

v = Vuelo, distancia desde el rigidizador al borde de la placa.

Calculo de la tension	σ
-----------------------	----------

La tension debe ser menor que la resistencia del hormigon donde apoye la placa

CASO a)

$\sigma =$	45,45 Kg/cm ²
$\sigma < f_{cd}$	CUMPLE

Al estar en el caso a, no tenemos que calcular los anclajes a tracción ya que no lo estarán y por otro lado al no estar tampoco solicitados a cortadura tampoco deberemos dimensionarlos para la tensión de comparación.

Espesor de la placa

R(Kg)	795,42
M*1 (Kgcm) =	1641,97
M* 2 (Kgcm) =	198,85
M* max (Kgcm) =	1641,97

Limite elastico de la placa (Kg/cm ²)	=	2600
---	---	------

e (cm) >	1,95
----------	------

Disminución del espesor de placa

Lx(cm)	8,5	
Ly(cm)	8,5	
Lx/Ly	1,00	α 0,235
M	771,73 cmKg	
e(cm)>	1,33	

Calculo de las cartelas

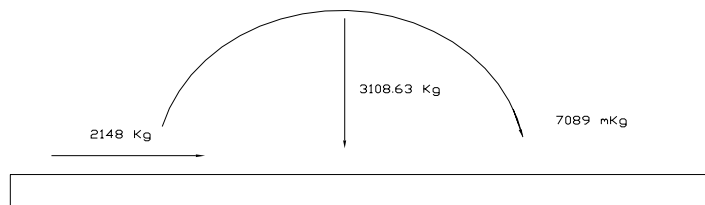
A de influencia(cm ²)	112,625	
Angulo de la cartela	30	
Altura de la cartela(cm)	10	
Espesor de las cart(cm)	1	
λ	26,66	w 1,03
N*	4433,93 Kg	
$\sigma =$	2149,15 Kg/cm ²	<2600 Kg cm ² CUMPLE

Resumiendo la placa base tipo 4 se trata de una placa de dimensiones 350x350 mm de espesor 15mm y cartelas de 100mm de altura y espesor 10 mm.

9.5. PLACA BASE TIPO V.

Esta placa se corresponde con la placa base de los pilares laterales tipo II, es decir los que además de soportar la cercha, aguantan las vigas de entreplanta. Para el cálculo de esta placa cogeremos los esfuerzos del pilar que se encuentra más solicitado.

Estos pilares se tratan de pilares IPN-240 y generarán en la placa las siguientes solicitaciones:



$$N = 18062.32 \text{ Kg}$$

$$V = 949.5 \text{ Kg}$$

$$M_x = 5133 \text{ Kg}\cdot\text{cm}$$

Partiremos de unas dimensiones de la placa que a continuación:

$$a=400\text{mm.}$$

$$b=300\text{mm.}$$

$$e=20\text{mm}$$

Una vez que hemos predimensionado las placas consistirá en comprobar que resisten el esfuerzo máximo producidos sobre ellas.

Los cálculos son análogos a los de la placa anterior, por lo que a continuación pasamos a exponer una tabla resumen de los cálculos realizados y los resultados finales:

M* (Kgcm)	513300
N* (Kg)	18062,32
V*(Kg)	949,5

Excentricidad:	$e = M^*/N^* =$	28,42 CASO d) GRANDES EXCENTRICIDADES
----------------	-----------------	---------------------------------------

Datos de la Placa:	a (cm)	b (cm)	g (cm)	v (cm)
	40	25	4	7,2

v = Vuelo, distancia desde el rigidizador al borde de la placa.

Calculo de la tension	σ
-----------------------	----------

La tension debe ser menor que la resistencia del hormigon donde apoye la placa

CASO d) GRANDES EXCENTRICIDADES

$\sigma =$	103,52 Kg/cm ²
$\sigma < f_{cd}$	CUMPLE

Anclajes

Nº de anclajes a tracción	2	$Z^* =$	7818,23 Kg	
Diametro(mm)	20	$U_s > Z^*$		CUMPLE
Us(KN)	211,05			
		$\sigma^* =$	622,47 Kg/cm2	
		$\tau^* =$	100,80 Kg/cm2	
		$\sigma_{co} =$	646,49 Kg/cm2	
		$\sigma_{co} < f_{yk}$	5100 Kg/cm2	CUMPLE
Lb(cm)	60			

Espesor de la placa

R(Kg)	1294,03
M*1 (Kgcm) =	2683,30
M* 2 (Kgcm) =	-1229,33
M* max (Kgcm) =	2683,30
Limite elastico de la placa (Kg/cm ²) =	2600
e (cm) >	2,49

Disminución del espesor de placa

Lx(cm)	7,2	
Ly(cm)	8	
Lx/Ly	0,90	α 0,267
M	1432,88 cmKg	
e(cm)>	1,82	

Calculo de las cartelas

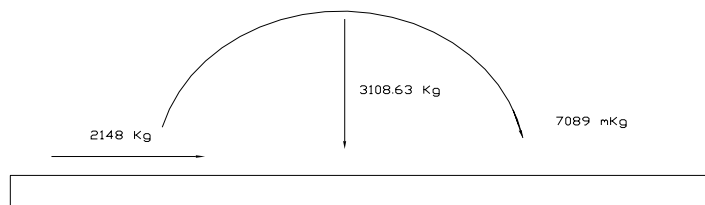
A de influencia(cm2)	66,96		
Angulo de la cartela	39		
Altura de la cartela(cm)	10		
Espesor de las cart(cm)	1,2		
λ	24,76	w	1,04
N*	5388,56 Kg		
$\sigma =$	2594,49 Kg/cm2	<2600 Kg cm2	CUMPLE

Resumiendo la placa base tipo 5 se trata de una placa de dimensiones 400x250 mm de espesor 20mm y cartelas de 100mm de altura y espesor 12mm.

9.6. PLACA BASE TIPO VI.

Esta placa se corresponde con la placa base de los pilares piñon tipo II, es decir los que además de soportar los esfuerzos provocados por el viento frontal, aguantan las vigas de entreplanta. Para el cálculo de esta placa cogeremos los esfuerzos del pilar que se encuentra más solicitado.

Estos pilares se tratan de pilares IPN-240 y generarán en la placa las siguientes solicitaciones:



$$N = 24350 \text{ Kg}$$

$$V = 2134.5 \text{ Kg}$$

$$M_y = 693300 \text{ Kg}\cdot\text{cm}$$

Partiremos de unas dimensiones de la placa que a continuación:

$$a=600\text{mm.}$$

$$b=400\text{mm.}$$

$$e=15\text{mm}$$

Una vez que hemos predimensionado las placas consistirá en comprobar que resisten el esfuerzo máximo producidos sobre ellas.

Los cálculos son análogos a los de la placa anterior, por lo que a continuación pasamos a exponer una tabla resumen de los cálculos realizados y los resultados finales:

M* (Kgcm)	693300
N* (Kg)	24350
V*(Kg)	2134,5

Excentricidad:	$e = M^*/N^* =$	28,47 CASO b) o c)
----------------	-----------------	--------------------

Datos de la Placa:	a (cm)	b (cm)	g (cm)	v (cm)
	60	40	4	14,5

v = Vuelo, distancia desde el rigidizador al borde de la placa.

M* (Kgcm)	513300
N* (Kg)	24350
V*(Kg)	2134,5

Excentricidad:	$e = M^*/N^* =$	21,08 CASO b) o c)
----------------	-----------------	--------------------

Datos de la Placa:	a (cm)	b (cm)	g (cm)	v (cm)
	45	30	4	7,2

v = Vuelo, distancia desde el rigidizador al borde de la placa.

Calculo de la tension	σ
-----------------------	----------

La tension debe ser menor que la resistencia del hormigon donde apoye la placa

CASO b) o c)	$\sigma =$	12,87 Kg/cm ²	
	$\sigma < f_{cd}$		CUMPLE

Anclajes

Nº de anclajes a tracción	2	$Z^* =$	2998,45 Kg	
Diametro(mm)	20	$U_s > Z^*$		CUMPLE
Us(KN)	211,05	$\sigma^* =$	238,73 Kg/cm ²	
		$\tau^* =$	226,59 Kg/cm ²	
		$\sigma_{co} =$	459,37 Kg/cm ²	
		$\sigma_{co} < f_{yk}$	5100 Kg/cm ²	CUMPLE
Lb(cm)	60			

Espesor de la placa

R(Kg)	257,45
M*1 (Kgcm) =	1353,20
M* 2 (Kgcm) =	-1158,50
M* max (Kgcm) =	1353,20
Limite elastico de la placa (Kg/cm ²) =	2600
e (cm) >	1,77

Disminución del espesor de placa

Lx(cm)	14,5		
Ly(cm)	16		
Lx/Ly	0,91	α	0,267
M	722,61 cmKg		
e(cm)>	1,29		

Calculo de las cartelas

A de influencia(cm ²)	195,75		
Angulo de la cartela	32,01		
Altura de la cartela(cm)	10		
Espesor de las cart(cm)	0,6		
λ	45,38	w	1,04
N*	2137,10 Kg		
$\sigma =$	1021,88 Kg/cm ²	<2600 Kg cm ²	CUMPLE

A tenor de los resultados expuestos no contaremos con cartelas en el eje x, ya que preferimos dar un poco más de espesor a la placa base y ahorrarnos el material y la mano de obra de estas cartelas, por tanto resumiendo **la placa base tipo 6 se trata de una placa de dimensiones 600x400 mm de espesor 18mm y dos cartelas de 100mm de altura y espesor 6mm en el eje y .**

9.7. PLACA BASE TIPO VII.

Esta placa se corresponde con la placa base de los pilares esquina tipo II, para el cálculo de esta placa cogeremos los esfuerzos del pilar que se encuentra más solicitado.

Estos pilares se tratan de pilares HEB-200 y generarán en la placa las siguientes sollicitaciones:

Viento lateral:

$$N = 13336.87 \text{ Kg}$$

$$V_x = 483 \text{ Kg}$$

$$M_y = 2427 \text{ Kg}\cdot\text{cm}$$

Viento frontal:

$$N = 17435 \text{ Kg}$$

$$V_y = 1081.5 \text{ Kg}$$

$$M_y = 3567 \text{ Kg}\cdot\text{cm}$$

Al tratarse de una placa que se encuentra solicitada con momentos en dos ejes diferentes, dimensionaremos la placa de forma rectangular para la mayor de ellas, en este caso la de viento frontal, con lo que nos aseguraremos que cumple en la otra dirección.

Partiremos de unas dimensiones de la placa que a continuación:

$$a=400\text{mm.}$$

$$b=400\text{mm.}$$

$$e=15\text{mm}$$

Una vez que hemos predimensionado las placas consistirá en comprobar que resisten el esfuerzo máximo producidos sobre ellas.

Los cálculos son análogos a los de la placa anterior, por lo que a continuación pasamos a exponer una tabla resumen de los cálculos realizados y los resultados finales:

M* (Kgcm)	356700
N* (Kg)	17435
V*(Kg)	1081,5

Excentricidad:	$e = M^*/N^* =$	20,46 CASO d) GRANDES EXCENTRICIDADES
-----------------------	-----------------	--

Datos de la Placa:	a (cm)	b (cm)	g (cm)	v (cm)
	40	40	4	10

v = Vuelo, distancia desde el rigidizador al borde de la placa.

Calculo de la tension	σ
------------------------------	----------

La tension debe ser menor que la resistencia del hormigon donde apoya la placa

CASO d) GRANDES EXCENTRICIDADES

$\sigma =$	51,26 Kg/cm²
$\sigma < f_{cd}$	CUMPLE

Anclajes

Nº de anclajes a tracción	2	$Z^* =$	3070,16 Kg	
Diametro(mm)	20	$U_s > Z^*$		CUMPLE
U_s (KN)	211,05	$\sigma^* =$	244,44 Kg/cm ²	
		$\tau^* =$	114,81 Kg/cm ²	
		$\sigma_{co} =$	315,11 Kg/cm ²	
		$\sigma_{co} < f_{yk}$	5100 Kg/cm ²	CUMPLE
Lb(cm)	60			

Espesor de la placa

R(Kg)		1025,26
M^*1 (Kgcm) =		2563,15
M^*2 (Kgcm) =		0,00
M^* max (Kgcm) =		2563,15
Limite elastico de la placa (Kg/cm ²) =		2600
e (cm) >		2,43

Disminución del espesor de placa

Lx(cm)	10	
Ly(cm)	10	
Lx/Ly	1,00	α 0,235
M	1204,68 cmKg	
e(cm)>	1,67	

Calculo de las cartelas

A de influencia(cm ²)	150	
Angulo de la cartela	45,00	
Altura de la cartela(cm)	10	
Espesor de las cart(cm)	1	
λ	32,65	w 1,04
N^*	5439,31 Kg	
$\sigma =$	2262,75 Kg/cm ²	<2600 Kg cm ² CUMPLE

Resumiendo la placa base tipo 7 se trata de una placa de dimensiones 400x400 mm de espesor 18 mm y cartelas de 100mm de altura y espesor 10mm en ambas direcciones.

10. ARRIOSTRAMIENTO DE LA ESTRUCTURA.

A continuación estableceremos los respectivos entramados que arriostrarán la estructura ante las cargas laterales del viento, la solución adoptada para ello ha sido establecer una serie de CRUCES DE SAN ANDRES en determinadas zonas de la nave como ya se indicara posteriormente, la finalidad de estas estriba en transmitir el viento que incida sobre los piñones de la nave al resto de los pórticos. De esta forma evitaremos que la nave sea un mecanismo.

10.1. ARRIOSTRAMIENTO EN CUBIERTA.

En la estructura en planta de la nave se observa constituida por cerchas y correas, pues bien en los módulos extremos se disponen en los planos de los faldones, además de estos elementos, barras de ángulo, cuya misión es formar, junto con los cordones superiores de las cerchas y las correas, una viga en celosía que impida los desplazamientos longitudinales de la nave, evite el desplome de las cabezas de los pilares y al mismo tiempo transmita los empujes del viento sobre los entramados frontales a los entramados laterales.

La triangulación de estos arriostramientos se realizara formando CRUCES DE SAN ANDRES como ya se ha mencionado anteriormente estas serán dimensionadas con las diagonales trabajando a tracción, despreciando el efecto de la diagonal que en cada caso resulta comprimida, de este modo podemos superar la hiperestaticidad que suponen en su calculo las cruces de san Andrés.

10.1.1 ACCIONES CARACTERISTICAS.

-Esfuerzo provocado por el viento.

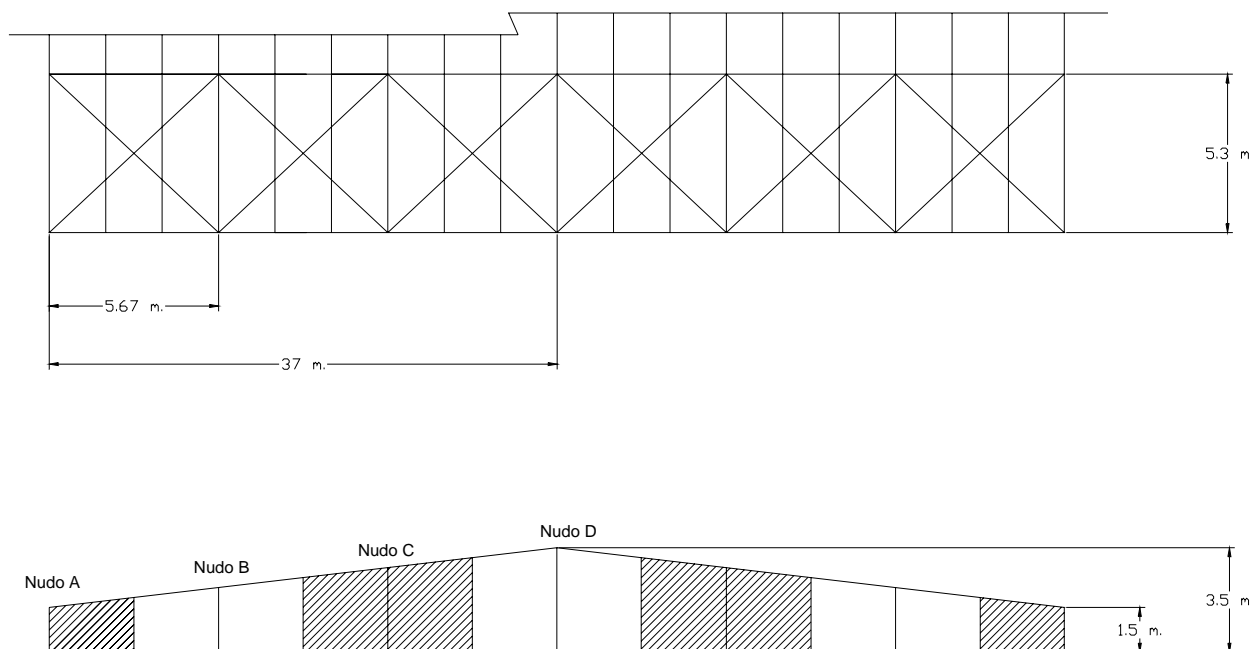
La acción del viento la calcularemos con ayuda de la NTE-ECV:

Siendo:

- h menor o igual de 9 m.

-Zona eólica W. Situación topográfica normal.

-P =65 Kg/m².



A continuación calcularemos las cargas en los nudos del entramado que pertenecen al piñón de la nave.

- $P_{\text{nudo A}} = 65 \text{ Kg/m} \cdot 2/3 \cdot (2.41) = 104.43 \text{ Kp.}$
- $P_{\text{nudo B}} = 65 \text{ Kg/m} \cdot 2/3 \cdot (7.31) = 316.77 \text{ Kp.}$
- $P_{\text{nudo C}} = 65 \text{ Kg/m} \cdot 2/3 \cdot (10.67) = 462.37 \text{ Kp.}$
- $P_{\text{nudo D}} = 65 \text{ Kg/m} \cdot 2/3 \cdot (13.6) = 680 \text{ Kp.}$

-Esfuerzo provocado por los fenómenos de inestabilidad.

Tenemos que el esfuerzo provocado por estos fenómenos sobre cada cercha es:

$$F = \frac{N^*}{100}; \text{ siendo en el caso de cerchas } N^* = \frac{1}{100} \text{ axil máximo en el par}$$

superior de la misma.

Por tanto tenemos que:

$$N^* = \frac{1}{100} \cdot 53955.20 \text{Kg} = 539.55 \text{Kg} ; F = \frac{N^*}{100} = 5.39 \text{Kg}.$$

En nuestro caso colocaremos únicamente cruces de San Andrés en los extremos de la cubierta por lo que tendremos que el esfuerzo en cada nudo es:

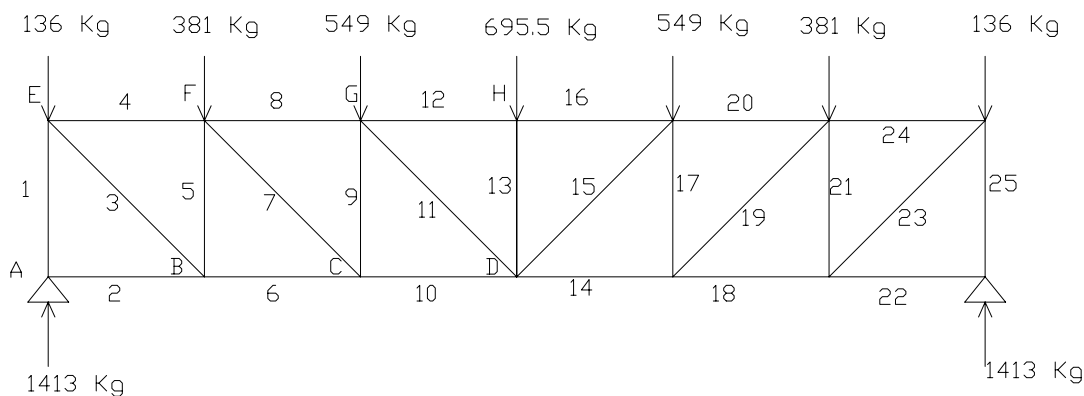
$$F_t = \frac{n^{\circ} \text{cerchas}}{n^{\circ} \text{cruces}} \cdot F = \frac{13}{2} \cdot 5.39 \text{Kg} = 15.53 \text{Kg}$$

Una vez obtenidas las cargas que actúan en cada uno de los nudos pasamos a calcular los esfuerzos axiales en las barras y así de esta forma poder dimensionar las CRUCES DE SAN ANDRES.

10.1.2 CÁLCULO DE LAS SECCIONES DE LOS PERFILES.

Como ya adelantamos anteriormente mostraremos un esquema de la estructura real con sus respectivas cargas y las simplificaciones antes mencionadas.

A continuacion resolveremos el siguiente esquema por el metodo de nudos



Nudo A:

$$\sum F_Y = 0 \quad N_1 - 1413.5 \text{ Kp} = 0 \rightarrow N_3 = 3111.6 \text{ Kp}$$

$$\sum F_X = 0 \quad N_2 = 0$$

Nudo E:

$$\sum F_Y = 0 \quad N_1 - 136 - N_3 \cdot \cos 45^\circ = 0 \rightarrow N_3 = 1797 \text{ Kp}$$

$$\sum F_X = 0 \quad N_3 \cdot \sin 45^\circ - N_4 = 0 \rightarrow N_4 = -1265.35 \text{ Kp}$$

Nudo B:

$$\sum F_Y = 0 \quad N_3 - N_5 \cdot \cos 45^\circ = 0 \rightarrow N_5 = -1278 \text{ Kp}$$

$$\sum F_X = 0 \quad N_6 - N_3 \cdot \sin 45^\circ = 0 \rightarrow N_6 = 126 \text{ Kp}$$

Nudo F:

$$\sum F_Y = 0 \quad N_7 \cdot \cos 45^\circ - N_5 + 381 = 0 \rightarrow N_7 = 1261 \text{ Kp}$$

$$\sum F_X = 0 \quad + N_7 \cdot \sin 45^\circ - N_4 + N_8 = 0 \rightarrow N_8 = -2553 \text{ Kp}$$

Nudo C:

$$\sum F_Y = 0 \quad N_7 \cdot \cos 45^\circ - N_9 = 0 \rightarrow N_9 = -896 \text{ Kp}$$

$$\sum F_X = 0 \quad N_7 \cdot \sin 45^\circ - N_6 + N_{10} = 0 \rightarrow N_{12} = 1013 \text{ Kp}$$

Nudo G:

$$\sum F_Y = 0 \quad N_9 - 549 - N_{11} \cdot \cos 45^\circ = 0 \rightarrow N_{11} = 489 \text{ Kp}$$

$$\sum F_x = 0 \quad N_8 - N_{12} - N_{11} \cdot \sin 45^\circ = 0 \quad \rightarrow N_{12} = -2496 \text{ Kp}$$

A continuación le exponemos un cuadro resumen con el valor de las cargas:

Barra	Esfuerzo
1,25	-1413 Kp
2,22	0 Kp
3,23	1797 Kp
4,24	-1265 Kp
5,21	-1278 Kp
6,18	-1265 Kp
7,19	1261 Kp
8,20	-2152 Kp
9,17	-896Kp
10,14	-2052 Kp
11,15	489 Kp
12,16	-2496 Kp
13	-695 Kp

Las barras que tendremos que dimensionar realmente serán las barras 3, 7, 11, 15, 19 y 23 ya que las restantes barras del esquema serán, bien correas, bien los pares superiores de las cerchas y en ambos casos ya han sido calculados con anterioridad y soportaran estos esfuerzos.

Dimensionaremos las barras unificando al valor de la más desfavorable, es decir, la **barra 3**.

$$N_3 = 1797 \text{ Kg}$$

Al estar sometido a un esfuerzo de tracción se tendrá que cumplir que:

$$\sigma = \frac{N^*}{A} \leq \sigma_{adm} = 2600 \text{ Kg} / \text{cm}^2 ; A \geq \frac{N^*}{\sigma_{adm}}$$

siendo :

N^* = esfuerzo de tracción mayorado.

A = sección del perfil.

Sustituyendo obtenemos el siguiente resultado:

$$A \geq \frac{N^*}{\sigma_{adm}} = \frac{1797 \cdot 1.5}{2600} = 1.04 \text{ cm}^2$$

El perfil elegido para todas las cruces de san Andrés en la cubierta será **Redondo de Ø12** que tiene por área $A = 1.13 \text{ cm}^2$ con la que soportara con holgura todos los esfuerzos producidos tanto por el viento como por los fenómenos de inestabilidad sobre el panel de fachada.

10.1.3 CÁLCULO DE LAS SOLDADURAS.

En el calculo de las soldaduras también unificaremos los resultados, por lo que se calculara la soldadura más desfavorable que es la correspondiente a la barra nº3 como en el apartado anterior.

Las uniones soldadas las realizaremos con cartelas de espesor 10 mm.

La expresión a utilizar para el calculo de la soldadura, teniendo en cuenta que esta solicitada por un esfuerzo de tracción y que los cordones serán paralelos a dicho esfuerzo, según la norma EA-95.

Según esta norma se debe de cumplir que:

$$15a \leq L \leq 60a$$

$$b \leq L \leq 12b$$

Tomamos $a = 7 \text{ mm}$ y el valor de $b = 12 \text{ mm}$

Con los valores de a y b podemos obtener los valores máximo y mínimo de la longitud del cordón.

$$105 \text{ mm} \leq L \leq 420 \text{ mm}$$

$$12 \text{ mm} \leq L \leq 144 \text{ mm}$$

Una vez que tenemos los valores máximos y mínimos del cordón, estamos en disposición de poder calcular la longitud necesaria para soportar el esfuerzo mediante la siguiente expresión.

$$\sigma_u = 2600 \text{ Kp / cm}^2 \geq \frac{N^*}{0.75 \sum aL}$$

Entonces:

$$L \geq \frac{1797}{0.75 \cdot 2 \cdot 0.7 \cdot 26} = 65.82 \text{ mm}$$

Por tanto sobre la base de las limitaciones expuestas y al valor necesario de los cordones optamos por un cordón de soldadura de longitud 70 mm.

Resumiendo las soldaduras de las cruces consistirán en **dos cordones de soldadura de 7 mm de garganta y 70 mm de longitud.**

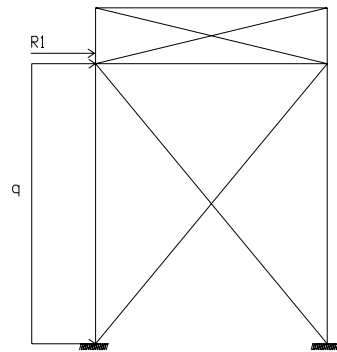
10.2. ARRIOSTRAMIENTO LATERAL.

