

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

16/95

وزارة التربية الوطنية

MINISTRE DE L'EDUCATION NATIONALE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT *Genie Civil*

الدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

*Etude et conception d'un
Hall Industriel en
Charpente Metallique*

8 PLANCHES

Proposé par :

SONELGAZ

Etudié par :

**OUARET . B
AIT ABDELMALEK . I**

Dirigé par :

M. BLOUD

PROMOTION

1995

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التربية الوطنية

MINISTERE DE L'EDUCATION NATIONALE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT *Genie Civil*

المدسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

*Etude et conception d'un
Hall Industriel en
Charpente Metallique*

Proposé par :
SONELGAZ

Etudié par :
**OUARET . B
AIT ABDELMALEK . I**

Dirigé par :
M^r. BLOUD

PROMOTION
1995

SOMMAIRE

CHAPITRE I. Présentation de l'ouvrage	1
CHAPITRE II Etude des charges climatiques	9
CHAPITRE III Etude au séisme	21
CHAPITRE IV Etude du pont roulant	26
CHAPITRE V Prédimensionnement des éléments secondaires	40
CHAPITRE VI Etude du plancher	46
CHAPITRE VII Fichier de données	60
CHAPITRE VIII Vérification des éléments du portique	69
CHAPITRE IX Stabilité et contreventement	74
CHAPITRE X Ancrage	88
CHAPITRE XI Assemblage	97
CHAPITRE XII Calcul des fondations	107
CHAPITRE XIII. Conclusion	113
ANNEXES	
BIBLIOGRAPHIE	

الموضوع:
دراسة وتهيئة منشأة صناعية بالمهاكل المعدنية
(الخارصنة): بهدف مشروعنا دراسة وتهيئة منشأة و
والتحقق من توازن ومقاومة عناصرها
والتحليل في عملية الحساب برنامج (توماتكي)
وهو SAP90 طبعة 5.1

SUJET/

ETUDE ET CONCEPTION D'UN HALL INDUSTRIEL EN CHARPENTE
METALLIQUE.

RESUME/

LE PRESENT PROJET A POUR OBJECTIF LE PREDIMENSIONNEMENT
ET LA VERIFICATION DE LA RESISTANCE ET LA STABILITE D'UN
HALL INDUSTRIEL CONTREVENTE PAR :

- DES PORTIQUES DAS LE SENS TRANSVERSAL
- DES PALEES DE STABILITE DE {SAINT ANDRE} A UN ET DEUX
NIVEAUX

LE CALCUL SERA EFFECTUE A L'AIDE DE PROGRAMME SAP90

subject/

STUDY AND CONCEPTION OF WORK-ROOM

ABSTRACT/

THE AIME OF PRESENT IS DESIGN AND VERIFICATION
AND THE STABILITY OF WORK-ROOM BRACED BY

- A MOMENT FRAME IN LATTICE
- SAINT ANDRE STABILITIES

WE ARE USED IN CALCULE OF STRUCTURE THE SAP90

REMERCIEMENTS

NOUS TENONS A EXPRIMER NOS SINCERES REMERCIEMENTS
A NOTRE PROMOTEUR M.BIoud POUR SON AIDE ET SES
APPRECIATIONS.

NOUS REMERCIONS EGALEMENT : M.LEFKI ET M.SILHADI
POUR LEUR AIDE ET TOUS LES MEMBRES DU
DEPARTEMENT ENGINEERING DE SONELGAZ.

ENFIN, NOUS TENONS A EXPEIMER NOTRE GRATITUDE ENVERS
TOUS LES ENSIEGNANTS QUI ONT CONTRIBUE A NOTRE
FORMATION ET L'ELABORATION DE CE PRESENT TRAVAIL.

***** DEDICACES *****

A MES PARENTS

A MES SOEURS

A MON FRERE kamel

A MES AMI[E]S

JE DEDIE CE MODESTE TRAVAIL

** HAFID **

A MA MERE

A MES SOEURS

A MON FRERE HAKIM

A MES AMI[E]S

JE DEDIE CE MODESTE TRAVAIL

** ISMAIL **

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage

I. PRESENTATION DE L'OUVRAGE.

I. 1- OBJET DU DOCUMENT.

L'objet de notre étude est la conception et le calcul d'un Hall industriel en charpente métallique.