Al estar la estructura formada por cerchas, deberemos en primer lugar colocar un arriostramiento en el extremo de las mismas para transmitir los esfuerzos del entramado de cubierta a la cabeza de pilares y a continuación colocaremos otro arriostramiento desde la cabeza de los pilares a la base de los mismos para, por un lado transmitir el esfuerzo del arriostramiento extremo a la base de los pilares y por otro lado absorber la acción del viento sobre los muros frontales.

Este arriostramiento lateral tendrá una disposición triangular formando cruces de san Andrés que serán dimensionadas con las barras que se encuentran trabajando a tracción.

10.2.1 ACCIONES CARACTERISTICAS.

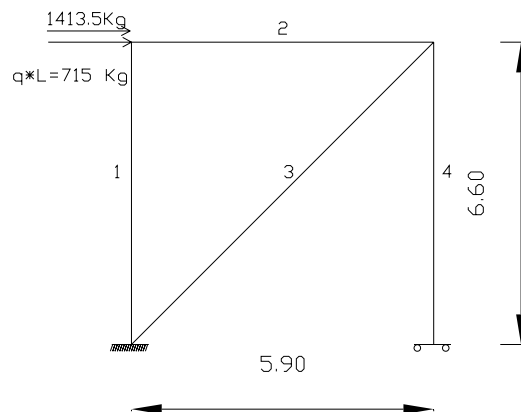
Las fuerzas que tendrá que resistir este entramado será la resultante transmitida por el entramado de cubierta al lateral y la acción del viento lateral sobre el pilar.



Siendo :

$$R=1413.5 \text{ Kg.}$$

$$q = 65 \text{ Kg} / \text{m}^2 \cdot 2 / 3 \cdot 2.5 \text{ Kg} = 108.33 \text{ Kg} / \text{m}$$



Hemos suprimido la barra 5 que es la que trabaja a compresión y de esta forma eliminamos la hiperestaticidad interior.

$$N_1 = 0 \text{ Kg}$$

$$N_2 = -2129 \text{ Kg}$$

$$N_3 = 3196 \text{ Kg}$$

$$N_4 = -2390 \text{ Kg}$$

Veamos la siguiente tabla resumen en la que se establecen los distintos esfuerzos en barra:

Barras	Esfuerzos
1	0 Kg
2	-2129 Kg
3	3196 Kg
4	-2390 Kg

10.2.2 CÁLCULO DE LAS SECCIONES DE LOS PERFILES.

A continuación una vez obtenidas las cargas pasaremos a dimensionar las barras que forman el arriostramiento.

➤ Cruces San Andrés (barra 3).

$$\sigma = \frac{N^*}{A} \leq \sigma_{adm} = 2600 \text{ Kg} / \text{cm}^2 ; A \geq \frac{N^*}{\sigma_{adm}}$$

siendo :

N^* = esfuerzo de tracción mayorado.

A = sección del perfil.

Sustituyendo obtenemos el siguiente resultado:

$$A \geq \frac{N^*}{\sigma_{adm}} = \frac{3196 \cdot 1.5}{2600} = 1.84 \text{ cm}^2$$

El perfil elegido para todas las cruces de San Andrés laterales será **Redondo de Ø16** que tiene por área $A = 2.01 \text{ cm}^2$ con la que soportaran los esfuerzos que provienen del arriostramiento lateral.

➤ Perfil en cabeza de pilares (barra 2).

La barra nº 2 se encuentra sometida a un esfuerzo de 2129 Kg (compresión) esta barra servirá de arriostramiento continuo entre todos los pórticos y será dimensionado mediante las siguientes ecuaciones:

Los datos del perfil # **80.4** son los siguientes:

$$i=3.06 \text{ cm}$$

$$A= 11.60 \text{ cm}^2$$

$$\lambda = \frac{l_k}{i}, (\text{Art. 3.2.5. EA-95})$$

$$l_k = \beta x l;$$

$$B= 1 ;$$

$$l= 5.90 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{l_k}{i_x} = 216 < 250 (\text{Art.3.2.5.6.EA-95}).$$

$$\Rightarrow \omega = 7.86 (\text{tabla 3.2.7 de la norma EA - 95})$$

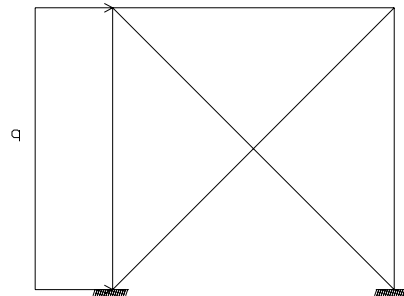
$$\sigma = \frac{N^* \cdot \omega}{A} \leq \sigma_{adm} = 1683 \text{ Kg} / \text{cm}^2 \leq 2600 \text{ Kg} / \text{cm}^2 ;$$

Por tanto podemos concluir que el perfil es correcto.

10.3. ARRIOSTRAMIENTO FRONTAL.

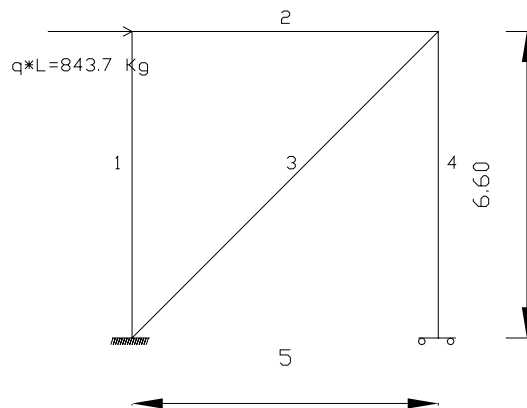
El sistema o mecanismo de cálculo es similar a los casos anteriores, es decir se calcula un paño de la fachada suponiendo el empuje que en este caso tiene la nave por el lateral de ella misma y se arriostra para que no tenga desplazamientos, ni deformaciones.

10.3.1 ACCIONES CARACTERISTICAS.



Siendo :

$$q = 65 \text{ Kg} / \text{m}^2 \cdot 2 / 3 \cdot 2.95 \text{ m} = 127.83 \text{ Kg} / \text{m}$$



Hemos suprimido la barra 5 que es la que trabaja a compresión y de esta forma eliminamos la hiperestaticidad interior.

$$N_1 = 0 \text{ Kg}$$

$$N_2 = -844 \text{ Kg}$$

$$N_3 = 1398 \text{ Kg}$$

$$N_4 = -1505 \text{ Kg}$$

Veamos la siguiente tabla resumen en la que se establecen los distintos esfuerzos en barra:

Barras	Esfuerzos
1	0 Kg
2	-844 Kg
3	1398 Kg
4	-1505 Kg

10.3.2 CÁLCULO DE LAS SECCIONES DE LOS PERFILES.

A continuación una vez obtenidas las cargas pasaremos a dimensionar las barras que forman el arriostramiento.

➤ Cruces San Andrés (barra 3).

$$\sigma = \frac{N^*}{A} \leq \sigma_{adm} = 2600 \text{ Kg} / \text{cm}^2 ; A \geq \frac{N^*}{\sigma_{adm}}$$

siendo :

N^* = esfuerzo de tracción mayorado.

A = sección del perfil.

Sustituyendo obtenemos el siguiente resultado:

$$A \geq \frac{N^*}{\sigma_{adm}} = \frac{1398 \cdot 1.5}{2600} = 0.80 \text{ cm}^2$$

El perfil elegido para todas las cruces de San Andrés laterales será **Redondo de Ø12** que tiene por área $A = 1.13 \text{ cm}^2$ con la que soportaran los esfuerzos que provienen del arriostramiento frontal.

El perfil de cabeza de pilares no es necesario comprobarlo puesto que en el caso anterior la longitud y la sollicitación era mayor y cumplía, por lo que podemos establecer que en este caso el perfil #80.4 cumplirá también.

Unificaremos todos los redondos de los arriostramientos laterales y frontales al mayor de ellos, que en este caso será **Redondo de Ø16**.

10.3.3 CÁLCULO DE LAS SOLDADURAS.

En el calculo de las soldaduras de los arriostramientos laterales y frontales también unificaremos los resultados, por lo que se calculara la soldadura más desfavorable, en cada uno de los casos que es la correspondiente a la barra nº3 como en el apartado anterior.

Las uniones soldadas las realizaremos con cartelas de espesor 10 mm.

La expresión a utilizar para el calculo de la soldadura, teniendo en cuenta que esta solicitada por un esfuerzo de tracción y que los cordones serán paralelos a dicho esfuerzo, según la norma EA-95.

Según esta norma se debe de cumplir que:

$$15a \leq L \leq 60a$$

$$b \leq L \leq 12b$$

Soldadura de los arriostramientos frontales y laterales.

Tomamos $a = 7 \text{ mm}$ y el valor de $b = 16 \text{ mm}$

Con los valores de a y b podemos obtener los valores máximo y mínimo de la longitud del cordón.

$$105\text{mm} \leq L \leq 420\text{mm}$$

$$16\text{mm} \leq L \leq 192\text{mm}$$

Una vez que tenemos los valores máximos y mínimos del cordón, estamos en disposición de poder calcular la longitud necesaria para soportar el esfuerzo mediante la siguiente expresión.

$$\sigma_u = 2600 \text{ Kp} / \text{cm}^2 \geq \frac{N^*}{0.75 \sum aL}$$

Entonces:

$$L \geq \frac{3196}{0.75 \cdot 2 \cdot 0.7 \cdot 26} = 117\text{mm}$$

Por tanto sobre la base de las limitaciones expuestas y al valor necesario de los cordones optamos por un cordón de soldadura de longitud 120 mm.

Resumiendo las soldaduras de las cruces consistirán en **dos cordones de soldadura de 7 mm de garganta y 120 mm de longitud.**

Soldadura de los perfiles de cabeza y los pilares .

Por temas de soldadura aumentaremos el espesor del perfil.

Perfil de arriostramiento: #80.6 $a_{\max}=4.0$ mm ; $a_{\min}=2.5$ mm

Pilar IPN-220: $a_{\max}=6.0$ mm ; $a_{\min}=3.5$ mm

Tomamos $a=4$ mm

Una vez que tenemos los valores máximos y mínimos del cordón, estamos en disposición de poder calcular la longitud necesaria para soportar el esfuerzo mediante la siguiente expresión.

$$\sigma_u = 2600 \text{ Kp / cm}^2 \geq \frac{N^*}{0.85 \sum aL}$$

Entonces:

$$L \geq \frac{2129}{0.85 \cdot 4 \cdot 0.4 \cdot 26} = 60 \text{ mm}$$

Por tanto sobre la base de las limitaciones expuestas y al valor necesario de los cordones optamos por un cordón de soldadura de longitud 60 mm.

Resumiendo las soldaduras de los perfiles de arriostramiento de la cabeza de los pilares consistirán en **cuatro cordones de soldadura de 4 mm de garganta y 60 mm de longitud.**

11. ZAPATAS.

Una vez calculada la estructura de la nave se procede al calculo de la cimentacion, esta se realizará mediante zapatas aisladas que reciban las cargas a traves de las placas de anclaje y a su vez la transmitiran al suelo.

En el cálculo de las zapatas hemos unificado realizando un tipo de zapata para cada tipo de placa de anclaje calculada.

Las cargas utilizadas para su dimensionamiento serán las cargas más desfavorables en cada uno de los tipos de placas de anclaje

Para el cálculo de las zapatas se ha utilizado la EHE-91.

Para cada tipo de zapata deberemos realizar dos grupos de comprobaciones, las comprobaciones de volumen y las comprobaciones como elemento estructural.

El terreno sobre el que se asienta la estructura presenta una tensión máxima admisible de 2 Kp/cm².

11.1. ZAPATAS TIPO I.

La zapata tipo 1 se corresponde con las zapatas sobre las que descansan las placas de anclaje tipo 1. Para el calculo de estas se utilizaran las cargas del pilar mas solicitado. Estos pilares son IPN-220 con una placa base de 300x500 mm y las acciones en su valor característico en la base del pilar que nos sirven para el dimensionamiento de la placa son las que a continuación pasamos a enunciar:

$$\mathbf{N = 4563.24\ Kg}$$

$$\mathbf{V = 2356\ Kg}$$

$$\mathbf{M_x = 722700\ Kg\cdot cm}$$

11.1.1 COMPROBACIÓN A VOLUMEN.

Para esta comprobación de la zapata se utilizarán cargas sin mayorar. En este tipo de cálculos deberemos tener en cuenta el peso propio de la zapata, por lo que las acciones que transmite la placa habrá que añadirle las siguientes:

$$P_{\text{muro}} = P_{\text{fabrica}} + P_{\text{enfoscado}} = (1800 \text{ Kp/m}^3 \cdot 0.2 \text{ m} \cdot 6.6 \text{ m} \cdot 5.9 \text{ m} + 20 \text{ Kp/m}^2 \cdot 0.015) \cdot 5.9 \text{ m} \cdot 6.6 \text{ m} = 14030 \text{ Kp.}$$

$$P_{\text{riosteira}} = 2500 \text{ Kp/m}^3 \cdot 0.3 \cdot 0.3 \cdot 3.7 = 837 \text{ Kp}$$

$$P_{\text{propio}} = 2500 \text{ Kp/m}^3 \cdot 2.70 \cdot 2.20 \cdot 0.8 = 11880 \text{ Kp}$$

Por lo que en definitiva tendremos las siguientes solicitaciones:

$$N = 31310.24 \text{ Kg}$$

$$R_H = 1729.33 \text{ Kg}$$

$$M = 722700 \text{ Kg}\cdot\text{cm}$$

La base de la zapata se encuentra a una profundidad de 80 cm, presentando una tensión superficial de **2 Kp/cm²**.

Para la comprobación a volumen, al tratarse de la cimentación de una nave industrial no realizaremos la comprobación a deslizamiento, realizando las siguientes comprobaciones:

- La tensión máxima transmitida por la zapata permanece por debajo del valor del valor de tensión admisible del terreno.
- El momento estabilizador es 1.5 veces el momento de vuelco.

A continuación se pasa a el estudio de cada una de las condiciones expuestas:

$$\text{a) } \sigma_{\text{adm}} > \sigma_{\text{max}}$$

Con el fin de facilitar los cálculos reduciremos el sistema a una carga axil excéntrica respecto al eje del pilar.

Esto se consigue reduciendo momentos en un punto e igualando la resultante vertical por una distancia que sería la incógnita a resolver en dicho sistema, ya que esta sería a la distancia en la que la resultante vertical produce el mismo efecto que el momento que queremos reducir.

$$\sum M_A = 0 = R \cdot \frac{200}{2} + M + R_H \cdot e = R \cdot d; \text{ sustituyendo:}$$

despejando de la ecuación obtenemos :

$$\mathbf{d = 156 \text{ cm}}$$

Una vez que tenemos el valor de d podemos establecer el valor de la excentricidad de la carga.

$$e = d - \frac{270}{2} = 21 \text{ cm}$$

A continuación veremos donde tenemos situada la resultante con respecto al núcleo central y de esta forma poder establecer el valor de la σ_{max} .

$$a/6 = 270/6 = 45 \text{ cm} > e_x = 21 \text{ cm}$$

$$a/2 = 270/2 = 135 \text{ cm} < e_x = 21 \text{ cm}$$

Nos encontramos en el caso en que la resultante pasa por el núcleo central y por tanto nos encontramos con una distribución de tensiones trapezoidal siendo la expresión de la misma la que se expone a continuación.

$$\sigma_{max} = \frac{R}{a \cdot b} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{a} \right)$$

$$\sigma_{min} = \frac{R}{a \cdot b} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{a} \right); \text{ Y sustituyendo obtenemos:}$$

$$\sigma_{min} = 0.38 \text{ Kp/cm}^2$$

$$\sigma_{max} = 1.06 \text{ Kp/cm}^2 < 1.25 \cdot \sigma_{adm} = 2.5 \text{ Kp/cm}^2$$

Por tanto válida.

b) Comprobacion a vuelco.

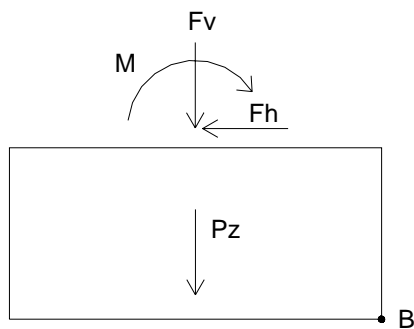
Para que la estructura cumpla esta comprobación se tiene que cumplir la siguiente expresión:

$$M_e \geq 1.5 M_v$$

$$N = 43071.24 \text{ Kp}$$

$$R_H = 1729.33 \text{ Kp}$$

$$M = 364753.33 \text{ Kp} \cdot \text{cm}$$



Tomaremos momentos en B:

$$M_v = F_h \cdot h + M_x$$

$$M_v = 1729,33 \cdot 80 + 364753,33 = 485799.43 \text{ Kp} \cdot \text{cm}$$

$$M_e = R \cdot \frac{a}{2} = 43071.24 \cdot 270/2 = 5814617 \text{ Kp} \cdot \text{cm}$$

$$1.5 M_v = 728699.14 \text{ Kp} \cdot \text{cm} < 5814617 \text{ Kp} \cdot \text{cm} = M_e$$

Por tanto $M_e > 1.5 M_v$ y es por ello que la comprobacion da un resultado **valido**.

Por lo tanto las dimensiones de la zapata serán validas en la comprobación a volumen y tendrán unas dimensiones de 270x220x80cm.

A continuación pasamos a calcular las armaduras de la zapata y a efectuar las correspondientes comprobaciones de esta.

11.1.2 COMPROBACIONES COMO ELEMENTO ESTRUCTURAL.

Las zapatas las comprobaremos tanto si son flexibles como si son rígidas como si son flexibles a flexión, tal y como nos indica la norma, con la única limitación de que el canto útil debe de ser inferior a 1,5 veces el vuelo, la cual en nuestro caso se cumple para las dos direcciones.

I) Cálculo a flexión.

Para efectuar el cálculo a flexión será necesario efectuar una serie de pasos regulados por la EHE-91 en su artículo 58.4. Al ser la distribución de tensiones trapezoidal no deberemos tener en cuenta el peso propio de la zapata, suponiendo una situación de proyecto persistente y un nivel de control normal tenemos:

$$N_d = Nk \cdot \gamma_f = 31310.24 \cdot 1.5 = 46787 \text{ Kp}$$

$$V_d = Vk \cdot \gamma_f = 17.29 \cdot 1.6 = 3769.6 \text{ Kp}$$

$$M_d = Mk \cdot \gamma_f = 1156320 \text{ Kp} \cdot \text{cm}$$

Con estos nuevos valores obtenemos:

$$d = 166.2 \text{ cm}$$

$$e = 31.2 \text{ cm}$$

$$c = 103.8 \text{ cm}$$

$$a/6 = 270/6 = 45 \text{ cm} > e_x = 21 \text{ cm}$$

$$a/2 = 270/2 = 135 \text{ cm} < e_x = 21 \text{ cm}$$

Nos encontramos en el caso en que la resultante pasa por el núcleo central y por tanto nos encontramos con una distribución de tensiones trapezoidal siendo la expresión de la misma la que se expone a continuación.

$$\sigma_{\max} = \frac{R}{a \cdot b} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{a} \right)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{R}{a \cdot b} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{a} \right); \text{ Y sustituyendo obtenemos:}$$

$$\sigma_{\min} = 0.24 \text{ Kp/cm}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1.33 \text{ Kp/cm}^2 < 1.5 \sigma_{\text{adm}}$$

$$\sigma_{\text{med}} = 0.70 \text{ Kp/cm}^2 < \sigma_{\text{adm}}$$

➤ **Hallar la sección de referencia.**

En este capítulo lo que se pretende determinar es la sección más solicitada y donde se podría producir la rotura.

Distancia desde el borde de la zapata a la sección de referencia:

$$m = v + \frac{a - b}{4} = 114.5 \text{ cm}$$

Siendo a el canto de la placa y b el canto del pilar

➤ **Momento flector externo que actúa sobre dicha sección.**

Al estar en un caso de distribución de tensiones trapezoidal tenemos:

Tensión en la región de referencia:

$$\sigma' = \sigma_{\max} - \frac{m \cdot (\sigma_{\max} - \sigma_{\min})}{a} = 0.87 \text{ Kp/cm}^2$$

Al tratarse de una distribución de tensiones trapezoidal tendremos que la resultante de las tensiones a partir de la sección de referencia es:

$$R = \sigma' \cdot m \cdot b + \frac{\sigma_{\max} - \sigma'}{2} \cdot m \cdot b = 27754 \text{ Kp}; \text{ siendo } m \text{ la distancia desde el borde de}$$

la zapata a la sección de referencia.

Distancia desde la sección de referencia al punto por donde pasa la sección de referencia:

$$x=41.4 \text{ cm.}$$

$$M_d = R \cdot x = 1700123 \text{ Kp} \cdot \text{cm} ;$$

➤ **Determinación de la armadura, disposición y anclaje.**

Una vez que tenemos el momento exterior dimensionaremos la armadura de tracción y compresión, si fuera necesario. Para el cálculo de las armaduras pasaremos primero a la obtención del canto mínimo.

$$d_{\min} = 1.77 \sqrt{\frac{M_d}{f_{cd} \cdot b}} = 1.77 \sqrt{\frac{1700123}{\frac{250}{1.5} \cdot 220}} = 6.80 < d_{\text{real}} = 80 \text{ cm}$$

Por lo que no será necesaria armadura de compresión. A continuación por medio de las expresiones de flexión simple sin armadura de compresión obtenemos:

Al ser ambiente IIa y preverse colocación de hormigón de limpieza:

$$\text{HA-25; } r=2.5+1 \text{ cm; } b = 220 \text{ cm; } h = 80 \text{ cm; } d = 76.5 \text{ cm}$$

$$U_o = 2072583 \text{ Kp; } \omega = 0.0123 ; \mu = 0.0122 ; U_{s1} = 25503 \text{ Kp}$$

A continuación estableceremos las distintas comprobaciones a mínimos:

1) Mínimos Mecánicos.

Para cumplir con los mínimos mecánicos se debe cumplir que la armadura de tracción sea como mínimo un 4% de la resistencia a compresión de la sección.

$$U_s \geq 0.04 \cdot U$$

$$U_s \geq 0.04 \cdot (b \cdot h \cdot f_{cd}) = 10266.66 Kp ; \text{Lado Menor}$$

$$U_s \geq 0.04 \cdot (a \cdot h \cdot f_{cd}) = 12600 Kp ; \text{Lado Mayor}$$

2) Mínimos Geométricos.

Para cumplir con los mínimos geométricos para piezas trabajando a flexión simple, al tratarse de acero B-500-S se debe cumplir que la sección de tracción sea como mínimo un $\frac{1.8}{1000}$ de la sección a compresión de la sección.

$$A_s \geq \frac{1.8}{1000} \cdot A_c = \frac{1.8}{1000} [b \cdot h] = 27.72 cm^2 ; \text{Lado Menor}$$

$$A_s \geq \frac{1.8}{1000} \cdot A_c = \frac{1.8}{1000} [a \cdot h] = 34.02 cm^2 ; \text{Lado Mayor}$$

$$U_s \geq A_s \cdot f_{yd} = 31.68 cm^2 \cdot \frac{5000 Kp / cm^2}{1.15} = 120522 Kp ; \text{Lado Menor}$$

$$U_s \geq A_s \cdot f_{yd} = 38.88 cm^2 \cdot \frac{5000 Kp / cm^2}{1.15} = 147913.36 Kp ; \text{Lado Mayor}$$

Por lo tanto dimensionaremos la armadura de tracción con los mínimos geométricos ya que representan el mayor valor de todos.

$$U_s > 120522 Kp \Rightarrow 9\phi 20 (1229.32 KN) \text{ en el lado Menor.}$$

$$U_s > 147913 Kp \Rightarrow 11\phi 20 (1502.49 KN) \text{ en el lado Mayor.}$$

Nota: En la dirección Y no hemos calculado la armadura de flexión puesto que con toda seguridad saldrán valores mucho más pequeños que los mínimos.

Por tanto la armadura de tracción estará compuesta por:

9 ϕ 20 en direccion X

11 ϕ 20 en direccion Y

Comprobamos que la armadura cumple las condiciones mínimas geométricas fijadas en la EHE-91.

$$S \leq 30cm$$

$$\phi \geq 12mm$$

$$\phi \leq 32mm$$

S = separación entre barras, en nuestro se cumplen todas puesto que la separación es de 27 cm.

3) Disposición de la Armadura.

La armadura se dispondrá uniformemente repartida en ambos sentidos y se doblarán las esquinas en forma de patillas.

4) Anclaje de la armadura.

La longitud de anclaje será aquella que garantice la adherencia entre el hormigón y la armadura de tracción, esta vendrá regulada por el artículo 40.3 de la norma EH-91, esta vendrá dada en función de las dimensiones de la zapata.

De la tabla tenemos que para una barra del 20:

$$L_{bI} = 60cm ;$$

$$L_{bnet} = \frac{U_{snc}}{U_{sreal}} L_{bI} = 0.21 \cdot 60 = 13cm$$

La disposición se detalla en planos.

➤ Comprobación de Adherencia.

Esta comprobación se realiza para la sección mas solicitada a flexión que como antes calculamos se encontraba a 41.4 cm del borde de la zapata.

La comprobación se realizara para la dirección más desfavorable.

$$V = \sigma_{\max} \cdot v \cdot a = 31981Kp$$

$$\tau_b \leq \tau_{bd}$$

$$\tau_b = \frac{V_d}{0.9 \cdot d \cdot n \cdot u} = \frac{31981 \cdot 1.6}{0.9 \cdot 76.5 \cdot 11 \cdot \pi \cdot 2.0} = 10.75 \text{ Kp} / \text{cm}^2$$

$$\tau_{bd} = 0.95 \sqrt[3]{(f_{cd})^2} = 0.95 \sqrt[3]{\left(\frac{250}{1.5}\right)^2} = 28.77 \text{ Kp} / \text{cm}^2$$

Siendo:

n = nº de barras

d = canto útil

u = perimetro de la barra

$\tau_b < \tau_{bd}$; Por tanto la adherencia es valida.

II) Comprobación a tensión de contacto.

En la unión del pilar con la zapata se produce una variación de esfuerzos entre la placa de anclaje y la sección de hormigón correspondiente a la placa.

Calcularemos el esfuerzo máximo de compresión que puede resistir una sección de hormigón con las mismas dimensiones que la placa base (A_{C1}) y veremos si el esfuerzo soportado es menor al máximo.

$$N_{max} = A_{C1} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{A_c / A_{C1}}$$

$$N_{max} \leq 3.3 \cdot A_{c1} \cdot f_{cd} ;$$

Siendo:

f_{cd} = Resistencia de la sección del hormigón.

u = perímetro de la sección.

Será necesaria la comprobación de la sección si $h > \frac{2A_c}{u}$ pero si $h < \frac{2A_c}{u}$ no

será necesaria efectuarla. Aplicando las expresiones mencionadas:

$$A_c = 270\text{cm} \cdot 220\text{cm} = 59400 \text{ cm}^2$$

$$u = 2 \cdot 270\text{cm} + 2 \cdot 220\text{cm} = 980 \text{ cm}$$

$2 \frac{59400}{980} = 76.92 > 80$ Por lo que no será necesario efectuar la comprobación.

III) Armadura transversal.

Toda la masa de hormigón no se encuentra sometida a compresión, ya que se producen esfuerzos de tracción en el seno de la zapata. La armadura transversal será la encargada de soportar estos esfuerzos en el caso de que le hicieran falta a la sección de hormigón.

Primero veremos si es necesaria la armadura, para ello calcularemos los esfuerzos de tracción en ambas direcciones de la zapata.

- En la dirección a:

$$\sigma_t = 0.5 \cdot \frac{N_d \cdot (a - a_1)}{a \cdot h^2}$$

- En la dirección b:

$$\sigma_t = 0.5 \cdot \frac{N_d \cdot (b - b_1)}{b \cdot h^2}$$

y se debe cumplir que $\sigma_t < \frac{f_{ct,k}}{2}$; Si esta expresión se cumple entonces la sección no necesitara armadura transversal.

Sustituyendo:

$$\sigma_{ta} = \frac{0.5 \cdot 31191 \cdot (270 - 40)}{270 \cdot 80^2} = 2.07 \text{ Kp/cm}^2$$

$$\sigma_{tb} = \frac{0.5 \cdot 31191 \cdot (220 - 30)}{220 \cdot 80^2} = 2.10 \text{ Kp/cm}^2$$

Y el valor de $f_{ctk} = 0.45\sqrt{f_{ctk}} = 0.45\sqrt{250^2} = 17.86 \text{ Kp/cm}^2$

Por tanto $f_{ctk} > \sigma_{ta}$ y $f_{ctk} > \sigma_{tb}$ por lo que no es necesaria la armadura transversal.

IV) Tipo de encepado.

Con objeto de poder establecer el comportamiento futuro de la zapata interesa conocer el tipo de encepado de la zapata y este a su vez viene determinado por el tipo de zapata.

La EH-91 en su artículo 58.3 establece los diferentes tipos de zapatas.

Calculando el vuelo

$$V = a/2 - 9 = 270/2 - 9 = 126 \text{ cm}$$

Como $h = 80 \text{ cm}$ se encuentra entre $0.5 \cdot h = 40 \text{ cm}$ y $2h = 160 \text{ cm}$ por tanto la zapata tendrá un **encepado tipo I** siendo una **zapata rígida**.

V) Canto mínimo para no comprobar ni a cortantes ni a punzonado.

Para ello utilizaremos la expresión que encontramos en el libro del profesor Montoya que establece un canto mínimo a partir del cual no serán necesarios los cálculos a cortantes ni a punzonado.

$d = \text{canto mínimo} > d_1, d_2$ siendo:

$$d \geq \frac{1.1\sigma_t}{\sigma_t + 370} \cdot v < 0.24$$

siendo $\sigma_t = N/ab$; $v = \text{mayor vuelo de la zapata}$.

Aplicando estas expresiones a nuestro caso obtenemos:

$$\sigma = 0.83 Kp / cm^2 ; v = 115 cm$$

$$d_{\min} = \frac{1.1 \sigma_t}{\sigma_t + 370} \cdot v = 19.34 cm$$

$$d = 80 cm > d_{\min}$$

Por tanto no es necesario comprobar la zapata ni a cortantes ni a punzonamiento, ya que el canto es muy superior al mínimo.

11.2. CUADRO RESUMEN DE ZAPATAS TIPO II-VII.

En las demás zapatas se ha operado de idéntica manera pasando ahora a resumir los resultados obtenidos para cada una de ellas:

Zapata tipo	2	3	4	5	6	7
Dimensiones(m)	2,50x1,50x0,70	1,80x1,80x0,60	1,20x1,20x0,60	1,80x1,25x0,60	1,60x1,25x0,60	1,30x1,30x0,60
Solicitaciones						
N (Kg)	3108	2209	55679,21	18062,32	24350	3108
M(Kg)	7089	3528	0	5133	6933	7089
V(Kg)	2148	1131	0	949,5	2134,5	2148
Armadura (Xi)	9Ø16 c/17	10Ø16 c/20	7Ø16 c/20	7Ø16 c/20	8Ø16 c/17	7Ø16 c/20
Armadura (Xs)	9Ø16 c/17	10Ø16 c/20	0	7Ø16 c/20	8Ø16 c/17	7Ø16 c/17
Flexión(KN)	93,04	80,35	0	77,45	150,73	71,53
Min mecánicos(KN)	700	720	480	500	500	520
Min. Geométricos(KN)	821,74	845,22	563,48	586,96	586,26	610,43
Armadura (Yi)	15Ø16 c/17	10Ø16 c/20	7Ø16 c/20	10Ø16 c/20	10Ø16 c/17	7Ø16 c/20
Armadura (Ys)	15Ø16 c/17	10Ø16 c/20	0	10Ø16 c/20	10Ø16 c/17	7Ø16 c/20
Min mecánicos(KN)	1166,67	720	480	720	620	520
Min. Geométricos(KN)	1269,57	845,22	563,48	845,22	845,22	610,43
lb neta(cm)	4	4	20	5	6	4

12. RIOSTRAS.

Siguiendo las recomendaciones expuestas por D. Fernando Fernández Ancio en su libro de Hormigón Armado las vigas riostras de nuestra nave industrial las calcularemos a flexión simple como vigas biempotradas solicitadas bajo el peso del cerramiento, ya que en estos casos la aceleración sísmica de los pilares suele ser muy pequeña.

Por otro lado siguiendo las recomendaciones de la FL-90 tomaremos como altura del cerramiento únicamente el 60% de la altura del mismo, debido al efecto arco que se produce en las fábricas.

La luz de cada riostra será el resultado de restar a la distancia entre pilares el ancho de la zapata.

Inicialmente tomaremos unas vigas riostras de 30cm x 30cm. Es decir este será el canto que armaremos si cumple con las comprobaciones.

Para el cálculo de las vigas riostras hemos utilizado la norma EHE-91.

12.1. RIOSTRAS TIPO I.

La riostra tipo 1 corresponde con las vigas riostras que enlazan o como su propio nombre indica arriostran las zapatas de tipo I.

12.1. RIOSTRAS TIPO I.

11.1.1 ACCIONES CARACTERÍSTICAS .

1) Peso Propio.-

$$Q_{\text{peso propio}} = 2500 \text{ Kg/m}^3 \cdot 0.3 \text{ m} \cdot 0.3 \text{ m} = 225 \text{ Kg/ml}$$

Peso específico del hormigón armado: 2500 Kg/ m^3

2) Peso del Muro de Cerramiento.

Descripción del muro: el muro tiene una altura de 6.60 metros, mientras que el ancho del muro viene dado por el ancho del bloque de hormigón utilizado que es de 20 cm de anchura.

$$Q_{\text{muro}} = 1800 \text{ Kg/m}^3 \cdot 0.2 \text{ m} \cdot 6.6 \text{ m} \cdot 0.6 = 1410 \text{ Kg/ml}$$

Lo que da lugar a una **carga total** a considerar de:

$$Q_{\text{total}} = Q_{\text{peso propio}} + Q_{\text{muro}} = 1210 \text{ Kp/m} + 225 \text{ Kg/m} = 1435 \text{ Kg/m}$$

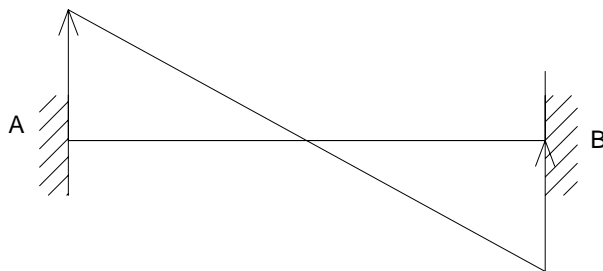
Una vez que tenemos la carga total pasamos al estudio de los diagramas de cortante y de momentos flectores de las vigas riostras.

La longitud de la riostra será igual a la distancia entre pórticos menos el ancho de la zapata, como dicho ancho a priori no lo conocemos, supondremos zapatas de 2 m de ancho, por lo que la luz de la riostra es igual:

$$\text{Luz} = 5.90 - 2.20 = 3.70 \text{ m}$$

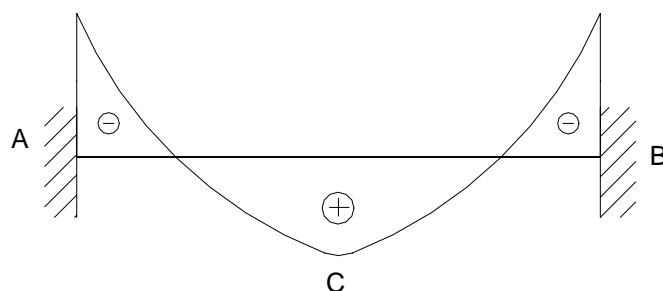
A continuación establecemos los diagramas de cortantes y flectores de la viga:

$$R_A = R_B = \frac{q \cdot L}{2} = \frac{1435 \text{ Kp/m} \cdot 3.70 \text{ m}}{2} = 2654.75 \text{ Kg}$$



$$M_A^- = M_B^- = \frac{q \cdot L^2}{12} = \frac{1435 \text{ Kp/m} \cdot (3.70 \text{ m})^2}{12} = 1637.10 \text{ Kp} \cdot \text{m}$$

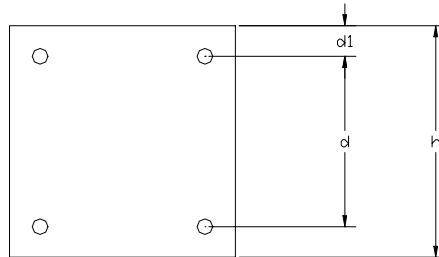
$$M_C^+ = \frac{q \cdot L^2}{24} = \frac{1435 \text{ Kp/m} \cdot (3.70 \text{ m})^2}{24} = 818.55 \text{ Kp} \cdot \text{m}$$



Una vez que tenemos el esquema de solicitaciones de la viga riostra tendremos que calcular la viga a flexión y a continuación verificar que cumple las comprobaciones que establece la norma.

Para el cálculo de la viga riostra utilizaremos "el método del momento tope" que es método que establece la EHE-91 para el cálculo a flexión.

Pasamos a definir el canto útil, siguiendo las prescripciones de la EHE-91, que obliga a todos los elementos de cimentación a un recubrimiento mínimo de 7 cm, por lo que adoptaremos un recubrimiento de 7 cm en los laterales, y dispondremos de una capa de 10 cm de hormigón de limpieza en el fondo por lo que el recubrimiento en esta zona será la equivalente a un ambiente IIa, es decir 2.5cm +1cm, por ser elementos hormigonados in situ con nivel de control normal



$$d_1 = 2.5 + 1 = 3.5 \text{ cm}$$

$$h = d_1 + d$$

Siendo **h = 30 cm** por tanto:

$$d = h - d_1 = 30 \text{ cm} - 3.5 \text{ cm} = 26.5 \text{ cm}$$

d : canto útil

11.1.2 CÁLCULO A FLEXIÓN.

Primero verificaremos que el canto de la viga riostra es superior al canto mínimo de la viga para el que no se necesitaría armadura de compresión, aunque esto ocurriera se dispondrá una armadura de compresión mínima igual a un 30 % de la armadura de tracción como establece la norma EHE-91.

Calculo de d_{\min} .-

Siendo d_{\min} el canto mínimo que tendría que tener la viga para el momento máximo ponderado a considerar fuera inferior al momento tope.

$$d_{\min} = 1.77 \cdot \sqrt{\frac{M_d}{b \cdot f_{cd}}}$$

siendo:

$$M_d = 265475 \text{ Kp.cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = \frac{250 \text{ Kp} / \text{cm}^2}{1.5}$$

Sustituyendo:

$$d_{\min} = 12.04 \text{ cm} \leq 26.5 \text{ cm}$$

Como hemos demostrado $d_{\min} \leq d$ no necesitaremos colocar armadura de compresión, ya que el hormigón es capaz de soportar los esfuerzos de compresión, sin embargo colocaremos un 30 % de la armadura necesaria de tracción para cumplir con los mínimos.

Procedemos a calcular la armadura de tracción, en primer lugar estableceremos las expresiones adimensionales para la flexión simple:

$$U_o = 0.85 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} = 0.85 \cdot 30 \text{ cm} \cdot 26.5 \text{ cm} \cdot \frac{250 \text{ Kp} / \text{cm}^2}{1.5} = 112625 \text{ Kp}$$

$$\mu = \frac{Md}{U_o \cdot d} = 0.077$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0.080$$

Por lo que tendremos que la armadura de tracción será:

$$U_{s1} = U_o \cdot \omega = 9059 \text{ Kp}$$

La armadura deberá cumplir una serie de mínimos:

- **Mínimos Mecánicos:**

Se deberá cumplir que la armadura U_s sea mayor o igual que el 4% de la resistencia a la compresión del hormigón.

$$U_s \geq 4\% U_c = 4\% \cdot b \cdot h \cdot f_{cd} = 0.04 \cdot 30 \text{ cm} \cdot 30 \text{ cm} \cdot \frac{250 \text{ Kp} / \text{cm}^2}{1.5} = 6000 \text{ Kp}$$

- **Mínimos Geométricos:**

Se deberá cumplir que la armadura U_s sea superior a $A_s \cdot f_{yd}$ Siendo

$$A_s = \frac{2.8}{1000} \cdot A_c \text{ y sustituyendo:}$$

$$A_{s1} \geq 0.0028 \cdot [b \cdot d] = 0.0028 \cdot [30\text{cm} \cdot 26.5\text{cm}] = 2.22\text{cm}^2$$

$$U_{s1} \geq 2.22\text{cm}^2 \cdot \frac{5000\text{Kp/cm}^2}{1.15} = 9678.26\text{Kp}$$

Una vez que tenemos todos los valores a los que debe ser superior la armadura de tracción vemos que el mayor es 9678.26 Kp que será con el que dimensionaremos, Con estos valor y mirando en la tabla de equivalencias tendremos las siguientes armaduras:

La armadura de tracción consistirá en 2 redondos de $\phi 12$ cm.

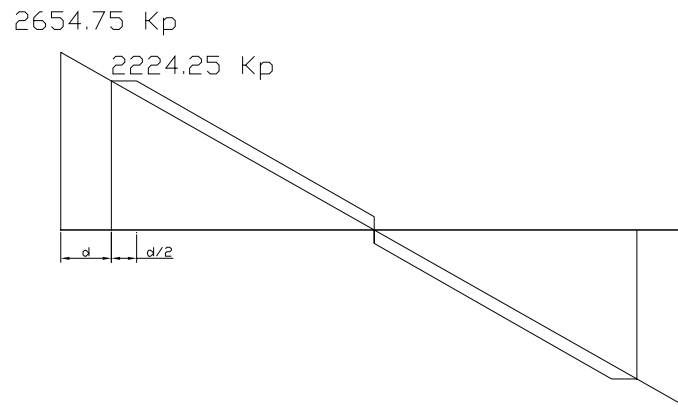
Como hemos indicado anteriormente para la armadura de compresión colocaremos la misma que la de tracción.

A continuación pasará a calcular la viga a esfuerzos cortantes, es decir, calcularemos la armadura necesaria para soportar estos esfuerzos.

12.1.3 CÁLCULO A CORTANTES.

A continuación exponemos un esquema con el correspondiente decalaje de cortantes. Ello nos proporciona el valor del cortante máximo para el que se dimensionara la sección. Este cortante se situara a una distancia "d" de los extremos de la riostra.

Veamos el siguiente esquema de cortantes:



Una vez que tenemos el valor del cortante mayorado, calcularemos el valor del cortante que resiste la sección de hormigón siendo esta igual a:

$$V_d = V_{cu} + V_{su}$$

siendo:

$V_{cu} \equiv$ cortante asumido por el hormigón

$V_{su} \equiv$ cortante asumido por el acero

Para el caso de flexión simple utilizando cercos (Artículo 44.2.3.2.3 de la EHE):

$$V_{cu2} = V_{cu} = \left[0.10 \cdot \xi \cdot \sqrt{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}} \right] b_0 \cdot d$$

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{265\text{mm}}} = 1.87;$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{A_{CT}} = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.262\text{cm}^2 (2\phi 16)}{30\text{cm} \cdot 26.5\text{cm}} = 2.85 \cdot 10^{-3}$$

$$V_{cu2} = \left[0.10 \cdot 1.87 \cdot \sqrt{100 \cdot 2.85 \cdot 10^{-3} \cdot 25\text{Mpa}} \right] 30\text{cm} \cdot 26.5\text{cm} \cdot \frac{1}{10} = 28.59\text{kN}$$

$$\Rightarrow V_{cu2} = 2859\text{Kp}$$

Como V_{cu2} (2859Kp) > V_d (2654.75 Kp) no debemos colocar armadura de cortante, sin embargo pondremos una armadura mínima que consistirá en **estribos de doble rama de ϕ 6 cada 20 cm.**

La armadura de estribos es necesaria que entre un valor $h/2$ dentro de las zapatas. En la práctica, los estribos suelen colocarse de manera continua a lo largo de la misma conectando con los de la riostra adyacentes.

12.1.4 COMPROBACIÓN A COMPRESIÓN OBLICUA.

Según establece la norma EHE-91 impone una limitación del cortante exterior:

$$V_{\max} = 0.3 \cdot f_{cd} \cdot (1 + \cot g \alpha) \cdot b \cdot d \leq 0.45 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d$$

- Para el caso de estribos el valor de $\alpha = 90^\circ$

Sustituyendo:

$$V_{\max} = 0.3 \cdot \frac{250 \text{ Kp/cm}^2}{1.5} \cdot \left(1 + \frac{\cos 90^\circ}{\sin 90^\circ} \right) \cdot 30 \text{ cm} \cdot 26.5 \text{ cm} = 39750 \text{ Kp}$$

$$0.45 \cdot \frac{250 \text{ Kp/cm}^2}{1.5} \cdot 30 \text{ cm} \cdot 26.5 \text{ cm} = 59625 \text{ Kp}$$

$$59750 \text{ Kp} > 39750 \text{ Kp} > 2654.75 \text{ Kp}$$

Por lo tanto **la riostra resiste el agotamiento por compresión oblicua del alma.**

12.2. RIOSTRAS TIPO II.

La riostra tipo 2 corresponde con las vigas riostras que enlazan o como su propio nombre indica arriostran las zapatas de tipo II.

12.2.1 ACCIONES CARACTERISTICAS .

1) Peso Propio.-

$$Q_{\text{peso propio}} = 2500 \text{ Kg/m}^3 \cdot 0.3 \text{ m} \cdot 0.3 \text{ m} = 225 \text{ Kg/ml}$$

Peso específico del hormigón armado: 2500 Kg/m^3

2) Peso del Muro de Cerramiento.-

Descripción del muro: el muro tiene una altura de 6.60 metros, mientras que el ancho del muro viene dado por el ancho del bloque de hormigón utilizado que es de 20 cm de anchura.

$$Q_{\text{muro}} = 1800 \text{ Kg/m}^3 \cdot 0.2 \text{ m} \cdot 6.6 \text{ m} \cdot 0.6 = 1410 \text{ Kg/ml}$$

Lo que da lugar a una **carga total** a considerar de:

$$Q_{\text{total}} = Q_{\text{peso propio}} + Q_{\text{muro}} = 1210 \text{ Kp/m} + 225 \text{ Kg/m} = 1435 \text{ Kg/m}$$

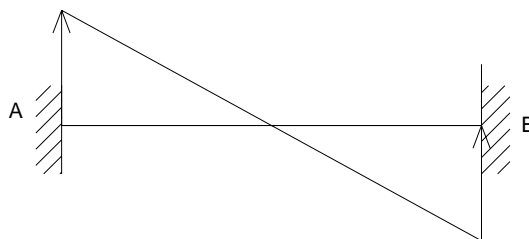
Una vez que tenemos la carga total pasamos al estudio de los diagramas de cortante y de momentos flectores de las vigas riostras.

La longitud de la riostra será igual a la distancia entre pórticos menos el ancho de la zapata, como dicho ancho a priori no lo conocemos, supondremos zapatas de 2 m de ancho, por lo que la luz de la riostra es igual:

$$\text{Luz} = 5.90 - 2.20 = 3.70 \text{ m}$$

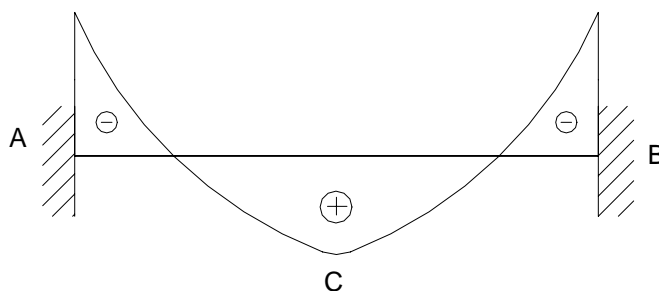
A continuación establecemos los diagramas de cortantes y flectores de la viga:

$$R_A = R_B = \frac{q \cdot L}{2} = \frac{1435 \text{ Kp/m} \cdot 4.65 \text{ m}}{2} = 3336.37 \text{ Kg}$$



$$M_A^- = M_B^- = \frac{q \cdot L^2}{12} = \frac{1435 \text{ Kp/m} \cdot (4.65 \text{ m})^2}{12} = 2585.70 \text{ Kp} \cdot \text{m}$$

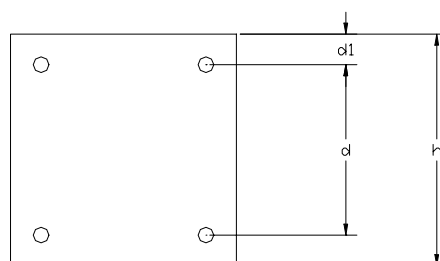
$$M_C^+ = \frac{q \cdot L^2}{24} = \frac{1435 \text{ Kp/m} \cdot (4.65 \text{ m})^2}{24} = 1292.84 \text{ Kp} \cdot \text{m}$$



Una vez que tenemos el esquema de solicitaciones de la viga riostra tendremos que calcular la viga a flexión y a continuación verificar que cumple las comprobaciones que establece la norma.

Para el cálculo de la viga riostra utilizaremos "el método del momento tope" que es método que establece la EHE-91 para el cálculo a flexión.

Pasamos a definir el canto útil, siguiendo las prescripciones de la EHE-91, que obliga a todos los elementos de cimentación a un recubrimiento mínimo de 7 cm, por lo que adoptaremos un recubrimiento de 7 cm en los laterales, y dispondremos de una capa de 10 cm de hormigón de limpieza en el fondo por lo que el recubrimiento en esta zona será la equivalente a un ambiente IIa, es decir 2.5cm + 1cm, por ser elementos hormigonados in situ con nivel de control normal



$$d_1 = 2.5 + 1 = 3.5 \text{ cm}$$

$$h = d_1 + d$$

Siendo $h = 30 \text{ cm}$ por tanto:

$$d = h - d_1 = 30 \text{ cm} - 3.5 \text{ cm} = 26.5 \text{ cm}$$

d : canto útil

12.2.2 CÁLCULO A FLEXIÓN.

Primero verificaremos que el canto de la viga riostra es superior al canto mínimo de la viga para el que no se necesitaría armadura de compresión, aunque esto ocurriera se dispondrá una armadura de compresión mínima igual a un 30 % de la armadura de tracción como establece la norma EHE-91.

Calculo de d_{\min} .-

Siendo d_{\min} el canto mínimo que tendría que tener la viga para el momento máximo ponderado a considerar fuera inferior al momento tope.

$$d_{\min} = 1.77 \cdot \sqrt{\frac{M_d}{b \cdot f_{cd}}}$$

siendo:

$$M_d = 258570 \text{ Kp.cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = \frac{250 \text{ Kp/cm}^2}{1.5}$$

Sustituyendo:

$$d_{\min} = 12.04 \text{ cm} \leq 26.5 \text{ cm}$$

Como hemos demostrado $d_{\min} \leq d$ no necesitaremos colocar armadura de compresión, ya que el hormigón es capaz de soportar los esfuerzos de compresión, sin embargo como mínimo deberemos colocar un 30 % de la armadura necesaria de tracción para cumplir con los mínimos.

Procedemos a calcular la armadura de tracción, en primer lugar estableceremos las expresiones adimensionales para la flexión simple:

$$U_o = 0.85 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} = 0.85 \cdot 30\text{cm} \cdot 26.5\text{cm} \cdot \frac{250\text{Kp/cm}^2}{1.5} = 112625\text{Kp}$$

$$\mu = \frac{Md}{U_o \cdot d} = 0.087$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0.090$$

Por lo que tendremos que la armadura de tracción será:

$$U_{s1} = U_o \cdot \omega = 10221\text{Kp}$$

La armadura deberá cumplir una serie de mínimos:

- **Mínimos Mecánicos:**

Se deberá cumplir que la armadura U_s sea mayor o igual que el 4% de la resistencia a la compresión del hormigón.

$$U_s \geq 4\% U_c = 4\% \cdot b \cdot h \cdot f_{cd} = 0.04 \cdot 30\text{cm} \cdot 30\text{cm} \cdot \frac{250\text{Kp/cm}^2}{1.5} = 6000\text{Kp}$$

- **Mínimos Geométricos:**

Se deberá cumplir que la armadura U_s sea superior a $A_s \cdot f_{yd}$ Siendo

$$A_s = \frac{2.8}{1000} \cdot A_c \text{ y sustituyendo:}$$

$$A_{s1} \geq 0.0028 \cdot [b \cdot d] = 0.0028 \cdot [30\text{cm} \cdot 26.5\text{cm}] = 2.22\text{cm}^2$$

$$U_{s1} \geq 2.22\text{cm}^2 \cdot \frac{5000\text{Kp/cm}^2}{1.15} = 9678.26\text{Kp}$$

Una vez que tenemos todos los valores a los que debe ser superior la armadura de tracción vemos que el mayor es 10221 Kp que será con el que dimensionaremos, con este valor y mirando en la tabla de equivalencias tendremos las siguientes armaduras:

La armadura de tracción consistirá en 2 redondos de $\phi 16$ cm.