I. 2 - REGLEMENT UTILISER.

On a utiliser les réglments suivants :

- RNV 88
- RNV 65
- RPA 88
- CN 66

Publication de CTCM (Centre Technique Industriel de la Construction Métallique).

I. 3 - DESCRIPTION DE L'OUVRAGE.

-1) Charpente métallique.

a) Dimension en plan.

Largeur du bâtiment	$l = 20,96 \text{ m}$
Longueur du bâtiment	$L = 43,12 \text{ m.}$

b) Dimension en hauteur.

Hauteur en faitage	$H = 9,95 \text{ m}$
Hauteur au nu de poteau	$H = 7,95 \text{ m.}$

-2) Stabilité de l'ouvrage.

La stabilité de l'ouvrage est assurée par

- sens transversal par des portiques.

- sens longitudinal par des paliers de stabilité en crois de Saint andré en deux niveaux.
- pieds de poteaux encastrés.

-3) Couverture.

La toiture du bâtiment sera exécutée en panneau sandwich TL75.

-4) Facades.

- Les facades seront réalisées en panneaux sandwich.
- mur à la base en maçonnerie.

I. 4 - CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.

Acier.

On utilisera de l'acier de nuance E24 de limite d'élasticité inférieur ou égal à

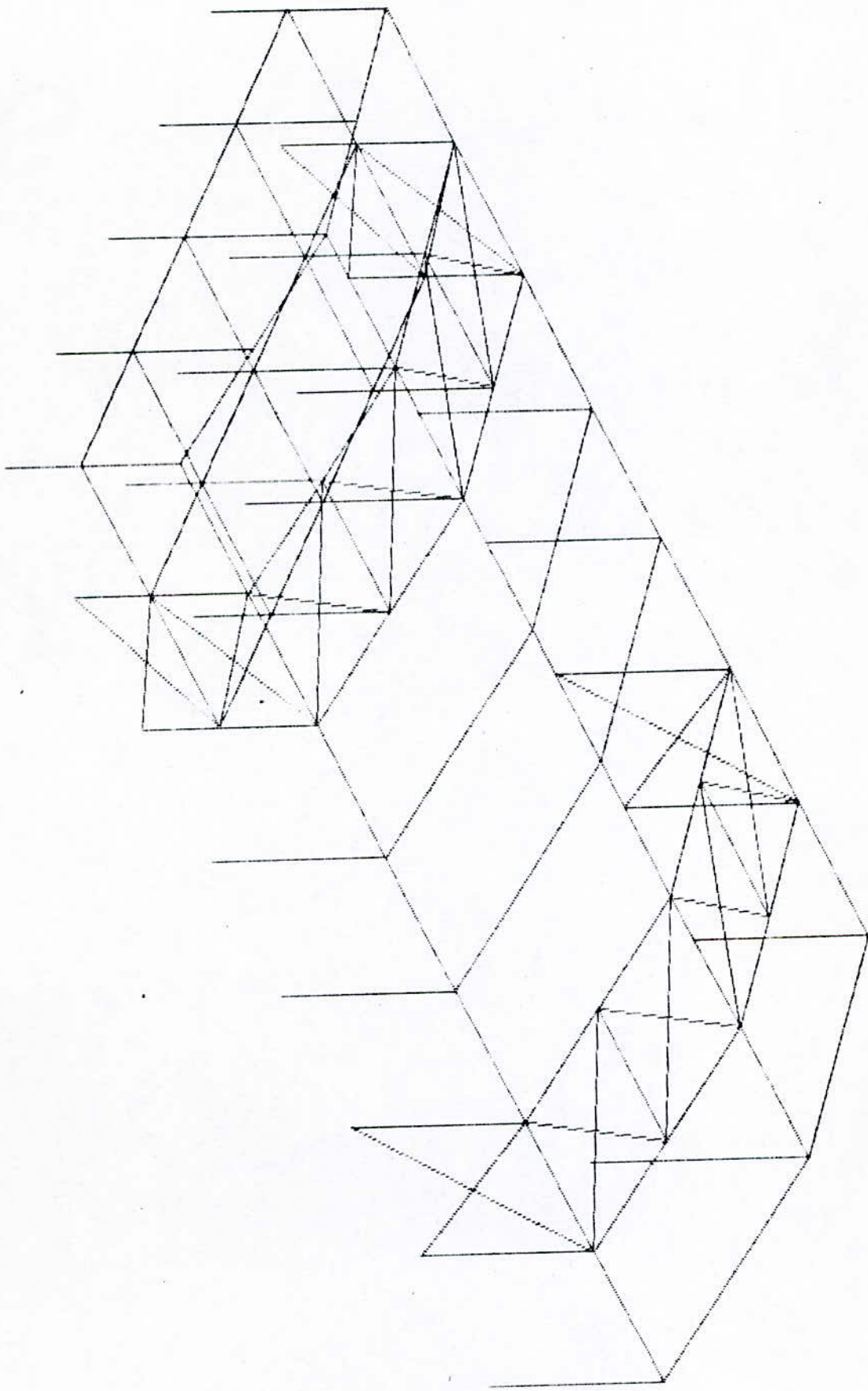
$$\sigma = 2400 \frac{\text{dan}}{\text{cm}^2} \text{ on utilisera aussi}$$