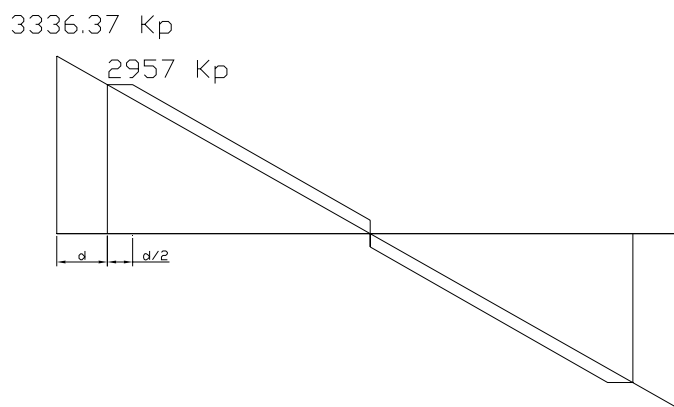
Como hemos indicado anteriormente para la armadura de compresión colocaremos la misma que la de tracción.

A continuación pasará a calcular la viga a esfuerzos cortantes, es decir, calcularemos la armadura necesaria para soportar estos esfuerzos.

12.2.3 CÁLCULO A CORTANTES.

A continuación exponemos un esquema con el correspondiente decalaje de cortantes. Ello nos proporciona el valor del cortante máximo para el que se dimensionara la sección. Este cortante se situara a una distancia "d" de los extremos de la riostra.

Veamos el siguiente esquema de cortantes:



Una vez que tenemos el valor del cortante mayorado, calcularemos el valor del cortante que resiste la sección de hormigón siendo esta igual a:

$$V_d = V_{cu} + V_{su}$$

siendo:

$V_{cu} \equiv$ cortante asumido por el hormigón

$V_{su} \equiv$ cortante asumido por el acero

Para el caso de flexión simple utilizando cercos (Artículo 44.2.3.2.3 de la EHE):

$$V_{cu2} = V_{cu} = \left[0.10 \cdot \xi \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}} \right] b_0 \cdot d$$

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1.87 ;$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{A_{CT}} = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{4.022 \text{ cm}^2 (2\phi 16)}{30 \text{ cm} \cdot 26.5 \text{ cm}} = 5.06 \cdot 10^{-3}$$

$$V_{cu2} = \left[0.10 \cdot 1.87 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 5.06 \cdot 10^{-3} \cdot 25 \text{ Mpa}} \right] 30 \text{ cm} \cdot 26.5 \text{ cm} \cdot \frac{1}{10} = 34.64 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow V_{cu2} = 3464 \text{ Kp}$$

Como $V_{cu2} (3464 \text{ Kp}) > V_d (3336.37 \text{ Kp})$ no debemos colocar armadura de cortante, sin embargo pondremos una armadura mínima que consistirá en **estribos de doble rama de $\phi 6$ cada 20 cm.**

La armadura de estribos es necesaria que entre un valor $h/2$ dentro de las zapatas. En la practica, los estribos suelen colocarse de manera continua a lo largo de la misma conectando con los de la riostra adyacentes.

Comprobación del agotamiento por compresión oblicua del alma de la riostra.

Según establece la norma EHE-91 impone una limitación del cortante exterior:

$$V_{max} = 0.3 \cdot f_{cd} \cdot (1 + \cot g \alpha) \cdot b \cdot d \leq 0.45 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d$$

- Para el caso de estribos el valor de $\alpha = 90^\circ$

Sustituyendo:

$$V_{max} = 0.3 \cdot \frac{250 \text{ Kp/cm}^2}{1.5} \cdot \left(1 + \frac{\cos 90^\circ}{\sin 90^\circ} \right) \cdot 30 \text{ cm} \cdot 26.5 \text{ cm} = 39750 \text{ Kp}$$

$$0.45 \cdot \frac{250 \text{ Kp/cm}^2}{1.5} \cdot 30 \text{ cm} \cdot 26.5 \text{ cm} = 59625 \text{ Kp}$$

$$59750 \text{ Kp} > 39750 \text{ Kp} > 3336.37 \text{ Kp}$$

Por lo tanto **la riostra resiste el agotamiento por compresión oblicua del alma.**

13. ESCALERAS.

A continuación calcularemos la escalera que da acceso a la planta superior desde la zona de oficinas y la que da acceso desde la zona de fabricación. En ambos casos la estarán realizadas mediante dos perfiles laterales UPN entre los que discurre una chapa metálica de estampada lagrimada de 3 mm. de espesor, plegadas en Z para aumentar su resistencia mecánica. En ambos casos partirán desde una zapata corrida, en el caso de la que parte de la zona de recepción será de dos tramos e irá sustentada en su parte superior por medio de 4 anclajes directos sobre la placa alveolar, por contra la otra escalera discurrirá en un solo tramo y su plataforma superior irá sustentada por medio de dos pilares metálicos.

13.1. ESCALERA I.

En este apartado calcularemos la escalera de dos tramos descrita anteriormente, En primer lugar hemos procedido al diseño de la escalera para luego proceder a su cálculo estructural.

La escalera ha sido diseñada para salvar la altura de una planta desde la solera (+0.12m) hasta el forjado de la segunda planta (+3.57m). La escalera ha sido diseñada de ida y vuelta con un ancho de 1.40 m Tenemos los siguientes datos:

Altura de forjado: 3.45 m, puesto que nuestra escalera es de dos tramos el desnivel a salvar por cada uno de ellos será de 1.725 m.

Por motivos de comodidad a la hora de subir una escalera, se toma un ángulo de 26° para la escalera.

El hueco de escalera es de 4.80 m, dejando de meseta 1.50, por lo que tendremos 3.30 m de tramo inclinado.

$$n^{\circ} \text{ dehuellas} = \frac{3.30m}{H} = \frac{3.30m}{0.3m} = 11 \text{ huellas}$$

13.1.1 ACCIONES CARACTERISTICAS .

Al tratarse de una escalera de ida y vuelta y ser los dos tramos de escalera iguales sólo calcularemos el tramo 1, el tramo 2 será igual que el tramo 1.

Los valores de las distintas acciones han sido tomadas de los indicados en la norma NBE-AE-88 (tabla 2.5), de la NBE EA-95 y de los catálogos de los distintos fabricantes.

➤ **Concarga:**

Como carga permanente se entenderán la carga correspondiente al peso de los perfiles estructurales UPN, así como el peso de la chapa laminada.

$$P_{\text{upn-140}} = 16.01 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_{\text{chapa}} = 4 \text{ Kg/m}^2$$

Por tanto el valor de la Concarga tiene un valor de:

$$P_{\text{concarga}} = 20.01 \text{ Kg/m}^2$$

➤ **Sobrecarga de uso:**

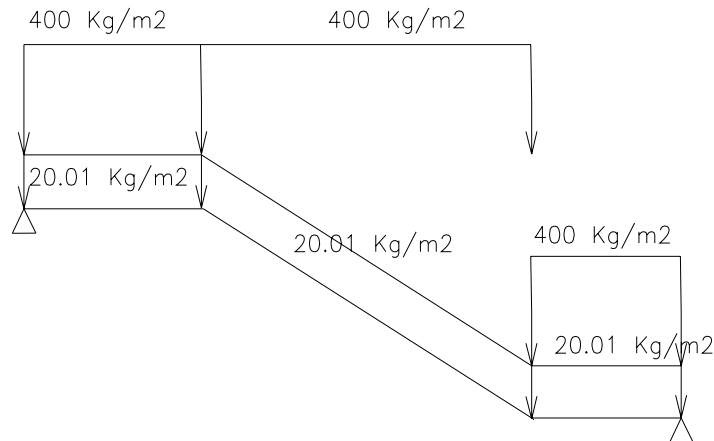
Escalera uso administrativo

$$S_{\text{uso}} = 400 \text{ Kg/m}^2$$

13.1.2 COMBINACIÓN DE ACCIONES .

Una vez que tenemos todos los valores de cargas y sobrecarga que afectan a la escalera pasamos al cálculo de cada una de las hipótesis :

Hipótesis I) $P_{\text{concarga}} + S_{\text{uso}} (\downarrow)$.



A continuación una vez establecidas las hipótesis, procederemos a su mayoración con los respectivos coeficientes de seguridad.

-En el tramo horizontal:

$$\text{I*) } P_{\text{concarga}} + S_{\text{nieve}} = 1.33 \times P_{\text{concarga}} (\downarrow) + 1.5 \times S_{\text{uso}} (\downarrow) = 621.3 \text{ Kg/m}^2$$

-En el tramo inclinado:

$$\text{I*) } P_{\text{concarga}} + S_{\text{nieve}} = 1.33 \times P_{\text{concarga}} (\downarrow) + 1.5 \times S_{\text{uso}} (\downarrow) \times \cos 26^\circ = 565.89 \text{ Kg/m}^2$$

Para el cálculo de los perfiles consideraremos la mitad del ancho de la escalera puesto que ambos se repartirán la misma carga, por tanto finalmente nos queda:

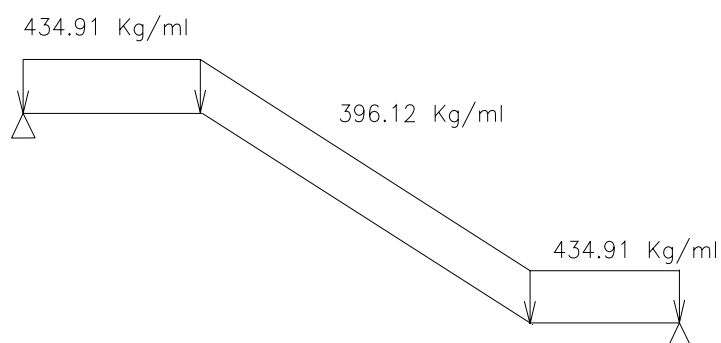
-En el tramo horizontal:

$$621.3 \text{ Kg/m}^2 \times 0.70 \text{ m} = 434.91 \text{ Kg/ml}$$

-En el tramo inclinado:

$$565.89 \text{ Kg/m}^2 \times 0.70 \text{ m} = 396.12 \text{ Kg/ml}$$

Por tanto tendremos el siguiente esquema de carga sobre la escalera :



13.1.3 COMPROBACIÓN DE PERFILES.

A continuación comprobaremos que los perfiles elegidos soportaran los esfuerzos máximos ponderados resultado de la combinación de hipótesis, los diagramas resultantes son los que a continuación exponemos:

Diagrama de momentos flectores:

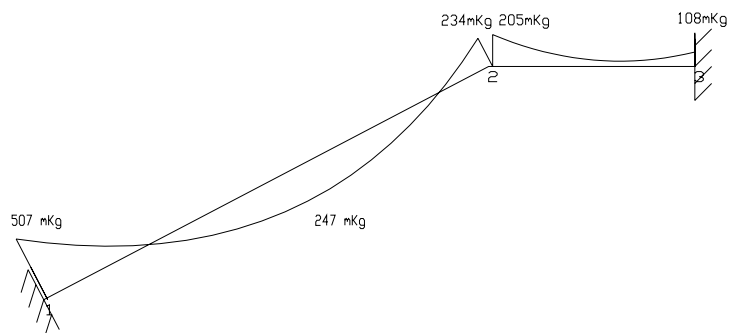
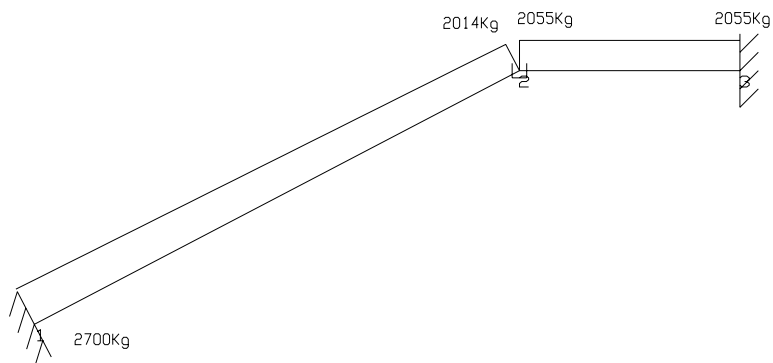
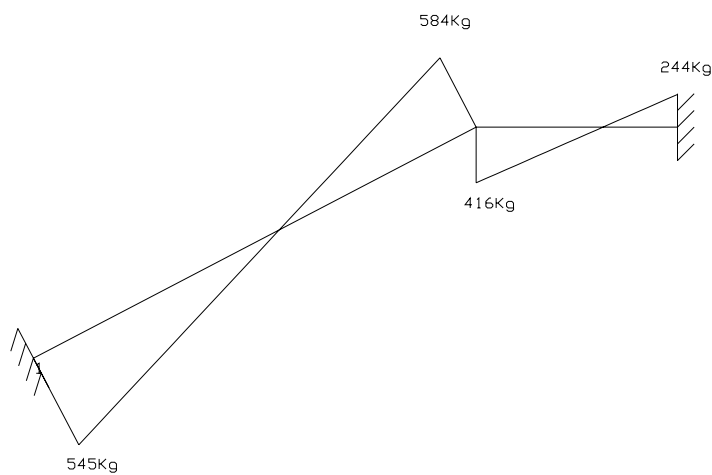


Diagrama de axiles:Diagrama de cortantes:**-Cálculo resistencia:**

El perfil deberá cumplir la siguiente condición:

$$\sigma^* = \frac{N^* \cdot w}{A} + \frac{M_x}{W_x} \leq \sigma_u$$

donde:

σ_u : es la resistencia de cálculo del acero.

N^* : es el esfuerzo normal ponderado de compresión

A : es el área de la sección bruta de la pieza

w : es el coeficiente de pandeo, función de la esbeltez mecánica λ de la pieza determinada según Art. 3.2.5, y del tipo de acero. Los valores del coeficiente de pandeo para el acero A42, que lo tomamos como equivalente para nuestro acero S-275, se da en la tabla 3.2.7 de la norma EA-95.

Además la esbeltez mecánica según Art. 3.2.5. EA-95 de una pieza simple de sección constante en un plano perpendicular a un eje de inercia de la sección se determinara por:

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

donde:

l_k : es la longitud de pandeo en dicho plano determinada según Art. 3.2.4 .EA-95. (tomamos el coeficiente de esbeltez $\beta = 0.7$ (pieza biempotrada) en $l_k = \beta \cdot l$).

i : es el radio de giro de la sección bruta de la pieza respecto al eje de inercia considerado.

Debe de cumplirse que

$$\begin{cases} \lambda < 200 & \text{para elementos resistentes principales.} \\ \lambda < 250 & \text{para elemntos secundarios o de arriostamiento.} \\ \text{Bajar estos valores ante cargas dinamicas.} \end{cases}$$

El perfil lo comprobaremos en el punto 1 por ser el más desfavorable, en dicho punto tenemos las siguientes sollicitaciones:

$$N = 2700 \text{ Kg (compresión)}$$

$$M_x = 597 \text{ mKg.}$$

$$V = 545 \text{ Kg.}$$

$$\text{utilizamos un perfil de seccion UPN 160} \left\{ \begin{array}{l} A = 24 \text{ cm}^2 \\ i_x = 6.21 \text{ cm} \\ i_y = 1.89 \text{ cm} \\ W_x = 116 \text{ cm}^3 \end{array} \right.$$

$$l_k = 316 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_k}{i} = 117 < 200 \Rightarrow \omega = 2.56 \text{ (tabla 3.2.7 de la norma EA - 95)}$$

$$\sigma^* = \frac{N^* \cdot \omega}{A} + \frac{M_x}{W_x} = 803.78 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq \sigma_u = 2600 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \Rightarrow \text{Correcto.}$$

A continuación realizamos la comprobación de Von Misses:

$$\sigma_{co} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{803.78^2 + 3 \cdot 252.75^2} = 915.27 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Donde } \tau = \frac{4 \cdot T}{A_a};$$

$$e_1 = 7.5 \text{ mm}$$

$$h = 115 \text{ mm}$$

Por tanto podemos concluir que los perfiles UPN-160 cumplen todas las comprobaciones y por tanto son correctos.

13.2. ESCALERA II.

En este apartado calcularemos la escalera de un tramo descrita anteriormente, en primer lugar hemos procedido al diseño de la escalera para luego proceder a su cálculo estructural.

La escalera ha sido diseñada para salvar la altura de una planta desde la solera (+0.12m) hasta el forjado de la segunda planta (+3.74m). La escalera está compuesta por un primer tramo de 10 escalones un descansillo intermedio de 1 m de

largo y otro tramo de 10 escaleras hasta llegar a la plataforma superior de 1.60 m de longitud. La escalera es de 1 m de ancho, cumpliendo así todos los requerimientos normativos.

Altura libre: 3.52 m.

13.2.1 ACCIONES CARACTERISTICAS .

Al tratarse de una escalera un solo tramo y ser los dos tramos de escalera iguales sólo calcularemos el tramo 1, el tramo 2 será igual que el tramo 1.

Los valores de las distintas acciones han sido tomadas de los indicados en la norma NBE-AE-88 (tabla 2.5), de la NBE EA-95 y de los catálogos de los distintos fabricantes.

➤ **Concarga:**

Como carga permanente se entenderán la carga correspondiente al peso de los perfiles estructurales UPN, así como el peso de la chapa laminada.

$$P_{\text{upn-160}} = 18.84 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_{\text{chapa}} = 4 \text{ Kg/m}^2$$

Por tanto el valor de la Concarga tiene un valor de:

$$P_{\text{concarga}} = 22.84 \text{ Kg/m}^2$$

➤ **Sobrecarga de uso:**

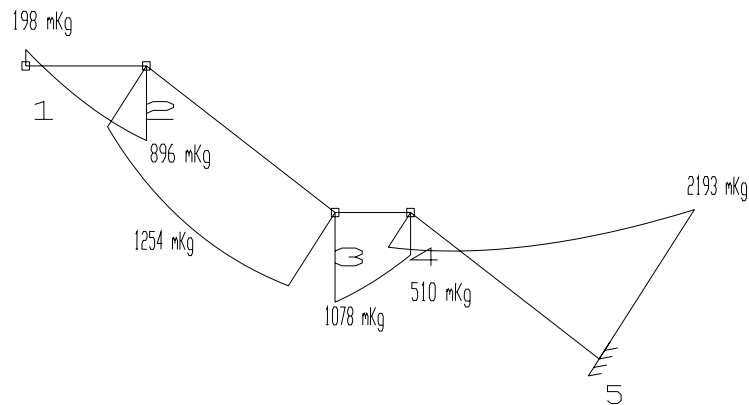
Escalera uso administrativo

$$S_{\text{uso}} = 400 \text{ Kg/m}^2$$

13.2.2 COMBINACIÓN DE ACCIONES .

Una vez que tenemos todos los valores de cargas y sobrecarga que afectan a la escalera pasamos al cálculo de cada una de las hipótesis .

Hipótesis I) $P_{\text{concarga}} + S_{\text{uso}} (\downarrow)$.



A continuación una vez establecidas las hipótesis, procederemos a su mayoración con los respectivos coeficientes de seguridad.

-En los tramos horizontales:

$$\mathbf{I^*)} \quad P_{\text{concarga}} + S_{\text{nieve}} = 1.33 \times P_{\text{concarga}} (\downarrow) + 1.5 \times S_{\text{uso}} (\downarrow) = 621.3 \text{ Kg/m}^2$$

-En el tramo inclinado:

$$\mathbf{I^*)} \quad P_{\text{concarga}} + S_{\text{nieve}} = 1.33 \times P_{\text{concarga}} (\downarrow) + 1.5 \times S_{\text{uso}} (\downarrow) \times \cos 35^\circ = 515.66 \text{ Kg/m}^2$$

Para el cálculo de los perfiles consideraremos la mitad del ancho de la escalera puesto que ambos se repartirán la misma carga, por tanto finalmente nos queda:

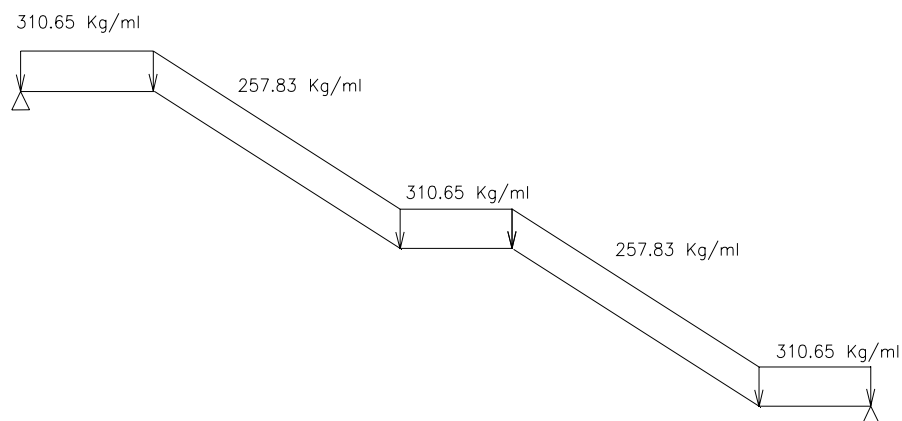
-En el tramo horizontal:

$$621.3 \text{ Kg/m}^2 \times 0.50 \text{ m} = 310.65 \text{ Kg/ml}$$

-En el tramo inclinado:

$$515.66 \text{ Kg/m}^2 \times 0.50 \text{ m} = 257.83 \text{ Kg/ml}$$

Por tanto tendremos el siguiente esquema de carga sobre la escalera :



13.2.3 COMPROBACIÓN DE PERFILES.

➤ *Perfiles soporte de la escalera*

A continuación comprobaremos que los perfiles elegidos soportaran los esfuerzos máximos ponderados resultado de la combinación de hipótesis, los diagramas resultantes son los que a continuación exponemos:

Diagrama de momentos flectores:

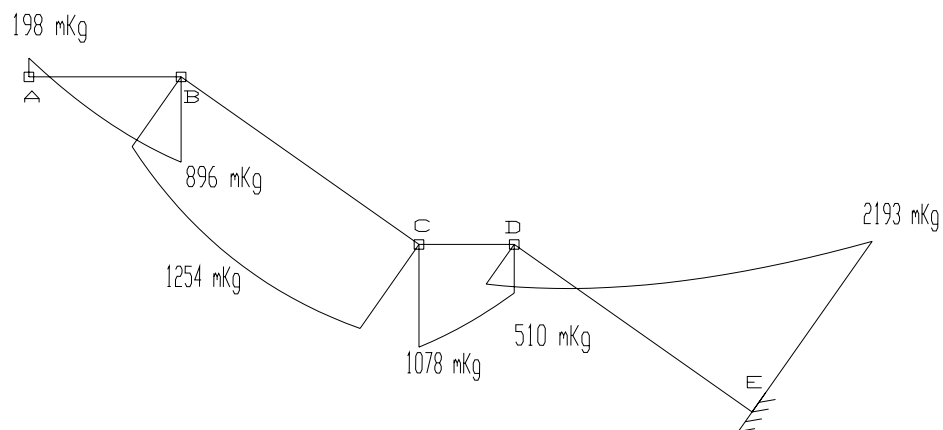


Diagrama de axiles:

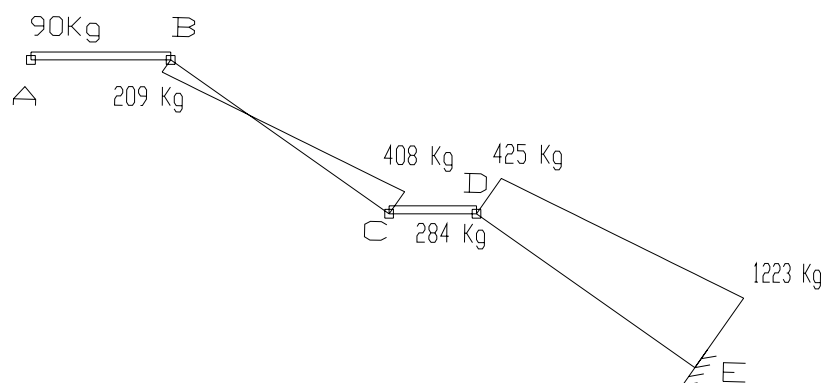
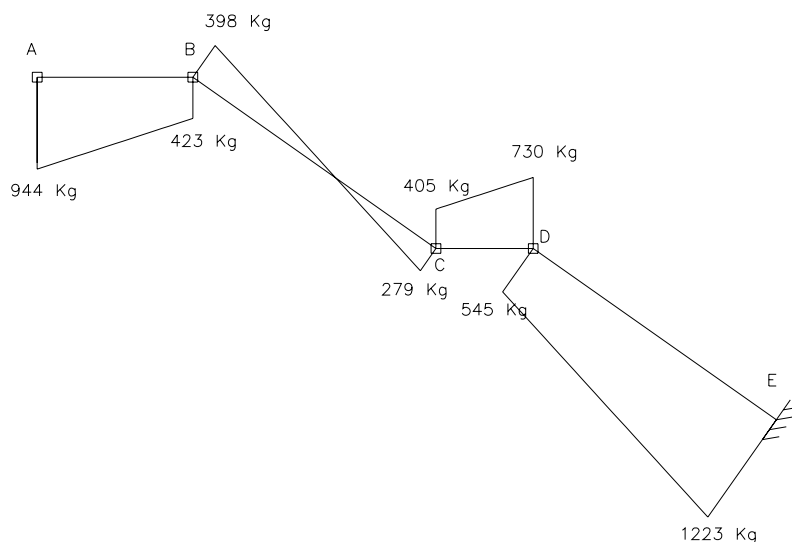


Diagrama de cortantes:**-Cálculo resistencia:**

El perfil deberá cumplir la siguiente condición:

$$\sigma^* = \frac{N^* \cdot w}{A} + \frac{M_x}{W_x} \leq \sigma_u$$

donde:

σ_u : es la resistencia de cálculo del acero.

N^* : es el esfuerzo normal ponderado de compresión

A : es el área de la sección bruta de la pieza

w : es el coeficiente de pandeo, función de la esbeltez mecánica λ de la pieza determinada según Art. 3.2.5, y del tipo de acero. Los valores del coeficiente de pandeo para el acero A42, que lo tomamos como equivalente para nuestro acero S-275, se da en la tabla 3.2.7 de la norma EA-95.

Además la esbeltez mecánica según Art. 3.2.5. EA-95 de una pieza simple de sección constante en un plano perpendicular a un eje de inercia de la sección se determinara por:

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

donde:

l_k : es la longitud de pandeo en dicho plano determinada según Art. 3.2.4 .EA-95.
(tomamos el coeficiente de esbeltez $\beta = 0.7$ (pieza biempotrada) en $l_k = \beta \cdot l$).

i : es el radio de giro de la sección bruta de la pieza respecto al eje de inercia considerado.

Debe de cumplirse que

$$\begin{cases} \lambda < 200 & \text{para elementos resistentes principales.} \\ \lambda < 250 & \text{para elemntos secundarios o de arriostamiento.} \\ \text{Bajar estos valores ante cargas dinamicas.} \end{cases}$$

El perfil lo comprobaremos en el punto E por ser el más desfavorable, en dicho punto tenemos las siguientes sollicitaciones:

$N = 1146 \text{ Kg}$ (compresión)

$M_x = 2193 \text{ mKg}$.

$V = 1223 \text{ Kg}$.

$$\text{utilizamos un perfil de seccion UPN 160} \begin{cases} A = 24 \text{ cm}^2 \\ i_x = 6.21 \text{ cm} \\ i_y = 1.89 \text{ cm} \\ W_x = 116 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

$$l_k = 310 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_k}{i} = 117 < 200 \Rightarrow \omega = 2.56 \text{ (tabla 3.2.7 de la norma EA - 95)}$$

$$\sigma^* = \frac{N^* \cdot \omega}{A} + \frac{M_x}{W_x} = 2013.23 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq \sigma_u = 2600 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \Rightarrow \text{Correcto.}$$

A continuación realizamos la comprobación de Von Misses:

$$\sigma_{co} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{2013.2^2 + 3 \cdot 567.18^2} = 2240.11 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Donde } \tau = \frac{4 \cdot T}{A_a};$$

$$e_1 = 7.5 \text{ mm}$$

$$h = 115 \text{ mm}$$

Por tanto podemos concluir que los perfiles UPN-160 cumplen todas las comprobaciones y por tanto son correctos.

Una vez realizadas las comprobaciones de los perfiles que conformarán el alma de la escalera pasamos a comprobar los dos pilares que sirven de soporte para la escalera.

➤ **Pilares.**

Los pilares soporte tienen una altura de 3.36 m y las siguientes solicitaciones

$$N = 944 \text{ Kg.}$$

$$M_x = 198 \text{ mKg.}$$

$$V = 90 \text{ Kg.}$$

-Comprobación a resistencia:

El perfil deberá cumplir la siguiente condición:

$$\sigma^* = \frac{N^* \cdot \omega}{A} + \frac{M_x}{W_x} \leq \sigma_u$$

donde:

σ_u : es la resistencia de cálculo del acero.

N^* : es el esfuerzo normal ponderado de compresión

A : es el área de la sección bruta de la pieza

ω : es el coeficiente de pandeo, función de la esbeltez mecánica λ de la pieza determinada según Art. 3.2.5, y del tipo de acero. Los valores del coeficiente de pandeo para el acero A42, que lo tomamos como equivalente para nuestro acero S-275, se da en la tabla 3.2.7 de la norma EA-95.

Además la esbeltez mecánica según Art. 3.2.5. EA-95 de una pieza simple de sección constante en un plano perpendicular a un eje de inercia de la sección se determinara por:

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

donde:

l_k : es la longitud de pandeo en dicho plano determinada según Art. 3.2.4 .EA-95. (tomamos el coeficiente de esbeltez $\beta = 0.7$ (pieza biempotrada) en $l_k = \beta \cdot l$).

i : es el radio de giro de la sección bruta de la pieza respecto al eje de inercia considerado.

Debe cumplirse que

$$\begin{cases} \lambda < 200 & \text{para elementos resistentes principales.} \\ \lambda < 250 & \text{para elemntos secundarios o de arriostamiento.} \\ \text{Bajar estos valores ante cargas dinamicas.} \end{cases}$$

$$\text{utilizamos un perfil \#60.4} \begin{cases} A = 8.41 \text{ cm}^2 \\ i_x = i_y = 2.30 \text{ cm} \\ W = 14.10 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

$$l_k = 336 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_k}{i} = 102.26 < 200 \Rightarrow \omega = 2.06 \text{ (tabla 3.2.7 de la norma EA - 95)}$$

$$\sigma^* = \frac{N^* \cdot \omega}{A} + \frac{M_x}{W_x} = 460.40 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq \sigma_u = 2600 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \Rightarrow \text{Correcto.}$$

A continuación realizamos la comprobación de Von Misses:

$$\sigma_{co} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = 462.2 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Donde } \tau = \frac{4 \cdot T}{A_a};$$

$$e_1 = 4 \text{ mm}$$

$h=60\text{ mm}$

Por tanto podemos concluir que los perfiles #60.4 cumplen todas las comprobaciones y por tanto son correctos.

En el plano correspondiente del anejo de planos se detallan ambas escaleras. El cálculo de las placas de anclaje y de las zapatas para el apoyo de las mismas se detallan en los puntos correspondientes de la memoria de cálculo.

14. INSTALACIÓN DE SANEAMIENTO.

La instalación de saneamiento de la nave como ya se ha descrito en la memoria descriptiva se trata de un sistema unitario de saneamiento ya que las aguas pluviales se conectan a la red interior.

El diseño de la instalación se realiza en base a las NTE y a las ordenanzas municipales.

14.1. CRITERIOS DE DISEÑO.

- Se proyectará un sistema separativo de aguas, por un lado se evacuarán las aguas fecales a la red general de fecales y por otro lado se evacuarán las aguas pluviales.
- Los aparatos sanitarios se situaran buscando la agrupacion alrededor de la bajante y quedando los inodoros, vertederos a una distancia de esta, no mayor de 1m.
- El desagüe de los inodoros y vertederos se hara siempre directamente de la bajante. El desagüe de fregaderos, lavaderos y aparatos de bombeo se realizara con sifón individual con bote sifónico o sifones individuales.
- Las conducciones de los bajantes formaran unas pendientes entre tramos entre 1.5% y 3% y se utilizaran pendientes mayores cuando sea estrictamente necesario.
- La evacuación de aguas residuales y pluviales se realizara siempre en el mismo sentido de evacuación
- Se interpondrán arquetas de paso en cambios de dirección de la conducción o cuando confluyan en un punto dos o mas colectores.
- Cuando al saneamiento viertan aguas con gran contenido de grasas o fangos como en el caso de garajes, se interpondrá antes de la arqueta general o pozo de registro un separador de grasas y fangos
- La acometida a la red de alcantarillado se realizara según la NTE-ISA: Alcantarillado y atendiéndose a las ordenanzas municipales.

14.2. DESAGÜES ADOPTADOS.

Los desagües adoptados para la evacuación de aguas residuales en los diferentes aparatos sanitarios que existen en la nave tendrán unos diámetros de salida de los aparatos normalizados según la NTE de saneamiento. Estos pueden verse en la siguiente tabla:

Desagüe de Aparatos	Diametro minimo S/ NTE de los aparatos en mm	Diametro Adoptados en los Aparatos en mm
Desagües de lavabos a bote sifonico	30	40
Desagües de lavabos con sifon individual	30	40
Desagües de urinarios a bote sifonico	35	40
Desagües de inodoros	100	100
Desagües de duchas a bote sifonico	35	40

14.3. CÁLCULO DEL CANALÓN DE CUBIERTA.

El canalón de desagüe de la cubierta, tendrá una pendiente del 1%. Para calcularlo consideramos la misma superficie en proyección utilizada para dimensionar los bajantes, es decir, la mayor de las superficies que reciben los bajantes.

Teniendo en cuenta que en la zona en la que se ubica la nave la I_m (intensidad de la lluvia) es de 80 mm/h, y que la superficie anteriormente reseñada es de 208.33 m², necesitaremos una sección de canalón de 177cm² obtenido a partir de la tabla 4.5 del libro de instalación del profesor Luis Jesus Arizmendi.

Tomaremos canalones rectangulares de 15 x 15 cm, que cumplen con los cálculos anteriores.

14.4. CÁLCULO DE LOS BAJANTES.

Los bajantes de pluviales los dimensionaremos en función de la zona de los m² de cubierta que acometan a dicho bajante y del índice pluviométrico de la zona donde esté la nave, teniendo en cuenta que en la zona que se ubica nuestra nave, la I_m es de 80 mm/h, y que el bajante más desfavorable recoge una superficie de 208 m², tomaremos un diámetro de 125 mm que unificaremos a todos los bajantes de la cubierta.

Los bajantes de aguas fecales los dimensionaremos en función de las U.D. de cada aparato que acometa al mismo, en nuestro caso todos los bajantes son de diámetro 110 mm.

A continuación exponemos las distintas U.D. de los diferentes aparatos instalados.

Aparatos	Unidades descarga (UDs)	Ø mínimo de sifón y de ramal de desagüe
Lavabo	2	40
Ducha	3	50
Inodoro con cisterna	5	80
Urinario suspendido	2	40
Fregadero	6	50
Lavaplatos	6	50
Sumidero sifónico	3	50

La acometida a la red de alcantarillado se hará según la NTE-ISA y, ateniéndonos a los Reglamentos y Ordenanzas Municipales. Previo a su acometida, colocaremos un pozo general de registro.

14.5. COLECTORES.

Los colectores adoptados han sido calculados según la norma NTE-ISS a partir de los aparatos instalados, las pendientes de los colectores y los metros de cubierta que cubren.

14.6. ARQUETAS.

Las arquetas adoptadas tienen unas dimensiones basadas en los diámetros de los colectores de salida de la propia arqueta, hemos de hacer notar que para las arquetas de paso el tamaño mínimo elegido ha sido de 51x 51 cm y para la arqueta sifónica el tamaño es de 63 x 63 mm.

Concluir que en los planos de saneamiento se pueden identificar cada uno de los tramos y las diferentes arquetas utilizadas así como los detalles de conexiones establecidas entre colector y arqueta.

15. INSTALACIÓN DE FONTANERIA.

Esta instalación de abastecimiento tiene como objetivo el suministro de agua sanitaria e industrial desde la red general de abastecimiento de agua, hasta los distintos puntos de consumo instalados, bajo unas condiciones previas de caudal, presión, fiabilidad y potabilidad, que garanticen el buen funcionamiento de la instalación.

La red pública de distribución consta de un conjunto de tuberías que partiendo de los depósitos tienen la finalidad de alimentar a los aparatos hidráulicos de servicio público, así como las derivaciones individuales de los abonados. Esta instalación es propiedad de la empresa suministradora, que en nuestro caso será EMASESA, y será realizada por dicha empresa a petición de los distintos usuarios de sus servicios.

A partir de la derivación individual comienza la instalación particular. La acometida es el conducto que enlaza la red pública con el interior de la instalación particular. En ella se incluyen la llave de toma, la válvula de registro colocada antes de penetrar el edificio y la llave de paso colocada una vez que se superan las fronteras del edificio.

La válvula de toma se encuentra sobre la tubería de distribución y lleva una llave de paso que permite maniobrar la acometida sin que la tubería general deje de estar en servicio, situada en un registro de fábrica con tapa metálica para poderse maniobrar por EMASESA.

La válvula de registro se sitúa sobre la acometida en la vía pública, junto al propio edificio y en una arqueta de fábrica normalizada que solo podrá ser maniobrada por EMASESA.

La llave de paso situada en el interior del inmueble sobre la unión de la acometida con el tubo de alimentación, se encuentra alojada en una cámara impermeabilizada en la fachada exterior del inmueble, cercana al control de

seguridad y construida por el propietario, esta puede ser manejada por el propietario de la instalación.

La instalación interior general tiene que ser ejecutada por un instalador autorizado por la Delegación Provincial del Ministerio de Industria. El tubo de alimentación es el tubo que está comprendido entre la llave de paso y la válvula de retención, que es la que evita circulaciones de agua en sentido contrario.

El contador será de un sistema y modelo aprobados por la empresa suministradora, y se alojará en un armario de dimensiones y condiciones apropiadas.

La instalación interior está formada por el conjunto de tuberías que llevan el agua hasta los puntos de consumo. Lo adecuado en la red particular o instalación interior es que exista una llave de paso en cada cuarto húmedo y a la entrada y salida de los acumuladores eléctricos.

15.1. CAUDALES DE CÁLCULO.

El caudal instalado es la suma de los caudales necesarios según el gasto de los distintos aparatos sanitarios instalados. En nuestro caso tenemos instalados 11 lavabos, 6 duchas, 3 urinarios, 10 inodoros, 1 lavaplatos y 1 fregadero que hacen un total de 3.80l/s, como se indicó en la memoria descriptiva.

En este apartado vamos a calcular los diámetros de las conducciones de agua de la red interior de la nave, considerando los caudales transportados y las velocidades necesarias para una instalación de calidad.

Primero calcularemos las longitudes de cálculo de los diferentes tramos en que se divide la red de distribución interior. Para ello sumaremos las longitudes reales de los tramos, más las longitudes equivalentes de los accesorios dispuestos en los mismos.

A partir de esta demanda calcularemos el *caudal máximo demandado* para nuestra planta, con suministro E:

Aplicando un coeficiente de simultaneidad 0.3, se obtiene:

$$Q_{\text{máx}} \text{ (l/s)} = 0.3 \times 3.9 \text{ l/s} = 1.3 \text{ l/s}$$

15.2. TUBERIA DE ALIMENTACIÓN.

El diámetro adoptado es de 1 ½ ”, lo que establece un diámetro interior de 41.9 mm.

La velocidad resultante es: $v \text{ (m/s)} = Q(l/s) / S(m)$

$$V = [(1.3)/(0.419^2 \cdot \pi/4)] \cdot 1/10 = \mathbf{0.950 \text{ m/s}}$$

La pérdida de carga unitaria para este tipo de tuberías es de:

$$j = 13.3 \text{ mm.c.a./m} = \mathbf{0.0133 \text{ m.c.a./m.}}$$

15.3. CONTADOR GENERAL.

Según el caudal máximo instantáneo instalado y el tipo de suministro E, tendremos que colocar un contador general de 25 mm. De calibre como indica la norma básica (NIA).

Vamos a calcular a continuación la presión mínima disponible en el contador.

➤ Presión en la acometida:

- Presión nominal en la acometida: 35 m.c.a.
- Presión mínima en la acometida: 28m.c.a.=80%presión nominal

➤ Pérdidas de carga:

- En el contador: **1.8 m.c.a**
- En tubería de alimentación:
 - Longitud real de la tubería: 31.4m
 - Longitudes equivalentes:
 - 1 válvula retención (clapeta oscilante):2.7 m
 - 2 llaves paso contador (25 mm): 2x6.....12 m

- 1 llave de paso (1½ ”):12 m
- 1 ensanchamiento (½ ”) para contador: 0.75 m
- 1 reducción (½ ”) para contador: 0.45 m
- 2 curvas 90°: 2x0.7.....1.4 m

Longitud total de cálculo:

60.7 m

Pérdida de carga unitaria: 0.0133 m.c.m./m

Pérdida de carga en tubería: 60.7m x 0.0133 m.c.m./m = **0.81** m.c.a.

Pérdida total de carga: 0.81+ 1.8 = **2.61** m.c.a.

Diferencia de cotas: 1 m

• ***Presión mínima disponible en el contador:***

$$P = 28 - 1 - 2.61 = \mathbf{24.40 \text{ m.c.a}}$$

15.4. LINEAS DE DISTRIBUCIÓN E INSTALACIÓN INTERIOR.

En este punto se calcularán las longitudes de cálculo en cada tramo, es decir las longitudes equivalentes de los accesorios dispuestos en cada tramo.

Por tanto resumiendo, la longitud de cálculo será igual a la suma de la longitud equivalente del tramo más la longitud equivalente correspondiente a los accesorios instalados en el mismo.

Todas las instalaciones interiores serán de cobre de 1 mm de espesor. Las presiones de trabajo de las tuberías de cobre se encuentran siempre por encima de los 15 Kp/cm².

En las dos páginas siguientes se muestran dos tablas, una para las conducciones de agua fría y otra para las de agua caliente, en las que se muestra, para cada tramo, los caudales, velocidades, y diámetros de las tuberías. También se presentan las pérdidas de carga para cada tramo, haciendo uso de las longitudes de cálculo que hemos calculado anteriormente como suma de las longitudes reales más

las longitudes equivalentes de los distintos dispositivos y elementos de valvulería que aparecen en los tramos.

La presión mínima necesaria en el punto de alimentación de cada aparato se estima en 1 a 2 m.c.a. pero en el Título 4º de las normas, se estima que la presión mínima a la entrada del agua en el fluxor ha de ser no inferior a 7 m.c.a., 5 mas que los aparatos corrientes, para lo que habrá que considerar para estos una presión de 7 m.c.a.

Las perdidas de carga por factor de forma las evaluaremos por medio del método de las longitudes equivalentes. Este método consiste en asignar a cada accesorio utilizado una longitud equivalente en metros.

A continuación exponemos las fórmulas usadas para el cálculo.

$$P_f = P_0 - (j \cdot L_t + \Delta h_{geo})$$

$$\text{Donde } j = 0.005142 \cdot \frac{v^2 (m/s)}{Q(l/s)} \text{ (pérdida de carga unitaria).}$$

$$L_t = L_{real} + L_{equiv} (m)$$

$$v = \frac{Q}{S} (m/s)$$

Veamos los cálculos para cada tramo en las conducciones de *agua fría*.

Tramo	Longitud (m)	L equiv(m)	Ltotal(m)	Q(l/s)	v(m/s)
1-2	6,5	1,45	7,95	1,3	1,52
2-3	5	0,65	5,65	1,3	1,52
3-4	2,35	1,15	3,5	0,8	1,51
4-5	5	1,8	6,8	0,8	1,51
5-6	10,5	2,35	12,85	0,8	1,51
6-7	3,5	1	4,5	0,8	1,51
3-8	10,8	1,45	12,25	0,8	1,51
8-9	2,5	0,5	3	0,5	1,32
9-10	1,5	0,75	2,25	0,4	1,05
10-11	2	1,55	3,55	0,3	1,49
8-12	20	2,25	22,25	0,6	1,13
12-13	4	1,3	5,3	0,2	1,51
12-14	4	1,7	5,7	0,2	1,51
12-15	4,5	0,5	5	0,4	1,27
15-16	4	1,3	5,3	0,2	1,51
15-17	4	1,3	5,3	0,2	1,51
15-18	8	1,6	9,6	0,2	1,51

Tramo	j (mca/m)	Perdida(mca)	$\Delta h(m)$	Diametro adoptado(mm)	Po(mca)	Pf(mca)
1-2	0,0091	0,073	0	33	28	27,93
2-3	0,0091	0,052	0	33	27,94	27,89
3-4	0,0146	0,051	0	26	27,89	27,84
4-5	0,0146	0,099	0	26	27,84	27,74
5-6	0,0146	0,188	0	26	27,74	27,55
6-7	0,0146	0,066	0	26	27,55	27,48
3-8	0,0146	0,179	0	26	27,89	27,71
8-9	0,0091	0,027	0	26	27,71	27,68
9-10	0,0208	0,047	0	20	27,66	27,61
10-11	0,0382	0,135	0	16	27,63	27,49
8-12	0,0109	0,244	0	26	27,71	27,47
12-13	0,0584	0,309	0	13	27,47	27,16
12-14	0,0584	0,333	0	13	27,47	27,14
12-15	0,0208	0,104	3	20	26,56	23,46
15-16	0,0584	0,309	3	13	23,46	20,15
15-17	0,0584	0,309	3	13	23,46	20,15
15-18	0,0584	0,560	3	13	23,46	19,90

Al igual que para el caso del agua fría se establece el mismo tipo de tabla con ello se pretende asegurar la presión mínima en cada aparato superior a la mínima establecida por la norma.

Tramo	Longitud (m)	L equiv(m)	Ltotal(m)	Q(l/s)	v(m/s)
2-3	5	0,65	5,65	0,8	1,51
3-4	7,35	3,4	10,75	0,8	1,51
4-5	7	1	8	0,6	1,13
3-6	11	0,65	11,65	0,8	1,51
6-7	4	1,3	5,3	0,6	1,13
7-8	10,8	3,15	13,95	0,2	1,51
3-9	20	2,1	22,1	0,3	1,49
9-10	1,5	0,65	2,15	0,1	1,27
9-11	2	1,45	3,45	0,3	3,82
9-12	3	0,5	3,5	0,3	1,49
12-13	2	0,65	2,65	0,1	1,27
12-14	4	1,7	5,7	0,1	1,27
12-15	4,5	0,5	5	0,1	1,27

Tramo	j (mca/m)	Perdida(mca)	Δh (m)	Diametro adoptado(mm)	Po(mca)	Pf(mca)
2-3	0,0146	0,082	0	26	27,93	27,85
3-4	0,0146	0,157	0	26	27,85	27,69
4-5	0,0109	0,088	0	26	27,69	27,60
5-6	0,0146	0,170	0	26	27,85	27,68
6-7	0,0109	0,058	0	26	27,55	27,49
3-8	0,0584	0,814	0	13	27,49	26,68
8-9	0,0382	0,843	0	16	27,85	27,01
9-10	0,0834	0,179	0	10	27,85	27,67
10-11	0,2501	0,863	0	10	27,85	26,99
8-12	0,0382	0,134	3	16	27,85	24,72
12-13	0,0834	0,221	0	10	24,81	24,59
12-14	0,0834	0,475	0	10	24,81	24,33
12-15	0,0834	0,417	0	10	24,81	24,39

Los diámetros que se han elegido son los que establece el apartado 1.5.8. de la NIA, habiéndose adaptado el diámetro interior comercial coincidente, o inmediatamente superior.

Buscando una cierta calidad en las instalaciones no se ha querido superar velocidades de valor 1.50m/s, para lo cual, en ciertas ocasiones se han elegido diámetros algo mayores a lo estrictamente reglamentario.

16. INSTALACIÓN DE ILUMINACIÓN.

A continuación pasaremos a justificar la iluminación adoptada en la nave de mecanizado, estas han sido calculadas en función de las necesidades de nivel de iluminación requeridos para efectuar las operaciones que en el funcionamiento normal del taller se realizaran en dicha zona.

Tenemos que reseñar que para el diseño y cálculo de la iluminación artificial no se tendrá en cuenta la iluminación natural, siendo evidente que esta mejorará, cuando sea efectiva, las condiciones empleadas en el cálculo. No se tendrá en cuenta la iluminación natural por la variabilidad de esta, con las condiciones meteorológicas, y lo que se pretende es un grado adecuado y homogéneo de iluminación en el lugar de trabajo.

16.1. ILUMINACIÓN INTERIOR.

Para calcular el número de luminarias a instalar en cada una de las distintas zonas de la planta industrial a iluminar procederemos de acuerdo al esquema que pasamos a detallar a continuación considerando los oportunos factores que influyen en cada sector.

Cada uno de los tipos de luminaria que vamos a instalar posee un flujo unitario (ϕ') medido en lúmenes. El número de luminarias (N) que tenemos que disponer será el resultado del cociente entre el flujo luminoso necesario (ϕ) y el flujo unitario de cada punto de luz:

$$N = \frac{\phi}{\phi'}$$

El flujo unitario de cada lámpara es conocido al elegirse el tipo de luminaria siendo el flujo luminoso necesario el que tenemos que determinar.

El flujo luminoso necesario lo podemos determinar a partir de la siguiente fórmula:

$$\phi = \frac{E \cdot A \cdot L}{F_u \cdot F_m}$$

Siendo:

E: Nivel mínimo de iluminación requerido en lux.

A: Anchura de la zona a iluminar en m

L: Longitud de la zona a iluminar en m

F_u : Factor o coeficiente de utilización.

F_m : Factor o nivel de mantenimiento.

El factor de mantenimiento F_m variará según el tipo de luminaria y el reparto luminoso que esta produzca, y tendrá un valor en función de si se hará un mantenimiento bueno, medio o malo de estos puntos luminosos.

El factor o nivel de utilización F_u lo obtenemos de valores tabulados en función de los coeficientes de reflexión y de un coeficiente k.

Los factores de reflexión son referidos a los del techo y las paredes y variarán entre un 10-80 % según lo claro u oscuro que sea, siendo los valores mayores para los colores muy claros o blancos. Estos indican la relación del flujo luminoso reflejado por dichas superficies, respecto al flujo incidente total en las mismas.

El coeficiente espacial k lo obtenemos a partir de la expresión matemática siguiente:

$$K = \frac{0,8 \cdot A + 0,2 \cdot L}{H}$$

Siendo:

A: Anchura de la zona a iluminar en m

L: Longitud de la zona a iluminar en m

H: Altura sobre el plano de trabajo en m

Una vez obtenido el número de luminarias necesarias se establece la malla que conformará la red de iluminación, y determinaremos la distancia entre luminarias. Tendremos que comprobar que la distancia entre filas es menor que el producto de la altura de las luminarias (h) en m por un factor tabulado (f). Si no se verifica se aumentará el número de luminarias disminuyendo la distancia entre filas o se bajarán las luminarias.

Para realizar la instalación de iluminación de los distintos recintos de nuestra nave utilizaremos básicamente cuatro tipos de luminarias. Para la zona interior utilizaremos, en su mayoría, pantallas con cuatro tubos fluorescentes, de

dimensiones 600 x 600 mm. Y potencia 4 x 18 W, este tipo de luminaria es muy polivalente para zona de oficinas y departamentos técnicos debido a la buena iluminación que se obtiene y a sus dimensiones que se adaptan a la modulación de la perfilería que soporta las placas de falso techo, por tanto no hay que realizar cortes ni agujeros, sino que sustituimos la placa de escayola por la pantalla fluorescente que apoya en los perfiles de falso techo. También emplearemos luminarias con pantallas herméticas de grado de protección IP55 con grado de aislamiento Clase I con carcasa de poliéster reforzado con fibra de vidrio para su utilización en almacenes y en zonas de trabajo en los que puede existir riesgo de alguna chispa como son la zona de repaso y la de montaje, el número de fluorescentes de la pantalla dependerá de la potencia requerida pudiendo ser de 1x18 2x18 o 2x36 W estas se ubicarán fijadas al falso techo mediante tornillos quedando exterior al plano del techo. Para la iluminación de la zona de taller utilizaremos luminaria industrial de la marca BJC serán luminarias de distribución simétrica con equipo vertical siendo el modelo F-15400-MEC de vapor de mercurio de 400 W de potencia el grado de protección será IP-20 y clase del aislamiento Clase I.