- pour les salives IPE
- poutre IPE
- UAP pour les poutres d'escaliers
- cornière en L à ailes égales
- le ferrailage sera réalisé en HA Fe40

Béton.

Le béton utilisé doit être conforme aux règles de conception des ouvrages en béton-armé.

- béton dosé en 350Kg/m³.
- ciment CPA 325
- $\bar{\sigma} = 25\text{MPa}$



CHAPITRE II

Etude des charges climatiques

- **Neige**
- **Vent**

II. ETUDE DE LA NEIGE.

II. 1- ACTION DE LA NEIGE.

On définit les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute la surface située au dessus du sol, et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures.

II. 2 - CHARGES DE NEIGE SUR LE SOL.

La charge de neige sur le sol S_o par unité de surface est fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré.

La valeur de S_o est déterminée par les lois de variation suivantes en fonction de l'altitude du point considéré comme la structure est implanté à Sétif, zone B.

La valeur de S_o est donc déterminée par la loi de variation suivante en fonction de l'altitude du point considéré.

Zone B : $S_o = 40H + 10$.

$[S_o] = \text{Kg/m}^2$ $[H] = \text{Km}$

l'altitude H est égale à 1 074 m.

$$S_o(\text{extreme}) = \frac{5}{3}(\text{normal})$$

II. 3 - CHARGE DE NEIGE SUR LES TOITURES OU AUTRES SURFACES.

La charge minimale de neige S par unité de surface horizontale de toiture de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = C S_o \quad [S] = \text{Kg/m}^2$$

C : coefficient de la forme de la toiture appelée coefficient de forme.

Pour une toiture simple à deux versants plans d'inclinaison tq $\beta = 0,2 \Rightarrow \beta = 11,3^\circ$.

Pour B compris entre 0 et $30^\circ \Rightarrow C = 0,8$.

$$S(\text{ normale}) = 52,92 \text{ dan/m}^2$$

$$S(\text{ extreme}) = 92,61 \text{ dan/m}^2$$

III. ETUDE AU VENT.

Conformément à la réglementation NV65 et annexes, nous étudierons les différentes actions du vent qui agissent sur notre édifice, on a une construction de forme prismatique à base quadrangulaire.

Caractéristiques :

$$a = 42 \text{ m}$$

$$b = 20 \text{ m}$$

$$h = 9,95 \text{ m.}$$

$$\text{Zone II } H = 1\ 075 \text{ m.}$$

La pression dynamique à la base.

$$Q_B = 70 \text{ dan/m}^2$$

III. 1 - PRESSION DYNAMIQUE DE CALCUL.

$$Q_C = Q_B K_m K_S K_H S B.C$$

K_m : coefficient traduisant l'effet de masque $K_m = 1$.

K_S : coefficient de site (site normal) $K_S = 1$

K_H : coefficient traduisant l'effet de la hauteur de l'ouvrage $K_H = 2,5 \frac{H+18}{H+60}$ pour

$$0 \leq H < 500 \text{ m}$$

$$K_H = 1.$$

S : coefficient de réduction tenant compte de la dimension de la surface frappée de l'élément étudié.