Según los datos obtenidos del catálogo del fabricante cada pantalla con cuatro tubos fluorescente de 18 W. de potencia cada uno y reflector parabólico de aluminio especular, contiene un flujo luminoso unitario de 5.200 lúmenes.

Según los datos obtenidos del catálogo del fabricante, cada luminaria industrial con lámpara de vapor de mercurio de 400 W. de potencia y reflector parabólico de aluminio especular, contiene un flujo luminoso unitario de 22.000 lúmenes.

También tenemos que tener en cuenta que para poder desarrollar eficazmente los trabajos de oficina sin tener que realizar esfuerzo visual necesitaremos un nivel mínimo de iluminación de 300-400 lux.

En la zona de pasillos intermedios reduciremos el nivel de iluminación, estableciendo como nivel mínimo de iluminación 200 lux.

En los almacenes el nivel de iluminación se establecerá en 100 lux.

En las zonas de montaje y de repaso por ser zonas de trabajo de más precisión el nivel de iluminación se establecerá en 300 lux.

En la zona de aseos estableceremos el nivel mínimo de iluminación en 200 lux según la normativa de Seguridad e Higiene en el trabajo.

En la zona de taller se ha considerado un nivel mínimo de iluminación de 500 lux, teniendo en cuenta que se dispone de lámparas portátiles en cada puesto de trabajo para los casos en los que se requiera una mayor iluminación.

Los valores de los factores de reflexión para techos y paredes, serán respectivamente, 70% para techos blancos o muy claros y 50% para paredes de color claro.

Teniendo en cuenta todos los factores anteriores y el coeficiente espacial k, obtenemos de tablas un 65% de coeficiente de utilización

A continuación pasaremos a la justificación de los cálculos de cada una de las zonas de la nave:

Zona	Ancho(m)	Largo (m)	h luminaria (m)	h plano (m)	h(m)	k	E (lux)	Fu	Fm
Administracion	4,4	9,36	2,85	0,85	2	2,70	500	0,65	0,7
Oficina	5,6	10,8	2,85	0,85	2,00	3,32	500	0,65	0,7
Control produccion	5,7	9,16	2,85	0,85	2,00	3,20	500	0,65	0,7
Vestuarios masc	5,7	11,3	2,85	0,85	2,00	3,41	200	0,65	0,7
Vest fem	5,44	5,7	2,85	0,85	2,00	2,75	200	0,65	0,7
Arhivo admn.	2,63	4,4	2,85	0,85	2,00	1,49	100	0,65	0,7
Arhivo oficina tec	4,05	5,6	2,85	0,85	2,00	2,18	100	0,65	0,7
Pasillo 1	1,2	12,6	2,85	0,85	2,00	1,74	100	0,65	0,7
Aseos	1,6	2,6	2,85	0,85	2,00	0,90	200	0,65	0,7
Recepción	3	12,6	2,85	0,85	2,00	2,46	200	0,65	0,7
Sala de espera	5	5,9	6,60	0,85	5,75	0,90	200	0,65	0,7
Laboratorio	5,4	7,8	2,85	0,85	2,00	2,94	500	0,65	0,7
Verificación	5,4	7,8	2,85	0,85	2,00	2,94	500	0,65	0,7
Zona fabric 1	15	17	6,60	0,85	5,75	2,68	500	0,65	0,7
Zona fabric 2	14	30	6,60	0,85	5,75	2,99	500	0,65	0,7
Zona fabric 3	11	17	6,60	0,85	5,75	2,12	500	0,65	0,7
Almacen	5	10	2,85	0,85	2,00	3,00	100	0,65	0,7
Sala compresor	2,5	5,8	2,85	0,85	2,00	1,58	100	0,65	0,7
Pintado	3	7	2,85	0,85	2,00	1,90	300	0,65	0,7
Decapado	3	4	2,85	0,85	2,00	1,60	300	0,65	0,7
Comedor	9,7	10,9	2,85	0,85	2,00	4,97	200	0,65	0,7
Ofic. Vicep.	5,41	9,7	2,85	0,85	2,00	3,13	500	0,65	0,7
Sala reunion	5	7,66	2,85	0,85	2,00	2,77	500	0,65	0,7
Secretaria	4,36	6,1	2,85	0,85	2,00	2,35	500	0,65	0,7
Ofic. gerente	7,22	7,96	2,85	0,85	2,00	3,68	500	0,65	0,7
Pasillo 2	2,2	30	2,85	0,85	2,00	3,88	100	0,65	0,7

Zona	Ø(Lumenes)	Flujo unitario	nºmínimo	nº adoptado
Administración	45257,1	6500	7,0	8x(2x36 W)
Oficina	66461,5	6500	10,2	12x(2x36 W)
Control producción	57375,8	6500	8,8	10x(2x36 W)
Vestuarios masc	28312,1	6500	4,4	6x(2x36 W)
Vest fem	13629,9	6500	2,1	4x(2x36 W)
Archivo admn.	2543,3	2600	1,0	1x(2x18 W)
Archivo oficina tec	4984,6	2600	1,9	2x(2x18 W)
Pasillo 1	3323,1	1300	2,6	3x(1x18 W)
Aseos	1828,6	2600	0,7	1x(2x18 W)
Recepción	16615,4	2600	6,4	6x(2x18 W)
Sala de espera	12967,0	22000	0,6	1x(2x36 W)
Laboratorio	46285,7	6500	7,1	8x(2x36 W)
Verificación	46285,7	6500	7,1	8x(2x36 W)
Zona fabric 1	280219,8	22000	12,7	14x(400 W)
Zona fabric 2	461538,5	22000	21,0	21x(400 W)
Zona fabric 3	205494,5	22000	9,3	9x(400 W)
Almacén	10989,0	1300	8,5	9x(1x18 W)
Sala compresor	3186,8	1300	2,5	3x(1x18 W)
Pintado	13846,2	6500	2,1	3x(2x36 W)
Decapado	7912,1	6500	1,2	2x(2x36 W)
Comedor	46474,7	6500	7,1	8x(2x36 W)
Ofic. Vicep.	57667,0	6500	8,9	9x(2x36 W)
Sala reunión	42087,9	6500	6,5	8x(2x36 W)
Secretaría	29226,4	6500	4,5	6x(2x36 W)
Ofic. gerente	63155,2	6500	9,7	9x(2x36 W)
Pasillo 2	14505,5	1300	11,2	12x(1x18 W)

En el plano respectivo de iluminación se puede observar con detalle la disposición de las luminarias.

16.2. ILUMINACIÓN DE EMERGENCIA.

Siguiendo las indicaciones al respecto de la NBE-CPI/96, la instalación será fija, provista de fuente propia y debe entrar en funcionamiento automáticamente al producirse un fallo de alimentación a la instalación de alumbrado normal, o un descenso de la tensión de alimentación, por debajo del 70% de su valor nominal.

La instalación cumplirá las condiciones de servicio que se indican a continuación, durante 1 hora, como mínimo, a partir del instante en que tenga lugar el fallo.

Proporcionará una iluminación de 1 lux, como mínimo, en el nivel del suelo en los recorridos de evacuación, medida en el eje en pasillos y escaleras, y en todo punto cuando dichos recorridos discurran por espacios distintos de los citados.

La iluminación será, como mínimo, de 5 lux en los puntos en que estén situados los equipos de las instalaciones de protección contra incendios que exijan la utilización manual y en los cuadros de distribución del alumbrado.

La uniformidad de la iluminación proporcionada en los distintos puntos de cada zona será tal que el cociente entre la iluminación máxima y mínima sea menor que 40.

Los valores de iluminación establecidos deben obtenerse considerando nulo el factor de reflexión sobre paredes y techos y contemplando un factor de mantenimiento que englobe la reducción del rendimiento luminoso debido a la suciedad de las luminarias y al envejecimiento de las lámparas.

Para cumplir lo expuesto anteriormente hemos distribuido las luminarias de acuerdo a las siguientes características:

- ♦ Dotación de 5 lux en caminos de tránsito.
- ♦ El flujo luminoso es superior a 60 lúmenes.

Los elementos instalados serán de la marca Daisalux modelo Nova 3S de 8W de potencia y la Nova 8S de 8W de potencia. Dichas luminarias son aparatos autónomos de alumbrado de emergencia y señalización permanente con lámpara de emergencia fluorescente; lámparas de señalización incandescente, grado de protección IP 443, los flujos luminosos serán respectivamente de 142 y 333 lúmenes como mínimo, cubriendo unas superficies de 28.4 y 66.6 m², respectivamente. Funcionamiento no permanente, autonomía superior a 1 hora, batería Ni-Cd alta temperatura, según Norma UNE 20-062-93 y UNE EN 60598.2.22, REBT y NBE-CPI/96.

16.3. ILUMINACIÓN EXTERIOR.

El proceso de cálculo es muy parecido al de iluminación interior. El primer paso es calcular el flujo luminoso, que lo obtendremos mediante la siguiente expresión:

$$\phi = \frac{E \cdot S}{F_D \cdot F_m \cdot \eta}$$

E: nivel de iluminación en lux.

S: superficie a iluminar en m².

η: coeficiente de utilización.

F_m : factor de mantenimiento.

F_D : factor de depreciación.

El número de luminarias (N) que tenemos que disponer será el resultado del cociente entre el flujo luminoso necesario (ϕ) y el flujo unitario (ϕ_u) de cada punto de luz:

$$N = \frac{\phi}{\phi_u}$$

El flujo unitario en nuestro caso será de 5600 lúmenes, que es el correspondiente a lámparas de vapor de mercurio de 125W. Por tratarse de este tipo de luminarias tenemos que considerar, según tablas, un factor de depreciación de 0,8.

A continuación calcularemos cada una de las luminarias necesarias para cada fachada para mantener el grado de iluminación necesaria.

- Fachada delantera:

Consideraremos un factor de mantenimiento del 80% al tratarse de una luminaria hermética. El factor de utilización será del 50%.

CÁLCULO DEL FLUJO LUMINOSO:

Superficie	434
Nivel Iluminación (E) en lux:	20
Factor mantenimiento (Fm):	0,8
Factor utilización (Fu):	0,5
Factor depreciación (Fd):	0,8
Flujo luminoso (ϕ) ϕ en lúm.	21700

$$\phi = (E \times A \times L) / (F_u \times F_m \times F_d)$$

$$\phi'$$

NUMERO DE LUMINARIAS

Flujo unitario lámparas (ϕ') en lúm.:	5600
Número luminarias (N):	4

$$N = \phi / \phi'$$

- Fachadas laterales:

Consideraremos un factor de mantenimiento del 80% al tratarse de una luminaria hermética. El factor de utilización será del 50%.

CÁLCULO DEL FLUJO LUMINOSO:

superficie	638
Nivel Iluminación (E) en lux:	20
Factor mantenimiento (Fm):	0,8
Factor utilización (Fu):	0,5
Factor depreciación (Fd):	0,8
Flujo luminoso (ϕ) en lúm.	39875

$$\phi = (E \times A \times L) / (F_u \times F_m \times F_d)$$

$$\phi'$$

NÚMERO DE LUMINARIAS

Flujo unitario lámparas (ϕ') en lúm.:	5600
Número luminarias (N):	8

$$N = \phi / \phi'$$

- Fachada trasera:

Consideraremos un factor de mantenimiento del 80% al tratarse de una luminaria hermética. El factor de utilización será del 50%.

CÁLCULO DEL FLUJO LUMINOSO:

superficie	300
Nivel Iluminación (E) en lux:	20
Factor mantenimiento (Fm):	0,8
Factor utilización (Fu):	0,5
Factor depreciación (Fd):	0,8
Flujo luminoso (ϕ) ϕ en lúm.	18750

$$\phi = (E \times A \times L) / (F_u \times F_m \times F_d)$$

$$\phi'$$

NÚMERO DE LUMINARIAS

Flujo unitario lámparas (ϕ') en lúm.:	5600
Número luminarias (N):	4

$$N = \phi / \phi'$$

17. INSTALACIÓN DE ELECTRICIDAD.

17.1. INTRODUCCIÓN.

La nave en base a las potencias requeridas para su funcionamiento, al superar la potencia de 50 KVA, necesitara contar con un centro de transformación propio que se instalara en el interior de la parcela de la nave, el Centro de Transformación (C.T.), con una capacidad para 400 KVA será ubicado en interior de la parcela como puede apreciarse en los planos de planta de la parcela.

El transformador se encuentra situado en la parcela, en una caseta prefabricada de hormigón y contará con un cuadro de mando y protección desde donde se podrá cortar el suministro de toda la planta.

17.2. INSTALACIÓN INTERIOR.

Para la determinación de la potencia calculada y a contratar se tendrán en cuenta las prescripciones técnicas expuestas en el Reglamento Electrotécnico para Baja Tensión y sus instrucciones técnicas complementarias.

El C.G.B.T. estará situado a la entrada de la nave por las oficinas, y desde este se tendrá el control de todos los subcuadros que se repartirán por la planta. Contará con dispositivos de protección que interrumpirán el suministro del sector afectado en caso de sobreintensidades u otros problemas que puedan aparecer.

Se podrá aislar un problema o área en caso de avería, reparación o ampliación sin que se vea afectado el funcionamiento del resto de la planta.

En este cuadro se establecerán los mandos y protecciones de las salidas de las líneas de alimentación de cada uno de los subcuadros que se repartirán por toda la planta. También dispondrá de los dispositivos de control y mando de las líneas de alimentación de los subcuadros de la Nave, así como del alumbrado de la misma y del exterior de la planta.

El cálculo de las líneas se realizarán según las fórmulas que a continuación se exponen, empleando las potencias de cálculo según los criterios que a continuación se exponen y lo establecido en la ITC- BT-10

La instalación eléctrica de nuestra planta contará con líneas monofásicas y líneas trifásicas. Los circuitos trifásicos, con una tensión de línea de 400 v, están formados por cinco conductores, tres de fases, un neutro y un conductor de protección. Los circuitos monofásicos, de tensión 230 v, se componen de tres conductores, fase, neutro y conductor de protección. Se instalarán un tipo u otro según los requerimientos funcionales de cada zona.

Las puestas a tierra se establecen con objeto, principalmente, de limitar la tensión que con respecto a tierra puedan presentar en un momento dado las masas metálicas, asegurar la actuación de las protecciones y eliminar o disminuir el riesgo que supone una avería en el material utilizado.

Todo sistema de puesta a tierra constará de las siguientes partes:

- Tomas de tierra.
- Líneas principales de tierra.
- Derivaciones de las líneas principales de tierra.
- Conductores de protección.

Los circuitos de puesta a tierra formarán una línea eléctricamente continua en la que no podrán incluirse en serie ni masas ni elementos metálicos, cualquiera que sean estos. Siempre la conexión de las masas y los elementos metálicos al circuito de puesta a tierra, se efectuará por derivaciones desde éste.

Emplearemos electrodos artificiales consistentes en picas de acero de 14.3 mm de diámetro; las barras de acero tienen que estar recubiertas de una capa protectora exterior de cobre de espesor apropiado.

El terreno será tan húmedo como sea posible. Se tenderán a suficiente distancia de los depósitos o infiltraciones que puedan atacarlos, y si es posible, fuera de los pasos de personas y vehículos.

La instalación eléctrica está constituida por circuitos eléctricos que alimentan a cada uno de los puntos de utilización de energía eléctrica, que irán empotrados o

grapados directamente sobre paredes o sobre bandejas perforadas. Los conductores irán separados 5 cm como mínimo de cualquier instalación.

En la instalación eléctrica de la planta se colocará un cuadro general de mando y protección, y tres secundarios; con un interruptor de corte general, y distintos interruptores magnetotérmicos y diferenciales.

Para el cálculo de las distintas secciones de los conductores de una línea se tendrán en cuenta entre otras las siguientes características:

- Tensión
- Potencia
- Longitud de línea
- Caída de tensión de los conductores
- Otras características físicas como material, aislante...

17.3. RESTRICCIONES INICIALES.

En el Reglamento sobre Instalaciones Eléctricas de Media y Baja Tensión, de la compañía suministradora, se indican las secciones mínimas, que dispondrán los conductores en las instalaciones de fuerza. De igual modo se indican las caídas de tensión máximas que pueden existir en estas líneas. Estos valores restrictivos son:

- Sección mínima en fuerza: 2.5 mm^2
- Caída máxima de tensión en la red de fuerza: 5 %
- Caída máxima de tensión en acometida: 1%

En el Reglamento sobre Instalaciones Eléctricas de Media y Baja Tensión, de la compañía suministradora, se indican las secciones mínimas que dispondrán los conductores en las instalaciones de alumbrado. De igual modo se indican las caídas de tensión máximas que pueden existir en estas líneas. Estos valores restrictivos son:

- Sección mínima en alumbrado: 1.5 mm^2
- Caída máxima de tensión en la red de alumbrado: 3%

Para este cálculo tendremos en cuenta las características morfológicas y constructivas de las líneas para obtener adecuadamente las secciones de los conductores en las tablas del reglamento establecidas para las distintas posibilidades.

Se emplearán, para todas las líneas, conductores unipolares de cobre, aislados con polietileno reticulado (XLPE), unas veces empotrados, otras directamente

grapados y otras sobre bandeja perforada colgada a los pórticos, bajo tubo o conducto.

Tendremos que tener en cuenta que los conductores de conexión que alimentan a un solo motor deberán estar dimensionados para una intensidad no inferior al 125 por 100 de la intensidad a plena carga del motor en cuestión, por lo que la potencia de cálculo de los circuitos que alimenta a los motores será 1.25 veces la potencia activa del motor (ITC-BT-47).

A la hora de considerar las potencias de los circuitos de fuerza monofásicos que reparten energía a las distintas tomas dispuestas por la planta, se ha considerado para la zona industrial y para la zona de oficinas (tal como indica el RBT) una potencia de 2200 w aplicando un coeficiente de simultaneidad en cada caso.

Sin embargo, por considerarse excesiva en muchos puntos se aplicará para cada circuito un coeficiente de simultaneidad.

Toda la red de alumbrado será alimentada por circuitos monofásicos, intentando el mayor equilibrio de cargas posibles. Tendremos que tener también en cuenta que las luminarias que sean de descarga, tal como se establece en la instrucción 032 del R.B.T., las potencias de cálculo de cada línea serán 1.8 veces la potencia en vatios de los receptores. Se emplearán lámparas de descarga con f.d.p. corregido 0.95, superando al mínimo exigido en el reglamento de 0.85 para este tipo de luminarias (ITC-BT-47).

17.4. CÁLCULO DE SECCIONES.

Las secciones de todos los conductores se calcularán mediante dos métodos, eligiéndose en cada caso el valor mayor para el conductor.

Primero se realizará el cálculo por el método de intensidades admisibles y posteriormente se comprobará por el método de caída máxima de tensión.

- MÉTODO INTENSIDADES MAXIMAS ADMISIBLES.

El método de cálculo por intensidades máximas admisible o también denominado por calentamiento consiste en calcular las intensidades que circularán por cada línea y compararlas con los valores máximos establecidos en el Reglamento Electrotécnico para Baja Tensión en las tablas de la instrucción ITC-BT -017, en los que se recoge también los valores de sección correspondiente.

La red de fuerza será alimentada por circuitos monofásicos, salvo en los casos en los que alimentemos a las máquinas en los que se alimentará con circuitos de potencia trifásica. En los casos en que tengamos circuitos monofásicos la intensidad la podemos calcular como:

$$I = \frac{P}{V \cdot \cos \varphi}$$

En los casos en que tengamos circuitos trifásicos la intensidad la podemos calcular como:

$$I = \frac{P}{\sqrt{3} \cdot V \cdot \cos \varphi}$$

Siendo:

P: La Potencia total de cálculo de la línea en w.

V: Tensión de alimentación en v (230 v en monofásico y 400 v en trifásico).

cos φ : Factor de potencia.

- MÉTODO DE CAIDA DE TENSION.

A continuación comprobaremos que las secciones calculadas anteriormente cumplen el cálculo por caída de tensión. Con este cálculo se establece cual es la sección mínima que tienen que tener los conductores de todos los circuitos para que no se produzca una caída superior a la permitida.

Para los circuitos monofásicos calcularemos las secciones a partir de la expresión:

$$S = \frac{2 \cdot P \cdot L}{\sigma \cdot E \cdot V}$$

Para los circuitos trifásicos calcularemos las secciones a partir de la expresión:

$$S = \frac{P \cdot L}{\sigma \cdot E \cdot V}$$

Siendo:

P: Potencia de cálculo en w.

L: Longitud de la línea en m

σ : Conductividad. ($\sigma_{\text{cobre}} = 56 \text{ m}/\Omega \cdot \text{mm}^2$)

e: Caída de tensión en voltios, 3% de V Y 5% en el resto de circuitos.

V: Tensión de alimentación en v (230 V en monofásico y 400 V en trifásico).

- CANALIZACIONES Y CONDUCTORES.

Acometida:

Los conductores de los cables utilizados en las líneas subterráneas serán de cobre o aluminio y estarán aislados con mezclas apropiadas. Los cables podrán ser de uno o más conductores y de tensión asignada no menor de 0,6/1kV. La sección de estos conductores será la adecuada a las intensidades y caídas de tensión previstas y en todo caso, esta sección no será inferior a 6 mm² para conductores de cobre y a 16 mm² para conductores de aluminio.

Línea general de alimentación:

Para un solo usuario se podrá simplificar las instalaciones de enlace al coincidir en el mismo lugar la Caja General de Protección y la situación del equipo de medida y no existir, la Línea General de Alimentación (ITC-BT-14).

Derivaciones individuales:

El número de conductores vendrá fijado por el número de fases necesarias para la utilización de los receptores de la derivación correspondiente y según su potencia, llevando cada línea su correspondiente conductor neutro, así como el

conductor de protección. No admitirá el empleo de conductor neutro común para distintos suministros.

Los conductores a utilizar serán de cobre o aluminio, aislados y normalmente unipolares, siendo su tensión asignada 450/750 V.

Para el caso de cables multiconductores o para el caso de o para el caso de derivaciones individuales en el interior de tubos enterrados, el aislamiento de los conductores será de tensión asignada 0,6 1 kV. La sección mínima será de 6 mm² para los cables polares, neutro y protección (ITC-BT-15).

Una vez realizados los cálculos habrá que elegir la sección normalizada de las tablas que aparecen en las ITC-BT-07 y la ITC-BT-19.

La sección de los conductores de neutro se elegirán en función de la sección del conductor de fase según ITC-BT-07.

El conductor de tierra se elegirá en función del conductor de fase según la ITC-BT-19.

Para un solo usuario se podrá simplificar las instalaciones de enlace al coincidir en el mismo lugar la Caja General de Protección y la situación del equipo de medida y no existir ,la Línea General de Alimentación (ITC-BT-14).

Canalizaciones:

-Cables aislados en bandeja o soporte de bandeja: Este tipo de instalación sólo se empleará en subestaciones u otras instalaciones eléctricas y en la parte inferior de edificio, no sometida a la intemperie y en donde el acceso quede restringido a personal autorizado. (ITC-BT-07).

Solo se utilizarán conductores aislados con cubierta, unipolares o multipolares.(ITC-BT-19).

-Canalizaciones aéreas o con tubos al aire: Se recomienda no usar este tipo de instalación para secciones nominales de conductor superiores a 16 mm². (ITC-BT-21).

- Tubos en canalizaciones empotradas: Los tubos deberán tener un diámetro tal que permitan un fácil alojamiento y extracción de los cables o conductores.(ITC-BT-21). Los cables utilizados serán de tensión asignada no inferior a 450/750 kV. (ITC-BT-20).

-Conductores aislados fijados directamente sobre las paredes: Estas instalaciones deberán establecer tensiones no inferiores a 0,6/1 kV, provistos de aislamiento y cubierta. (ITC-BT-21).

17.5. PUESTA A TIERRA.

El electrodo se dimensionará, de forma que su resistencia de tierra, en cualquier circunstancia previsible, no sea superior al valor especificado para ella, en cada caso.

Este valor de resistencia de tierra será tal que cualquier masa no pueda dar lugar a tensiones de contacto superiores a 24 V, por tratarse de un lugar seco, teniendo en cuenta algunas actividades que se desarrollan en el taller.

El valor máximo que puede tener la resistencia de tierra se calcula en función

De la intensidad de sensibilidad I_s (o de defecto) y de la tensión de defecto V_d .

Por tanto la resistencia de tierra será menor a:

$$R_T = \frac{V_d}{I_s}$$

Industria, recomienda que $R_T < 18 \Omega$, por lo que cogeremos este valor por resultar más restrictivo. Para calcular la resistencia de puesta a tierra el RBT establece en su instrucción 039, considerando que vamos a utilizar picas como electrodo la expresión:

$$R_T = \frac{\rho}{L}$$

Siendo:

ρ : Resistividad del terreno (Ohm · m)

L: Longitud de la pica del conductor (m)

17.6. CÁLCULO DE LA INSTALACIÓN.

A continuación vamos a realizar el cálculo de las secciones de los conductores de los circuitos eléctricos de la nave. Para ello usaremos los dos métodos de cálculo expuestos anteriormente en el proceso de cálculo.

Por último, tomaremos el caso más desfavorable obtenido por los dos métodos, asegurando así el cumplimiento de ambas hipótesis.

A continuación expondremos unas tablas resúmenes en la que se expondrán los diferentes circuitos correspondientes a cada uno de los receptores con sus datos de partida y resultados de la aplicación de los dos métodos explicados anteriormente.

En las tablas que han sido diferenciadas en función del cuadro al que pertenecen aparecerá la sección adoptada en cada caso teniendo en cuenta los dos métodos expuestos y las restricciones impuestas por el reglamento según el tipo de circuito que se trate.

17.6.1 DERIVACIÓN INDIVIDUAL .

En primer lugar calcularemos por medio de los dos métodos descritos anteriormente la derivación individual que alimentará a nuestra nave desde el centro de transformación, hay que hacer notar que se ha considerado un factor de simultaneidad del 75%, en este caso el conductor elegido será de aluminio.

Circuito	Receptores	Potencia Nominal	Factor de arranque	Factor de simultaneidad (Fs)	Tension (V)	Longitud	Caida de Tension		Factor de Potencia	Potencia de Calculo (w)
							%	v		
DERIV	Derivación individual	230487,281	1	0,75	400	15	1,5	6	0,9	172865,46

Circuito	Receptores	Intensidad (A)	Seccion minima del conductor por Caída de tension maxima Admisible	Factor de utilización (Fu)	Seccion Adoptada
DERIV	Derivación individual	277,56	38,59	1	150

17.6.2 CUADRO GENERAL DE MANDO Y PROTECCIÓN.

A continuación exponemos una tabla resumen con todos los circuitos que llegan al cuadro general de mando y protección destacando la sección adoptada en cada uno de los casos, según la condición más desfavorable en cada caso. Mediante este cuadro se enlazaran también los diferentes cuadros secundarios dispuestos por la nave.

Circuito	Receptores	Potencia Nominal	Factor de arranque	Factor de simultaneidad (Fs)	Tension (V)	Longitud	Caida de Tension		Factor de Potencia	Potencia de Calculo (w)
							%	v		
CUADRO GENERAL MANDO Y PROTECCIÓN										
CF1	Fuerza oficinas baja 1	42000	1	0,3	230	40	5	11,5	0,9	3150
CF2	Fuerza oficinas baja 2	36000	1	0,3	230	35	5	11,5	0,9	2700
CF3	Fuerza nevera , lavavajillas y termo	10350	1	0,66	230	40	5	11,5	0,9	5123,25
CF4	Fuerza despachos alta	32500	1	0,3	230	45	5	11,5	0,9	2437,5
CF5	Fuerza cocina y horno	5400	1	0,5	230	45	5	11,5	0,9	2025
CF6	Vestuarios	13200	1	0,4	230	35	5	11,5	0,9	2640
CF7	Aseos	9800	1	0,4	230	40	5	11,5	0,9	1960
CF8	Climatizadores baja	9000	1,25	1	400	30	5	20	0,9	11250
CF9	Climatizadores comedor	9000	1,25	1	400	25	5	20	0,9	11250
CF10	Climatizadores despachos	6500	1,25	1	400	40	5	20	0,9	8125
A1	Alumbrado oficinas baja 1	1602	1,62	0,75	230	30	3	6,9	0,9	1946,43
A2	Alumbrado oficinas baja 2	1476	1,62	0,75	230	30	3	6,9	0,9	1793,34
A3	Alumbrado oficinas baja 3 y fachada sur	1438	1,62	0,75	230	30	3	6,9	0,9	1747,17
A4	Alumbrado comedor, pasillo y aseos	1296	1,62	0,75	230	35	3	6,9	0,9	1574,64
A5	Alumbrado despachos y sala reuniones	1700	1,62	0,66	230	35	3	6,9	0,9	1817,64
L.A CS1	L. Alimentación C. SECUND 1	105780,61	1	0,75	400	25	1	4	0,9	71401,91
L.A CS2	L. Alimentación C. SECUND 2	87090,00	1	0,75	400	40	1	4	0,9	58785,75
L.A CS3	L. Alimentación C. SECUND 3	56414,74	1	0,85	400	60	1	4	0,9	40759,65

Circuito	Receptores	Intensidad (A)	Seccion minima del conductor por Caída de tension maxima Admisible	Factor de utilización (Fu)	Seccion Adoptada
CF1	Fuerza oficinas baja 1	15,22	1,70	0,25	2,5
CF2	Fuerza oficinas baja 2	13,04	1,28	0,25	2,5
CF3	Fuerza nevera , lavavajillas y termo	24,75	2,77	0,75	6
CF4	Fuerza despachos alta	11,78	1,48	0,25	2,5
CF5	Fuerza cocina y horno	9,78	1,23	0,75	2,5
CF6	Vestuarios	12,75	1,25	0,5	2,5
CF7	Aseos	9,47	1,06	0,5	2,5
CF8	Climatizadores baja	18,06	0,75	1	2,5
CF9	Climatizadores comedor	18,06	0,63	1	2,5
CF10	Climatizadores despachos	13,05	0,73	1	2,5
A1	Alumbrado oficinas baja 1	9,40	1,31	1	1,5
A2	Alumbrado oficinas baja 2	8,66	1,21	1	1,5
A3	Alumbrado oficinas baja 3 y fachada sur	8,44	1,18	1	1,5
A4	Alumbrado comedor, pasillo y aseos	7,61	1,24	1	1,5
A5	Alumbrado despachos y sala reuniones	8,78	1,43	1	1,5
L.A CS1	L. Alimentación C. SECUND 1	114,65	19,92	0,9	50
L.A CS2	L. Alimentación C. SECUND 2	94,39	26,24	0,9	35
L.A CS3	L. Alimentación C. SECUND 3	65,45	54,59	0,85	35

17.6.3 CUADRO SECUNDARIO I.

El cuadro secundario de distribución se encuentra situado en un lateral de la nave junto a la zona de zona de tornos y brochados como puede observarse en el plano correspondiente de " Instalación Eléctrica".

El cuadro secundario 1 será abastecido de energía eléctrica gracias al circuito que le une al cuadro principal de mando y protección como ya se indico anteriormente.

Circuito	Receptores	Potencia Nominal	Factor de arranque	Factor de simultaneidad (Fs)	Tension (V)	Longitud	Caída de Tension		Factor de Potencia	Potencia de Calculo (w)
							%	v		
C. SECUNDARIO 1										
F1	Torno Serie 175	1500	1,25	1	400	10	5	20	0,9	1875
F2	Torno Serie 250	3700	1,25	1	400	6	5	20	0,9	4625
F3	Torno XYZ 1600	2900	1,25	1	400	4	5	20	0,9	3625
F4	Torno XYZ 1600	2900	1,25	1	400	4	5	20	0,9	3625
F5	Torno XYZ 2000	6500	1,25	1	400	6	5	20	0,9	8125
F6	Torno XYZ 2000	6500	1,25	1	400	10	5	20	0,9	8125
F7	Brochadora 1	2350	1,25	1	400	15	5	20	0,9	2937,5
F8	Brochadora 2	2350	1,25	1	400	15	5	20	0,9	2937,5
F9	Sierra cinta	2200	1,25	1	400	18	5	20	0,9	2750
F31	Sierra cinta	2200	1,25	1	400	18	5	20	0,9	2750
F10	Control Numerico Okuma GA-34F	3500	1,25	1	400	18	5	20	0,9	4375
F11	Control Numerico Okuma LU 15	7000	1,25	1	400	18	5	20	0,9	8750
F12	Control Numerico Okuma LU 15	7000	1,25	1	400	18	5	20	0,9	8750
F13	Control Numerico Okuma LU 25	11000	1,25	1	400	18	5	20	0,9	13750
F14	Control Numerico Falcom 3060 VMC	9000	1,25	1	400	18	5	20	0,9	11250
F15	Compresor GG-900	6000	1,25	1	400	18	5	20	0,9	7500
CF11	Circuito usos varios CETACT	20000	1,25	0,5	400	18	5	20	0,9	8750
A6	Alumbrado fachada oeste y compresor	1054	1,62	0,75	230	45	3	6,9	0,9	1280,61

Circuito	Receptores	Intensidad (A)	Seccion minima del conductor por Caída de tension maxima Admisible	Factor de utilización (Fu)	Seccion Adoptada
F1	Torno Serie 175	3,01	0,04	1	2,5
F2	Torno Serie 250	7,43	0,06	1	2,5
F3	Torno XYZ 1600	5,82	0,03	1	2,5
F4	Torno XYZ 1600	5,82	0,03	1	2,5
F5	Torno XYZ 2000	13,05	0,11	1	2,5
F6	Torno XYZ 2000	13,05	0,18	1	2,5
F7	Brochadora 1	4,72	0,10	1	2,5
F8	Brochadora 2	4,72	0,10	1	2,5
F9	Sierra cinta	4,42	0,11	1	2,5
F31	Sierra cinta	4,42	0,11	1	2,5
F10	Control Numerico Okuma GA-34F	7,02	0,18	1	2,5
F11	Control Numerico Okuma LU 15	14,05	0,35	1	2,5
F12	Control Numerico Okuma LU 15	14,05	0,35	1	2,5
F13	Control Numerico Okuma LU 25	22,08	0,55	1	4
F14	Control Numerico Falcom 3060 VMC	18,06	0,45	1	2,5
F15	Compresor GG-900	12,04	0,30	1	2,5
CF11	Circuito usos varios CETACT	14,05	0,35	0,7	2,5
A6	Alumbrado fachada oeste y compresor	6,19	1,30	1	1,5

17.6.4 CUADRO SECUNDARIO II.

El cuadro secundario de distribución se encuentra situado en lateral de la nave junto a la puerta de entrada directa al taller como puede observarse en el plano correspondiente de "Instalación Eléctrica".

El cuadro secundario 2 será abastecido de energía eléctrica gracias al circuito que le une al cuadro principal de mando y protección como ya se indico anteriormente.

Circuito	Receptores	Potencia Nominal	Factor de arranque	Factor de simultaneidad (Fs)	Tension (V)	Longitud	Caida de Tension		Factor de Potencia	Potencia de Calculo (w)
							%	v		
C. SECUNDARIO 2										
F16	Centro Mecanizado Okuma ctv-30	3500	1,25	1	400	22	5	20	0,9	4375
F17	Centro Mecanizado Okuma MC-50VA	7500	1,25	1	400	22	5	20	0,9	9375
F18	Centro Mecanizado Okuma MC-60VAE	11000	1,25	1	400	10	5	20	0,9	13750
F19	Centro Mecanizado Okuma MC-60VAE	11000	1,25	1	400	10	5	20	0,9	13750
F20	Centro Mecanizado Okuma MX-45VAE	5500	1,25	1	400	16	5	20	0,9	6875
F21	Fresadora XYZ 4000	1800	1,25	1	400	15	5	20	0,9	2250
F22	Fresadora XYZ 4000	1800	1,25	1	400	15	5	20	0,9	2250
F23	Fresadora DPM	2300	1,25	1	400	15	5	20	0,9	2875
F24	Fresadora DPM	2300	1,25	1	400	15	5	20	0,9	2875
F25	Rectificadora DANOBAT RCU	1350	1,25	1	400	10	5	20	0,9	1687,5
F26	Rectificadora DANOBAT M-300	1650	1,25	1	400	18	5	20	0,9	2062,5
F27	Rectificadora DANOBAT L-800	2950	1,25	1	400	18	5	20	0,9	3687,5
F28	Rectificadora CHEVALIER 1020	3000	1,25	1	400	18	5	20	0,9	3750
F29	Roscadora ROLMAC 188	5000	1,25	1	400	18	5	20	0,9	6250
F30	Roscadora IBARMIA BP-90	2800	1,25	1	400	18	5	20	0,9	3500
CF12	Circuito usos varios CETACT	15000	1,25	0,5	400	18	5	20	0,9	6562,5
A7	Alumbrado fachada este	1000	1,62	0,75	230	45	3	6,9	0,9	1215

Circuito	Receptores	Intensidad (A)	Seccion minima del conductor por Caída de tension maxima Admisible	Factor de utilización (Fu)	Seccion Adoptada
F16	Centro Mecanizado Okuma ctv-30	7,02	0,21	1	2,5
F17	Centro Mecanizado Okuma MC-50VA	15,05	0,46	1	2,5
F18	Centro Mecanizado Okuma MC-60VAE	22,08	0,31	1	4
F19	Centro Mecanizado Okuma MC-60VAE	22,08	0,31	1	4
F20	Centro Mecanizado Okuma MX-45VAE	11,04	0,25	1	2,5
F21	Fresadora XYZ 4000	3,61	0,08	1	2,5
F22	Fresadora XYZ 4000	3,61	0,08	1	2,5
F23	Fresadora DPM	4,62	0,10	1	2,5
F24	Fresadora DPM	4,62	0,10	1	2,5
F25	Rectificadora DANOBAT RCU	2,71	0,04	1	2,5
F26	Rectificadora DANOBAT M-300	3,31	0,08	1	2,5
F27	Rectificadora DANOBAT L-800	5,92	0,15	1	2,5
F28	Rectificadora CHEVALIER 1020	6,02	0,15	1	2,5
F29	Roscadora ROLMAC 188	10,04	0,25	1	2,5
F30	Roscadora IBARMIA BP-90	5,62	0,14	1	2,5
CF12	Circuito usos varios CETACT	10,54	0,26	0,7	2,5
A7	Alumbrado fachada este	5,87	1,23	1	1,5

17.6.5 CUADRO SECUNDARIO III.

El cuadro secundario de distribución se encuentra situado al fondo de la nave en la zona de procesos finales con el fin principal de centralizar los circuitos de iluminación de toda la zona de fabricación, como puede observarse en el plano correspondiente de " Instalación Eléctrica".

El cuadro secundario 3 será abastecido de energía eléctrica gracias al circuito que le une al cuadro principal de mando y protección como ya se indico anteriormente.

Circuito	Receptores	Potencia Nominal	Factor de arranque	Factor de simultaneidad (Fs)	Tension (V)	Longitud	Caida de Tension		Factor de Potencia	Potencia de Calculo (w)
							%	v		
C. SECUNDARIO 3										
F32	Esmeriladoras PG-103C	1500	1,25	1	230	22	3	6,9	0,9	1875
F33	Esmeriladoras PG-123C	1500	1,25	1	230	22	3	6,9	0,9	1875
F34	Cabina de pintado	7500	1,25	1	400	20	3	12	0,9	9375
CF13	Tomas generales monofasicas	48400	1	0,2	230	30	3	6,9	0,9	2420
CF14	Circuito usos varios CETACT	20000	1,25	0,5	400	35	3	12	0,9	8750
A8	Alumbrado fachada norte y almacenes	924	1,62	0,75	230	30	3	6,9	0,9	1122,66
A9	Alumbrado verif. labor, pint y decap	1512	1,62	0,75	230	35	3	6,9	0,9	1837,08
A10	Alumbrado fabricación 1	6000	1,62	1	400	45	3	12	0,9	9720
A11	Alumbrado fabricación 2	6000	1,62	1	400	55	3	12	0,9	9720
A12	Alumbrado fabricación 3	6000	1,62	1	400	65	3	12	0,9	9720

Circuito	Receptores	Intensidad (A)	Seccion minima del conductor por Caída de tension maxima Admisible	Factor de utilización (Fu)	Seccion Adoptada
F32	Esmeriladoras PG-103C	9,06	0,93	1	2,5
F33	Esmeriladoras PG-123C	9,06	0,93	1	2,5
F34	Cabina de pintado	15,05	0,70	1	2,5
CF13	Tomas generales monofasicas	11,69	1,63	0,25	2,5
CF14	Circuito usos varios CETACT	14,05	1,14	0,7	2,5
A8	Alumbrado fachada norte y almacenes	5,42	0,76	1	1,5
A9	Alumbrado verif. labor, pint y decap	8,87	1,45	1	1,5
A10	Alumbrado fabricación 1	15,61	1,63	1	2,5
A11	Alumbrado fabricación 2	15,61	1,99	1	2,5
A12	Alumbrado fabricación 3	15,61	2,35	1	2,5

17.7. CÁLCULO DE LAS PROTECCIONES.

Las protecciones de cada circuito se alojaran en el cuadro de distribución correspondiente.

Las protecciones que se utilizaran serán las dedicadas a los circuitos y receptores y a las que evitan contactos accidentales con algún elemento de tensión. Para su calculo nos hemos basado en el Reglamento Electrotécnico de Baja Tensión, más concretamente en las ITC-BT- 22, ITC-BT-24.

A continuación expondremos una tabla resumen por cada uno de los cuadros de distribución con las protecciones que se utilizaran en cada uno de los circuitos de la instalación eléctrica interior.

DERIVACIÓN INDIVIDUAL

Circuito	Receptores	Intensidad del circuito (A)	Intensidad máxima admisible (A)	PROTECCIÓN ADOPTADA (A)	AISLAMIENTO	CONDUCTOR
DERIV	Derivación individual	277,56	310,00	320	0.6/1KV	ALUMINIO

CUADRO GENERAL DE MANDO Y PROTECCIÓN

Circuito	Receptores	Intensidad del circuito (A)	Intensidad máxima admisible (A)	PROTECCIÓN ADOPTADA (A)	AISLAMIENTO	CONDUCTOR
CUADRO GENERAL MANDO Y PROTECCIÓN						
CF1	Fuerza oficinas baja 1	15,22	22,00	16	750 V	COBRE
CF2	Fuerza oficinas baja 2	13,04	22,00	16	750 V	COBRE
CF3	Fuerza nevera , lavavajillas y termo	24,75	37,00	25	750 V	COBRE
CF4	Fuerza despachos alta	11,78	22,00	16	750 V	COBRE
CF5	Fuerza cocina y horno	9,78	22,00	16	750 V	COBRE
CF6	Vestuarios	12,75	22,00	16	750 V	COBRE
CF7	Aseos	9,47	22,00	16	750 V	COBRE
CF8	Climatizadores baja	18,06	22,00	20	750 V	COBRE
CF9	Climatizadores comedor	18,06	22,00	20	750 V	COBRE
CF10	Climatizadores despachos	13,05	22,00	20	750 V	COBRE
A1	Alumbrado oficinas baja 1	9,40	16,00	10	750 V	COBRE
A2	Alumbrado oficinas baja 2	8,66	16,00	10	750 V	COBRE
A3	Alumbrado oficinas baja 3 y fachada sur	8,44	16,00	10	750 V	COBRE
A4	Alumbrado comedor, pasillo y aseos	7,61	16,00	10	750 V	COBRE
A5	Alumbrado despachos y sala reuniones	8,78	16,00	10	750 V	COBRE
L.A CS1	L. Alimentación C. SECUND 1	114,65	133,00	125	0.6/1KV	COBRE
L.A CS2	L. Alimentación C. SECUND 2	94,39	110,00	100	0.6/1KV	COBRE
L.A CS3	L. Alimentación C. SECUND 3	65,45	110,00	100	0.6/1KV	COBRE

CUADRO SECUNDARIO 1

Circuito	Receptores	Intensidad del circuito (A)	Intensidad máxima admisible (A)	PROTECCIÓN ADOPTADA (A)	AISLAMIENTO	CONDUCTOR
C. SECUNDARIO 1						
F1	Torno Serie 175	3,01	22,00	16	750 V	COBRE
F2	Torno Serie 250	7,43	22,00	16	750 V	COBRE
F3	Torno XYZ 1600	5,82	22,00	16	750 V	COBRE
F4	Torno XYZ 1600	5,82	22,00	16	750 V	COBRE
F5	Torno XYZ 2000	13,05	22,00	16	750 V	COBRE
F6	Torno XYZ 2000	13,05	22,00	20	750 V	COBRE
F7	Brochadora 1	4,72	22,00	16	750 V	COBRE
F8	Brochadora 2	4,72	22,00	16	750 V	COBRE
F9	Sierra cinta	4,42	22,00	16	750 V	COBRE
F31	Sierra cinta	4,42	22,00	16	750 V	COBRE
F10	Control Numerico Okuma GA-34F	7,02	22,00	16	750 V	COBRE
F11	Control Numerico Okuma LU 15	14,05	22,00	20	750 V	COBRE
F12	Control Numerico Okuma LU 15	14,05	22,00	20	750 V	COBRE
F13	Control Numerico Okuma LU 25	22,08	30,00	25	750 V	COBRE
F14	Control Numerico Falcorn 3060 VMC	18,06	22,00	20	750 V	COBRE
F15	Compresor GG-900	12,04	22,00	16	0.6/1KV	COBRE
CF11	Circuito usos varios CETACT	14,05	22,00	20	0.6/1KV	COBRE
A6	Alumbrado fachada oeste y compresor	6,19	21,00	10	750 V	COBRE

CUADRO SECUNDARIO 2

Circuito	Receptores	Intensidad del circuito (A)	Intensidad máxima admisible (A)	PROTECCIÓN ADOPTADA (A)	AISLAMIENTO	CONDUCTOR
C. SECUNDARIO 2						
F16	Centro Mecanizado Okuma ctv-30	7,02	22,00	20	750 V	COBRE
F17	Centro Mecanizado Okuma MC-50VA	15,05	22,00	20	750 V	COBRE
F18	Centro Mecanizado Okuma MC-60VAE	22,08	30,00	25	750 V	COBRE
F19	Centro Mecanizado Okuma MC-60VAE	22,08	30,00	25	750 V	COBRE
F20	Centro Mecanizado Okuma MX-45VAE	11,04	22,00	16	750 V	COBRE
F21	Fresadora XYZ 4000	3,61	22,00	16	750 V	COBRE
F22	Fresadora XYZ 4000	3,61	22,00	16	750 V	COBRE
F23	Fresadora DPM	4,62	22,00	16	750 V	COBRE
F24	Fresadora DPM	4,62	22,00	16	750 V	COBRE
F25	Rectificadora DANOBAT RCU	2,71	22,00	16	750 V	COBRE
F26	Rectificadora DANOBAT M-300	3,31	22,00	16	750 V	COBRE
F27	Rectificadora DANOBAT L-800	5,92	22,00	16	750 V	COBRE
F28	Rectificadora CHEVALIER 1020	6,02	22,00	16	750 V	COBRE
F29	Roscadora ROLMAC 188	10,04	22,00	16	750 V	COBRE
F30	Roscadora IBARMIA BP-90	5,62	22,00	16	750 V	COBRE
CF12	Circuito usos varios CETACT	10,54	22,00	16	750 V	COBRE
A7	Alumbrado fachada este	5,87	21,00	10	750 V	COBRE

CUADRO SECUNDARIO 3

Circuito	Receptores	Intensidad del circuito (A)	Intensidad máxima admisible (A)	PROTECCIÓN ADOPTADA (A)	AISLAMIENTO	CONDUCTOR
C. SECUNDARIO 3						
F32	Esmeriladoras PG-103C	9,06	22,00	16	750 V	COBRE
F33	Esmeriladoras PG-123C	9,06	22,00	16	750 V	COBRE
F34	Cabina de pintado	15,05	22,00	20	750 V	COBRE
CF13	Tomas generales monofasicas	11,69	29,00	16	750 V	COBRE
CF14	Circuito usos varios CETACT	14,05	22,00	20	750 V	COBRE
A8	Alumbrado fachada norte y almacenes	5,42	21,00	10	750 V	COBRE
A9	Alumbrado verif, labor, pint y decap	8,87	21,00	10	750 V	COBRE
A10	Alumbrado fabricación 1	15,61	22,00	20	750 V	COBRE
A11	Alumbrado fabricación 2	15,61	22,00	20	750 V	COBRE
A12	Alumbrado fabricación 3	15,61	22,00	20	750 V	COBRE

17.8. PROTECCIÓN CONTRA CONTACTOS INDIRECTOS.

La protección contra contactos indirectos se ha realizado por medio de dispositivos de corriente diferencial-residual, cuyo valor de corriente diferencial asignada de funcionamiento es menor o igual a 30 mA, se reconoce como medida de protección complementaria en caso de fallo de otra medida de protección contra contactos directos. (ITC-BT-24).

17.9. CALCULO PUESTA A TIERRA.

La protección contra contactos indirectos utilizada es la puesta a tierra de las masas y los dispositivos de corte.

El corte automático de la alimentación después de la aparición de un fallo destinado a impedir que una tensión de contacto de valor suficiente se mantenga durante un tiempo tal que pueda dar como resultado un riesgo.

A continuación pasamos al calculo de la resistencia de puesta a tierra.

El valor máximo que puede tener la resistencia de tierra se calcula en función de la intensidad de sensibilidad I_s (o de defecto) y de la tensión de defecto V_d .

Por tanto la resistencia de tierra será menor a:

$$R_T = \frac{V_d}{I_s} = 50/300\text{mA} = 166.6 \, \Omega$$

Utilizaremos electrodos de acero cobreado de 14 mm de diámetro y 2 metros de longitud.

Industria, recomienda que $R_T < 18 \Omega$, por lo que cogeremos este valor por resultar más restrictivo. Para calcular la resistencia de puesta a tierra el REBT establece en su instrucción 24, considerando que vamos a utilizar picas como electrodo, la expresión:

$$R_T = \frac{\rho}{L} = 50/2 = 25\Omega$$

Como se puede apreciar el valor de resistividad obtenido es superior a los 18Ω que industria recomienda por lo que será necesaria la asociación de 2 picas en paralelo de 2m de longitud enterrada.

18. INSTALACIÓN DE AIRE COMPRIMIDO.

Para la realización de esta instalación de aire comprimido nos hemos guiado por los procedimientos expuestos por el profesor ENRIQUE CARNICER en su libro " Aire Comprimido".

En el calculo de la instalación de aire comprimido primero debemos establecer el numero de herramientas y sistemas neumáticos a los que tendrá que suministrar un caudal determinado de aire, es por ello que tendremos que ver las tomas que hemos dispuesto, las herramientas que alimentan y los caudales que requieren para su funcionamiento.

Puesto	Herramienta	Caudal (L/Min)
Procesos finales (2 Tomas)	Amoladora	170
	Amoladora	170
	Taladro	110
Centros de Mecanizado (3 Tomas)	Sistema neumático centro 1	250
	Sistema neumático centro 2	250
	Sistema neumático centro 3	250
	Sistema neumático centro 4	250
	Sistema neumático centro 5	250
Fresadoras (2 Tomas)	Pistola soplante	150
	Pistola soplante	150
	Pistola soplante	150
Tornos convencionales (2 Tomas)	Pistola soplante	150
	Pistola soplante	150

Pintura (1 toma)	Lijadora orbital	110
	Pistola soplante	220
Montaje (2 Tomas)	Atornillador	110
	Desmontador	200
Tornos de control numérico (3 Tomas)	Cargador de barras	350
	Pistola soplante	150
	Cargador de barras	350
	Pistola soplante	150

Una vez expuestas todas las maquinas que deberán ser alimentadas en cada puesto estableceremos una hipótesis de aparatos conectados en las tomas que se instalaran en cada uno de los puestos, estas maquinas se corresponderán con las de caudales superiores en cada uno de los puestos. Por tanto los caudales instalados en cada uno de los puestos serán los siguientes:

Puesto	Caudal (l/min)
Montaje	360
Centros de Mecanizado	750
Fresadoras	300
Tornos convencionales	300
Pintura	220
Montaje	200
Tornos de control numérico	650
Suma total	2780

Una vez que tenemos el valor máximo del caudal instalado en las correspondientes tomas en cada uno de las tomas aplicaremos un coeficiente de simultaneidad ya que no todos las tomas actuaran simultáneamente, para el caso de talleres de mecanizado se establece este coeficiente de simultaneidad entre un 40%-55% nosotros consideraremos un valor de este de un 50% y aplicándolo.

$$Q_e: \text{caudal efectivo} = 2780 \text{ l/min} \cdot 0.50 = 1390 \text{ l/min}$$

Una vez que tenemos el valor del caudal efectivo para saber el compresor necesario para alimentar la instalación bastara con sumar al valor obtenido del caudal instalado un 10% de perdidas y un 20% de posibles ampliaciones en la instalación.