Il est donné par « Fig. RIII2 NV65 »

$$a = 42 \text{ m}$$

$$\} \Rightarrow S = 0,75$$

$$H = 9,95 \text{ m}$$

B : coefficient dynamique $B = 1$.

$$Q_C = 70 \times 1 \times 1 \times 1 \times 0,75 \times 1 \times c = 52,5 \text{ c} \quad \Rightarrow \quad \boxed{Q_C = 52,5 \text{ c}}$$

Coefficient de pression C.

$$C = C_e - C_i \rightarrow \begin{cases} C_e : \text{action ext\u00e9rieure} \\ C_i : \text{action int\u00e9rieure} \end{cases}$$

$$\text{Rapport de dimensions} \begin{cases} \lambda_a = \frac{h}{a} = 0,234 \\ \lambda_b = \frac{h}{b} = 0,497 \end{cases}$$

D\u00e9termination de γ_0 .

(article 2-12 Fig R III 5 P83 NV 65).

Vent normal \u00e0 la grande face Sa $\gamma_0 = 0,85$

Vent normal \u00e0 la petite face Sa $\gamma_0 = 0,99$

III. 2 - ACTIONS EXTERIEURES C_e .

III. 2. 1 - Parois verticales.

Face au vent $C_e = + 0,8 \quad \gamma_0$

Face sous vent $C_e = - (1,3 \gamma_0 - 0,8)$

- vent normal \u00e0 la grande face $C_e = -0,305$
- vent normal \u00e0 la petite face $C_e = -0,477$

III. 2. 2 - Toitures.

Vent normal aux g\u00e9n\u00e9ratrices.

$$\alpha = 12,56$$

$$\gamma_0 = 0,85$$

(Fig. R III 6 NV65 P93) donne

au vent $C_e = - 0,3$

sous vent $C_i = - 0,21$

Vent parallèle aux génératrices.

$$\alpha = 0$$

$$\gamma_0 = 0,99$$

(Fig. R III 6 NV65 P93) donne

$$C_e = - 0,5$$

III. 3 - ACTIONS INTERIEURES.

- Coefficient de perméabilité.

$$\mu = \frac{\text{Section ouverte dans la paroi}}{\text{Section totale de la paroi}}$$

- facade droite	$\mu = 0\%$
- facade postérieure	$\mu = 0\%$
- facade principale	$\mu = \frac{2 \times 4,5}{42 \bullet 7,95} = 29,95\%$
- façade gauche	$\mu = \frac{110,75}{20 \bullet 7,95 + 20} = 5,8\%$

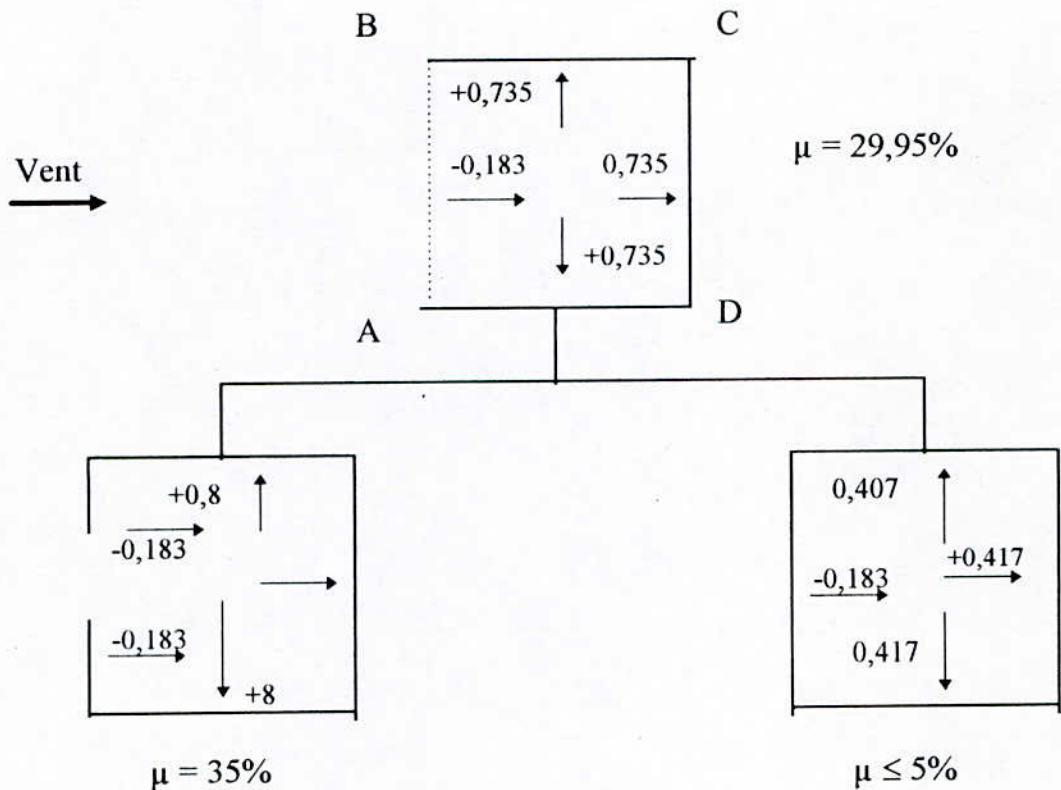
Remarque.