Q _e	1390 l/min
+10% Perdidas.....	139 l/min
+ 20% Ampliación.....	278 l/min
	<hr/>
suma total.....	1807 l/min

Por lo que necesitaremos un sistema de compresores que suministren como mínimo 1807 l/min por lo tanto elegiremos dos compresores en paralelo de capacidad 920 l/min cada uno que suministran un caudal total de 1840 l/min.

18.1. CÁLCULO DE LOS CONDUCTOS.

18.1. DISPOSICIONES GENERALES.

- El sistema de tuberías será un sistema ramificado.
- Se considerara una presión de trabajo de 6,2 bares.
- Se mantendrán siempre velocidades en la rama principal y secundaria inferiores a 8 m/s.
- Las velocidades máximas en las tuberías de servicio serán de 15 m/s.
- Se separaran la canalización de la red de distribución como mínimo 5 cm de cualquier otra canalización

- Las canalizaciones horizontales tendrán unas pendientes descendentes en el sentido del flujo de aire comprimido del 1%.
- En el extremo de cada ramal de acometida se colocara una válvula de toma, a una altura sobre el suelo del local de 125 cm.
- La sección mínima en las tuberías de servicio será de 1/2".
- Se colocaran llaves de diafragma al principio de los ramales secundarios.
- Se colocaran purgas en finales de ramal con válvula automática.
- Se colocaran purgas manuales en las tuberías de servicio.

18.2. CÁLCULO DE LOS RAMALES.

En el cálculo de los ramales se establecerán 2 condiciones a cumplir que serán:

- La velocidad será siempre inferior a 8 m/s en tuberías principales y secundarias e inferior a 15 m/s en el caso de tuberías de servicio.
- La pérdida de presión en la red de tuberías será inferior al 2% de la presión de trabajo que como se estableció anteriormente tendrá un valor de 6.2 bar.

Una vez establecidas las comprobaciones en la que basaremos la correcta elección de un tipo de tubería pasaremos a definir las expresiones que utilizaremos y la dinámica de cálculo de aquellas.

- La expresión de la velocidad del aire viene dada por:

$$\frac{m^3/min}{60p} \times \frac{10000}{cm^2 \text{ seccion tub.}} = m/segundo$$

- La caída de presión en un tubo recto se calcula por la formula:

$$\Delta p = \frac{\beta}{RT} \cdot \frac{V^2}{D} Lp ; \text{ siendo}$$

Δp = Caída de presión en Tm o en bar.

p = Presión en atm o en bar.

R = Constante del gas, equivalente a 29,27 para el aire.

T = Temperatura Absoluta ($t+273$)

D = diámetro de la tubería en mm.

L = longitud de la tubería en m.

V = Velocidad del aire en m/segundo.

β = Índice de resistencia, grado medio de rugosidad, variable con la cantidad suministrada G (información obtenida a través de la tabla 13.1 del libro "Aire Comprimido" del profesor Enrique Carnicer).

G = Cantidad de aire suministrado en Kg/hora $= 1.3 \text{ N/m}^3 \cdot 60$.

Como en la formula expuesta anteriormente se requiere la longitud de cada tramo para llevar a cabo el calculo de la perdida de presión se hace necesario el calculo de las longitudes equivalentes de los accesorios instalados en cada tramo, es por ello que pasamos en la siguiente tabla a la exposición de las longitudes equivalentes de los accesorios y las longitudes de calculo en cada tramo para así obtener la perdida de presión en cada tramo.

Las longitudes equivalentes de los accesorios han sido obtenidas del libro "Aire Acondicionado" del profesor ENRIQUE CARNICER en su tabla 13.2

Tramo	Longitud	Accesorios	Longitud Equivalente
A-B	2,5	1 llave de diafragma, 1 curva de 90° y 1 derivacion en T	1,5m+0,3m+2m
B-C	16,5	1 derivacion en T	2m
C-D	10	2 derivación en T y 1 llave de diafragma	4m+1.5m
C-E	10.5	2 derivación en T y 1 llave de diafragma	4m+1.5m
B-F	12.9	5 derivación en Ty 1 llave de diafragma	10m+1.5m
F-G	22	1 llave de diafragma y 1 derivacion en T	1,5+2m
F-H	4.74	1 derivación en T	2m
H-I	22	4 Ty 1 curva de 90°	8m+ 0.3m
I-J	20	1 llave de diafragma ,2 derivacion en T y 1 curva de 90°	1,5m+4m+ 0.3m
J-K	12	1 llave de diafragma y 2 derivacion en T	1,5m+4m

A continuación pasamos a estudiar cada uno de los ramales antes descritos en el correspondiente gráfico.

➤ **Rama principal A-B.**

La rama principal tiene un caudal de cálculo de $1.807\text{m}^3/\text{min}$.

A continuación como primera condición se debe de cumplir que la sección que instalemos para este caudal no provoque una velocidad de circulación del aire superior a 8 m/s para que esto se cumpla:

$$S \geq \frac{Q \cdot 10000}{60 \cdot p \cdot 8} = 6.08\text{cm}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot S}{\pi}} = 2.78\text{cm}$$

Por tanto el diámetro adoptado como tiene que ser mayor que 2.78 cm adoptaremos como rama aquella con un valor de $1\ 1/2'' = 3.81\text{ cm}$

A continuación obtendremos el valor real de la velocidad de circulación en la rama principal una vez adoptado el diámetro de $1\ 1/2''$

$$V_{real} = \frac{Q_E \cdot 10000}{60 \cdot p \cdot S_{real}} = 4.27\text{m/s}$$

Por ultimo basta con calcular la perdida de presión en el tramo:

$$\Delta p = \frac{\beta}{RT} \cdot \frac{V^2}{D} Lp = 0.0308\text{ bares}$$

$$G = 1.33 \cdot Q_E \cdot 60 = 106 \Rightarrow \beta = 1.44$$

L = longitud equivalente tramo = 6.3 m

Por tanto la presión al final del tramo será igual a:

$$P(B) = P(A) - \Delta p(A-B) = 6.2 - 0.0308 = 6.17\text{ bares}$$

➤ **Rama Secundaria B-C.**

La rama tiene un caudal de cálculo de $0.3\text{m}^3/\text{min}$. A continuación como primera condición se debe de cumplir que la sección que instalemos para este caudal no provoque una velocidad de circulación del aire superior a 8 m/s para que esto se cumpla:

$$S \geq \frac{Q \cdot 10000}{60 \cdot p \cdot 8} = 0.87 \text{ cm}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot S}{\pi}} = 1.01 \text{ cm}$$

Por tanto el diámetro adoptado como tiene que ser mayor que 1.01 cm adoptaremos como rama aquella con un valor de 3/4"=1.905 cm

A continuación obtendremos el valor real de la velocidad de circulación en la rama principal una vez adoptado el diámetro de 3/4"

$$V_{real} = \frac{Q_E \cdot 10000}{60 \cdot p \cdot S_{real}} = 2.45 \text{ m/s}$$

Por ultimo basta con calcular la perdida de presión en el tramo:

$$\Delta p = \frac{\beta}{RT} \cdot \frac{V^2}{D} L_p = 0.0760 \text{ bares}$$

$$G = 1.33 \cdot Q_E \cdot 60 = 12 \Rightarrow \beta = 1.96$$

L = longitud equivalente tramo = 20.45 m

La perdida de presión máxima:

Por tanto la presión al final del tramo será igual a:

$$P(C) = P(B) - \Delta p(B-C) = 7.17 - 0.076 = 7.09 \text{ bares}$$

➤ **Rama Secundaria C-D.**

La rama tiene un caudal de cálculo de 0.3m³/min. A continuación como primera condición se debe de cumplir que la sección que instalemos para este caudal no provoque una velocidad de circulación del aire superior a 8 m/s para que esto se cumpla:

$$S \geq \frac{Q \cdot 10000}{60 \cdot p \cdot 8} = 0.87 \text{ cm}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot S}{\pi}} = 1.01 \text{ cm}$$

Por tanto el diámetro adoptado como tiene que ser mayor que 1.01 cm adoptaremos como rama aquella con un valor de $3/4''=1.905$ cm

A continuación obtendremos el valor real de la velocidad de circulación en la rama principal una vez adoptado el diámetro de $3/4''$

$$V_{real} = \frac{Q_E \cdot 10000}{60 \cdot p \cdot S_{real}} = 2.45 \text{ m/s}$$

Por ultimo basta con calcular la perdida de presión en el tramo:

$$\Delta p = \frac{\beta}{RT} \cdot \frac{V^2}{D} Lp = 0.0360 \text{ bares}$$

$$G = 1.33 \cdot Q_E \cdot 60 = 12 \Rightarrow \beta = 1.96$$

L = longitud equivalente tramo = 9.9 m

La pérdida de presión máxima:

Por tanto la presión al final del tramo será igual a:

$$P(D) = P(C) - \Delta p(C-D) = 7.17 - 0.076 = 7.09 \text{ bares}$$

➤ **Rama Secundaria C-E.**

La rama tiene un caudal de cálculo de $0.3 \text{ m}^3/\text{min}$. A continuación como primera condición se debe de cumplir que la sección que instalemos para este caudal no provoque una velocidad de circulación del aire superior a 8 m/s para que esto se cumpla:

$$S \geq \frac{Q \cdot 10000}{60 \cdot p \cdot 8} = 0.87 \text{ cm}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot S}{\pi}} = 1.01 \text{ cm}$$

Por tanto el diámetro adoptado como tiene que ser mayor que 1.01 cm adoptaremos como rama aquella con un valor de $3/4''=1.905$ cm

A continuación obtendremos el valor real de la velocidad de circulación en la rama principal una vez adoptado el diámetro de $3/4''$

$$V_{real} = \frac{Q_E \cdot 10000}{60 \cdot p \cdot S_{real}} = 2.42 m/s$$

Por ultimo basta con calcular la perdida de presión en el tramo:

$$\Delta p = \frac{\beta}{RT} \cdot \frac{V^2}{D} Lp = 0.0360 \text{ bares}$$

$$G = 1.33 \cdot Q_E \cdot 60 = 12 \Rightarrow \beta = 1.96$$

L = longitud equivalente tramo = 9.9 m

Por tanto la presión al final del tramo será igual a:

$$P(D) = P(C) - \Delta p(C-D) = 7.09 - 0.036 = 7.054 \text{ bares}$$

➤ **Rama principal B-F.**

La rama principal tiene un caudal de cálculo de 1.14 m³/min, después de aplicar el factor de simultaneidad

A continuación como primera condición se debe de cumplir que la sección que instalemos para este caudal no provoque una velocidad de circulación del aire superior a 8 m/s para que esto se cumpla:

$$S \geq \frac{Q \cdot 10000}{60 \cdot p \cdot 8} = 3.35 cm^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot S}{\pi}} = 2.07 cm$$

Por tanto el diámetro adoptado como tiene que ser mayor que 2.07 cm adoptaremos como rama aquella con un valor de **1 1/2"** = 3.81 cm

A continuación obtendremos el valor real de la velocidad de circulación en la rama principal una vez adoptado el diámetro de **1 1/2"**

$$V_{real} = \frac{Q_E \cdot 10000}{60 \cdot p \cdot S_{real}} = 2.35 m/s$$

Por ultimo basta con calcular la perdida de presión en el tramo:

$$\Delta p = \frac{\beta}{RT} \cdot \frac{V^2}{D} Lp = 0,010 \text{ bares}$$

$$G = 1.33 \cdot Q_E \cdot 60 = 94.40 \Rightarrow \beta = 1.51$$

L = longitud equivalente tramo

Por tanto la presión al final del tramo será igual a:

$$P(F) = P(B) - \Delta p(B-F) = 7.09 - 0,010 = 7.065 \text{ bares}$$

➤ **Rama principal F-H.**

La rama principal tiene un caudal de cálculo de 1.14m³/min, después de aplicar el factor de simultaneidad

A continuación como primera condición se debe de cumplir que la sección que instalemos para este caudal no provoque una velocidad de circulación del aire superior a 8 m/s para que esto se cumpla:

$$S \geq \frac{Q \cdot 10000}{60 \cdot p \cdot 8} = 3.35 \text{ cm}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot S}{\pi}} = 2.07 \text{ cm}$$

Por tanto el diámetro adoptado como tiene que ser mayor que 2.07 cm adoptaremos como rama aquella con un valor de **1 1/2"** = 3.81 cm

A continuación obtendremos el valor real de la velocidad de circulación en la rama principal una vez adoptado el diámetro de **1 1/2"**

$$V_{real} = \frac{Q_E \cdot 10000}{60 \cdot p \cdot S_{real}} = 2.35 \text{ m/s}$$

Por ultimo basta con calcular la perdida de presión en el tramo:

$$\Delta p = \frac{\beta}{RT} \cdot \frac{V^2}{D} Lp = 0,015 \text{ bares}$$

$$G = 1.33 \cdot Q_E \cdot 60 = 94.40 \Rightarrow \beta = 1.51$$

L = longitud equivalente tramo

Por tanto la presión al final del tramo será igual a:

$$P(H)=P(F) - \Delta p(F-B) = 7.08 - 0,015 = 7.065 \text{ bares}$$

➤ **Rama secundaria H-I.**

La rama principal tiene un caudal de cálculo de $0.75\text{m}^3/\text{min}$, después de aplicar el factor de simultaneidad

A continuación como primera condición se debe de cumplir que la sección que instalemos para este caudal no provoque una velocidad de circulación del aire superior a 8 m/s para que esto se cumpla:

$$S \geq \frac{Q \cdot 10000}{60 \cdot p \cdot 8} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot S}{\pi}} = 1.66 \text{ cm}$$

Por tanto el diámetro adoptado como tiene que ser mayor que 1.66 cm adoptaremos como rama aquella con un valor de $3/4'' = 1.91 \text{ cm}$

A continuación obtendremos el valor real de la velocidad de circulación en la rama principal una vez adoptado el diámetro de $3/4''$

$$V_{real} = \frac{Q_E \cdot 10000}{60 \cdot p \cdot S_{real}} = 6.06 \text{ m/s}$$

Por ultimo basta con calcular la perdida de presión en el tramo:

$$\Delta p = \frac{\beta}{RT} \cdot \frac{V^2}{D} L p = 0,68 \text{ bares}$$

$$G = 1.33 \cdot Q_E \cdot 60 = 59.85 \Rightarrow \beta = 1.64$$

L = longitud equivalente tramo

Por tanto la presión al final del tramo será igual a:

$$P(I)=P(H) - \Delta p(H-I) = 7.065 - 0.68 = 6.385 \text{ bares}$$

➤ **Rama secundaria I-J.**

La rama principal tiene un caudal de cálculo de $0.58\text{m}^3/\text{min}$, después de aplicar el factor de simultaneidad

A continuación como primera condición se debe de cumplir que la sección que instalemos para este caudal no provoque una velocidad de circulación del aire superior a 8 m/s para que esto se cumpla:

$$S \geq \frac{Q \cdot 10000}{60 \cdot p \cdot 8} = 1.68\text{cm}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot S}{\pi}} = 1.46\text{cm}$$

Por tanto el diámetro adoptado como tiene que ser mayor que 1.46 cm adoptaremos como rama H-J aquella con un valor de $3/4'' = 1.91\text{ cm}$

A continuación obtendremos el valor real de la velocidad de circulación en la rama principal una vez adoptado el diámetro de $3/4''$

$$V_{real} = \frac{Q_E \cdot 10000}{60 \cdot p \cdot S_{real}} = 4.69\text{m/s}$$

Por ultimo basta con calcular la perdida de presión en el tramo:

$$\Delta p = \frac{\beta}{RT} \cdot \frac{V^2}{D} Lp = 0.30\text{ bares}$$

$$G = 1.33 \cdot Q_E \cdot 60 = 46.28 \Rightarrow \beta = 1.68$$

L = longitud equivalente tramo

Por tanto la presión al final del tramo será igual a:

$$P(J) = P(H) - \Delta p(H-J) = 7.065 - 0.30 = 6.765\text{ bares}$$

➤ **Rama secundaria J-K.**

La rama tiene un caudal de cálculo de $0.22\text{m}^3/\text{min}$.

A continuación como primera condición se debe de cumplir que la sección que instalemos para este caudal no provoque una velocidad de circulación del aire superior a 8 m/s para que esto se cumpla:

$$S \geq \frac{Q \cdot 10000}{60 \cdot p \cdot 8} = 0.64 \text{ cm}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot S}{\pi}} = 0.90 \text{ cm}$$

Por tanto el diámetro adoptado como tiene que ser mayor que 0.90 cm adoptaremos como rama J-K aquella con un valor de $1/2'' = 1.27 \text{ cm}$

A continuación obtendremos el valor real de la velocidad de circulación en la rama principal una vez adoptado el diámetro de $1/2''$

$$V_{real} = \frac{Q_E \cdot 10000}{60 \cdot p \cdot S_{real}} = 4.02 \text{ m/s}$$

Por ultimo basta con calcular la perdida de presión en el tramo:

$$\Delta p = \frac{\beta}{RT} \cdot \frac{V^2}{D} L_p = 0.25 \text{ bares}$$

$$G = 1.33 \cdot Q_E \cdot 60 = 17.56 \Rightarrow \beta = 1.92$$

L = longitud equivalente tramo

Por tanto la presión al final del tramo será igual a:

$$P(K) = P(J) - \Delta p(K-J) = 6.765 - 0.25 = 6.51 \text{ bares}$$

Por tanto podemos observar que en todos los tramos se cumplen todas los requerimientos establecidos, ya que para el tramo más desfavorable la presión es mayor a la presión establecida como de servicio (6.2 bar) y la velocidad en ningún punto es superior a 8 m/s.

El cálculo de las tuberías de servicio es equivalente a los anteriormente descritos con la única salvedad de que la velocidad no debe sobrepasar los 15 m/s.

19. INSTALACIÓN CONTRA INCENDIOS.

A continuación pasaremos a calcular y dimensionar toda la instalación necesaria para la protección de nuestra nave frente al fuego que ha sido definida en la memoria descriptiva.

19.1. DISPOSICIONES GENERALES.

La nave objeto de este proyecto, constituye un único sector de incendio de 2926.51 m².

19.2. CÁLCULO DE LA DENSIDAD DE CARGA AL FUEGO.

Se calcula a continuación la densidad de carga al fuego ponderada y corregida, según el método de Max Gretnener, cuyas fórmulas son:

Para actividades distintas del almacenamiento:

$$Q_s = \frac{\sum_i q_{si} S_i C_i}{A} \text{ Ra (MJ / m}^2\text{) o (Mcal / m}^2\text{)}$$

Donde:

Q_s = densidad de carga al fuego, ponderada y corregida, del sector de incendio, en MJ/m² o Mcal/m².

C_i = Coeficiente adimensional que pondera el grado de peligrosidad (por la combustibilidad) de cada uno de los combustibles (i) que existen en el sector de incendio.

R_a = Coeficiente adimensional que corrige el grado de peligrosidad (por la activación) inherente a la actividad industrial que se desarrolla en el sector de incendio, producción, montaje, transformación, reparación, almacenamiento, etc.

A = Superficie construida del sector de incendios, en m².

q_{si} = Densidad de carga al fuego de cada zona con proceso diferente según los distintos procesos que se realizan en el sector de incendios (i), en MJ/m² o Mcal/m².

S_i = Superficie de cada zona con proceso diferente y densidad de carga de fuego q_{si} , en m².

Para actividades de almacenamiento:

$$Q_s = \frac{\sum_i q_{vi} C_i h_i s_i}{A} \text{ Ra (MJ / m}^2\text{) o (Mcal / m}^2\text{)}$$

Donde:

Q_s , C_i , R_a y A tienen la misma significación que anteriormente.

q_{vi} = Carga al fuego, aportada por cada m³ de cada zona con diferente tipo de almacenamiento (i) existente en el sector de incendio, en MJ/m³ o Mcal/m³.

h_i = Altura de almacenamiento de cada uno de los combustibles, (i), en m.

s_i = Superficie ocupada en planta por cada zona diferente tipo de almacenamiento (i) existente en el sector de incendio en m².

Para el cálculo de la carga al fuego se tendrán en cuenta las siguientes consideraciones:

Los valores de densidad de carga al fuego tomados son los encontrados en las tablas del método de valoración Gretener, o en su defecto el de los artículos asimilables a los usados en los locales de estudio que nos conciernen, que se encuentren en las citadas tablas.

Los accesos y aseos se consideran con carga al fuego nula, ya que no tienen mobiliario y los materiales de paredes, suelos y techos son M0.

Distribución de superficies y densidades de carga de fuego medias:

	Superficie (m2)	Carga de fuego (MJ/m2)	Ra
OFICINAS	845.4	400	2
NAVE	2081.11	200	1

La densidad de carga de fuego ponderada y corregida del edificio (Q_e) se obtiene de la siguiente fórmula:

$$Q_e = \frac{\sum_i Q_{si} A_i}{\sum_i A_i} (MJ / m^2) \text{ o } (Mcal / m^2)$$

Q_e = Densidad de carga de fuego, ponderada y corregida del edificio industrial en MJ/m² o Mcal/m².

Q_{si} = Densidad de carga de fuego, ponderada y corregida de cada uno de los sectores de incendio que componen el edificio.

A_i = Superficie construida de cada uno de los sectores de incendio que componen el edificio en m².

Obtenemos que la densidad de carga de fuego ponderada y corregida del edificio (Q_e) es de 373.33 MJ/m², por tanto el nivel de riesgo intrínseco del local es bajo (grado 1).

20. INSTALACIÓN DE VENTILACIÓN.

20.1. DISPOSICIONES GENERALES.

El objetivo de esta instalación es la renovación y recirculación del volumen de aire necesario en la zona de taller, para conseguir unas condiciones de trabajo aceptables y cumplir las normas indicadas en el RCAS.

Un sistema de ventilación general sólo resulta práctico cuando el contaminante no es demasiado tóxico y su emisión es uniforme y está localizada durante el proceso, como ocurre en determinadas operaciones industriales como es el caso de nuestro taller de mecanizados.

La ventilación general tiene como objeto el mantenimiento de la pureza y de unas condiciones en el aire de un local determinado, es decir, mantener la temperatura, velocidad del aire y un nivel de contaminantes dentro de los límites admisibles para preservar la salud de los trabajadores.

El aire viciado se extrae del local mientras se introduce aire exterior para reemplazarlo.

Se llama ventilación general mecánica cuando las renovaciones de aire se llevan a cabo mediante ventiladores.

Para nuestro caso usaremos ventiladores estáticos situados en la cubierta de la nave que nos ocupa y las ventanas y puertas que existen en la nave.

El contaminante puede propagarse por todo el recinto siendo la misión del aire exterior la dilución de las impurezas hasta la concentración máxima admisible.

La concepción de una instalación de ventilación general mecánica contiene una gran parte de intuición, si embargo se pueden enumerar los siguientes principios:

Tener en cuenta que puede aplicarse a contaminantes de baja toxicidad, de rápida difusión, pequeños flujos de emisión y siempre que el personal laboral está alejado de los focos emisores.

Forzar un flujo general de las zonas limpias a las zonas contaminadas.

Intentar hacer pasar el máximo de aire por las zonas contaminadas.

Evitar las zonas de flujo muerto.

Compensar las salidas de aire por las correspondientes entradas de aire.

Evitar corrientes de aire.

Utilizar los movimientos naturales de los contaminantes, es especial de las zonas calientes en su efecto ascensional.

Utilizar preferentemente una instalación con introducción y extracciones mecánicas.

Utilizar extracción mecánica y entrada natural.

No se debe considerar una instalación de ventilación general para resolver problemas con material particulado debido a que éste presenta dificultades de difusión.

20.2. CÁLCULO DEL CAUDAL DE EXTRACCIÓN.

La dificultad reside en la evaluación del índice de renovaciones por hora. En este campo es arriesgado dar normas precisas, dado que hay muchos factores que intervienen.

El caudal de extracción se debe calcular en función de las renovaciones por hora. Estas renovaciones dependen a la naturaleza o destino de los locales. A modo de ejemplo se muestra la siguiente tabla:

TIPO DE LOCAL	RENOVACIONES DE AIRE POR HORA
Taller de pintura	30-60
Taller de mecanizado	6-10
Fundiciones	6-10
Hospitales	6-8
Laboratorios	6-12
Sala de calderas	20-30

Es recomendable partir de seis renovaciones de aire por hora como mínimo para calcular el caudal de extracción, ya que éstas aseguran la eliminación de las poluciones provocadas por las personas.

Movimientos del aire

Es sabido que el aire en movimiento crea un efecto refrescante que puede ser expresado en función de la disminución de la temperatura del aire (temperatura seca) el cual daría el mismo efecto refrescante en aire tranquilo.

Un punto delicado radica en la ventilación de grandes naves. En efecto, si se aplica una tasa de renovación incluso elevada, se tiene la impresión de hacer intervenir caudales enormes que deberían dar resultados positivos; sin embargo si hacemos el cálculo de la velocidad de circulación del aire por la sección de la nave, la velocidad es del orden de cm/ sg. Una velocidad óptima en la nave sería 0,3 a 0,7 m/ sg.

Para el cálculo de la instalación hay que seguir los siguientes pasos.

Comenzaremos calculando el volumen de nuestra nave:

$$V = AxBxH = 6,6x72x35 = 16632m^3$$

A continuación seleccionamos el número de renovaciones horas que le pertenece a nuestra nave por la actividad que en ella se lleva a cabo. Para ello tomamos el valor de la tabla presentada anteriormente y tomamos un valor máximo de 8 renovaciones por hora.

Ahora calculamos el caudal que tenemos en el interior del edificio suponiendo una velocidad del viento de 0,5 m/s.

$$Q(m^3 / h) = VxS(hue cos) = 2520m / h \times 132.81m^2 = 334681.2m^3 / h$$

Con estos datos ya estamos en disposición de calcular el nº de renovaciones hora que tenemos en nuestro caso:

$$N^{\circ} renov / hora = \frac{Q(m^3 / h)}{Volumen(m^3)} = 20.12 renov / hora \geq 6 renov / hora$$

Por tanto podemos concluir que la ventilación de nuestra nave es correcta, como medida complementaria se han instalado 6 ventiladores estáticos en cubierta de 1.5 m de longitud con el fin de ayudar a la ventilación y evitar condensaciones.

En las zonas de aseo sin ventilación natural se ha instalado ventilación forzada, de forma que se garantice una correcta ventilación.

Sevilla, Junio de 2006

Marc Ribó Castellá