La façade gauche est pratiquement considérée fermée vu que son coefficient de perméabilité est pratiquement égale à 5% selon RNV 65.

On a donc une construction à 3 parties fermées et une paroi partiellement ouverte dont son coefficient de perméabilité est compris entre 5% et 35%.

Trois cas d'études s'imposent.

1er cas : Parois partiellement au vent $\gamma_0 = 0,83$



Construction fermée $\mu < 5\%$

Sur chacune des parois AB, BC, CD, AD on applique :

soit une surpression $C_i = + 0,6 (1,8 - 1,35 \gamma_0)$

soit une dépression $C_i = - 0,6 (1,380 - 0,8)$

Construction ouverte $\mu \geq 35\%$

- paroi fermée AD, BC, CD $C_i = + 0,8$

- paroi ouverte ($\mu > 35\%$) $C_i = 0,6 (1,380 - 0,8) = - 0,183$

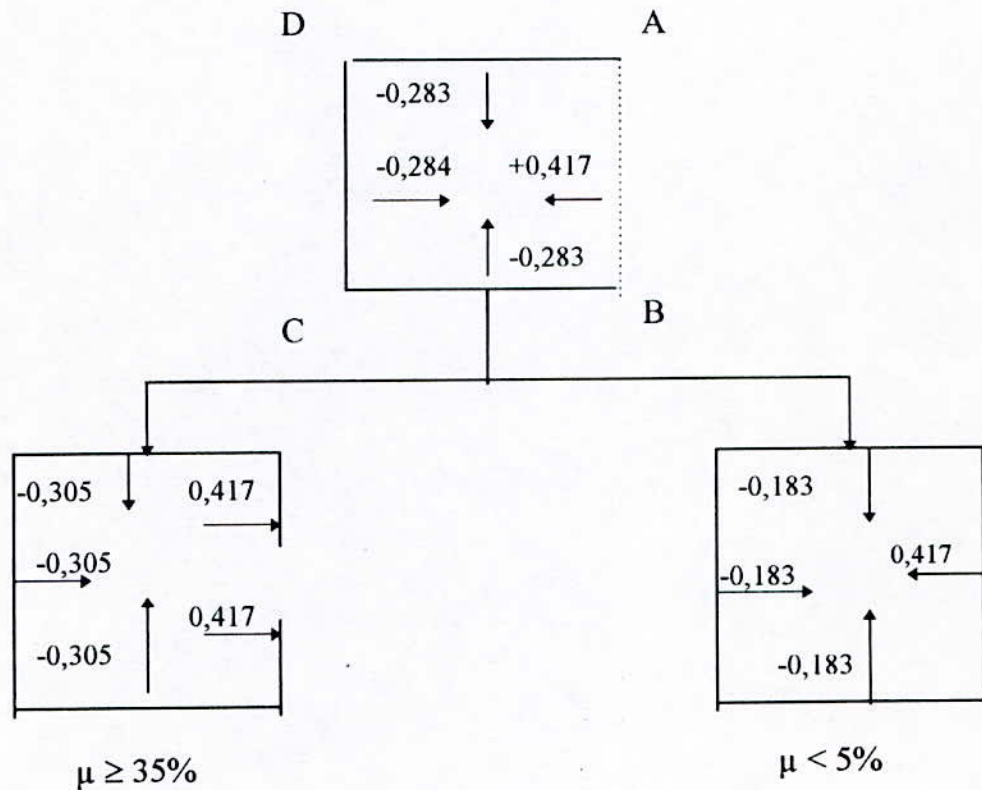
après interpolation on aura :

- paroi AB $\rightarrow C_i = - 0,183$

- paroi AD CD CB $\rightarrow C_i = 0,417 + 0,383 \frac{24,95}{30}$

$C_i = 0,735$

2eme cas : Parois partiellement ouverte sous le vent et normale au vent $\gamma_0 = 0,85$

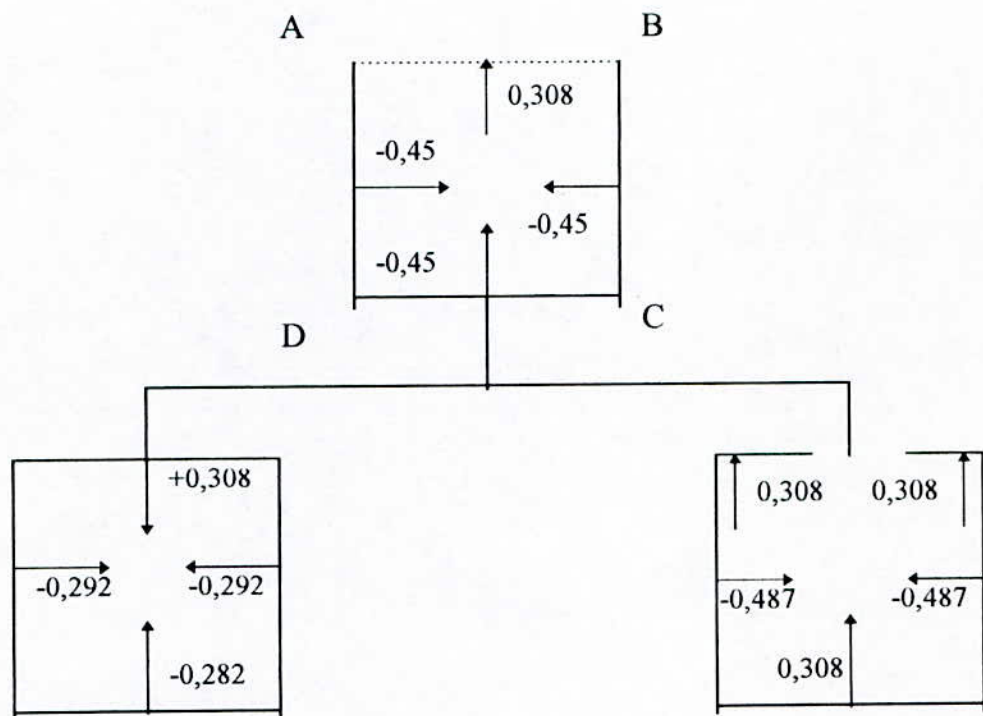


Construction ouverte

- parois ouvertes ($\mu \geq 35\%$) sous vent et normalement au vent $C_i = 0,417$
 - parois fermées ($\mu \leq 5\%$) (parois AD, DC, CB $C_i = + 1,380 - 0,8) = - 0,305$
- après interpolation on aura :

- paroi AB $\rightarrow C_i = - 0,417$
- paroi BC, CD AD $\rightarrow C_i = - 0,284$

3eme cas : Parois partiellement ouvertes sous vent et parallèle au vent $\gamma_0 = 0,99$



Construction ouverte

– paroi fermée (BC, CD, DA) $C_i = - 0,487$

– paroi ouverte AB $C_i = + 0,308$

après interpolation on aura :

– paroi AB $\rightarrow C_i = 0,308$

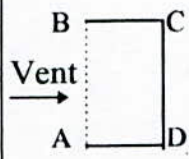
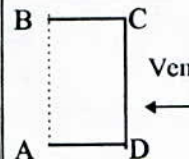
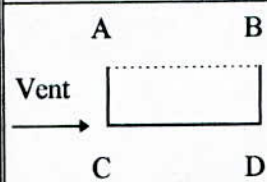
– parois BC, CD, DA $\rightarrow C_i = - 0,45$

Remarque.

Pour le cas de pression de la construction on a la valeur de $C_i = - 0,183$ est ramenée à $C_i = - 0,2$ selon (Art. 2-2-14 NV65).

Actions globales.

Façades.

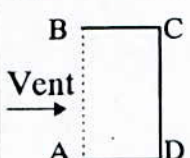
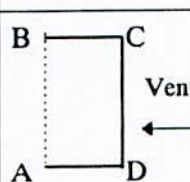
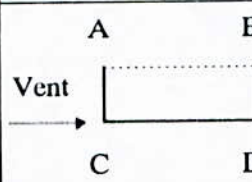
		PAROIS				
		Coef.	AB	BC	CD	DA
	CE	0,8	-0,487	-0,305	-0,487	
	Ci	-0,2	+0,735	+0,735	+0,735	
	$C = C_e - C_i$	1	-1,04	-1,04	-1,222	
	CE	-0,305	-0,1187	+0,8	-0,487	
	Ci	+0,417	-0,284	-0,284	-0,284	
	$C = C_e - C_i$	-0,722	-0,203	1,084	-0,203	
	CE	-0,305	-0,487	-0,305	-0,8	
	Ci	+0,308	-0,45	-0,45	-0,45	
	$C = C_e - C_i$	-0,613	-0,037	-0,125	1,25	

Remarque.

Si $|C| < 0,3$ on prend $|C| = 0,3$ (Art 2-153 NV65)

Actions globales.

Façades.

		PAROIS				
		Coef.	AB	BC	CD	DA
	CE	0,8	-0,487	-0,305	-0,487	
	Ci	-0,2	+0,735	+0,735	+0,735	
	$C = C_e - C_i$	1	-1,04	-1,04	-1,222	
	CE	-0,305	-0,1187	+0,8	-0,487	
	Ci	+0,417	-0,284	-0,284	-0,284	
	$C = C_e - C_i$	-0,722	-0,203	1,084	-0,203	
	CE	-0,305	-0,487	-0,305	-0,8	
	Ci	+0,308	-0,45	-0,45	-0,45	
	$C = C_e - C_i$	-0,613	-0,037	-0,125	1,25	

Remarque.

Si $/C/ < 0,3$ on prend $/C/ = 0,3$ (Art 2-153 NV65)

Toitures.

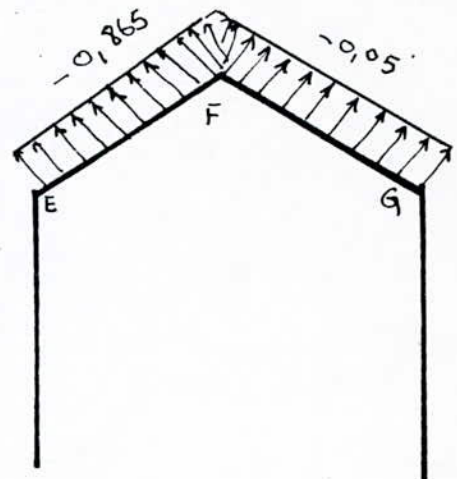
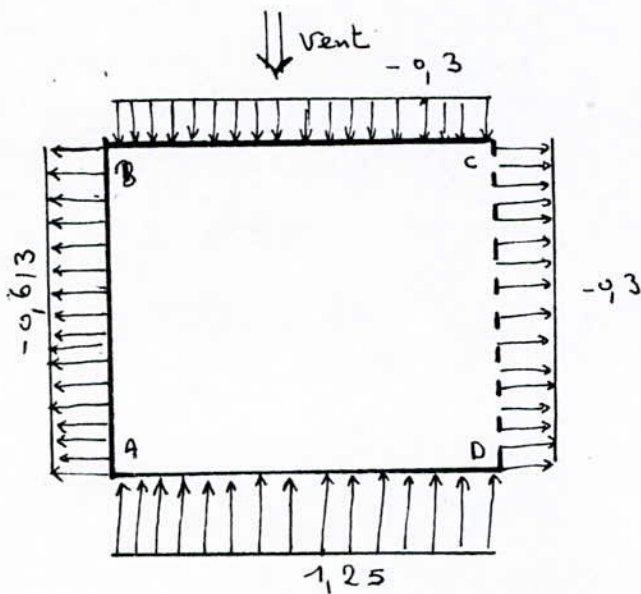
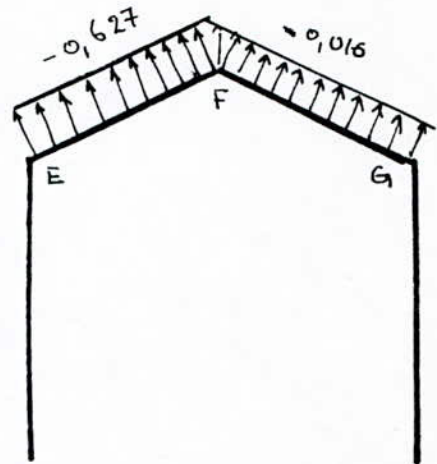
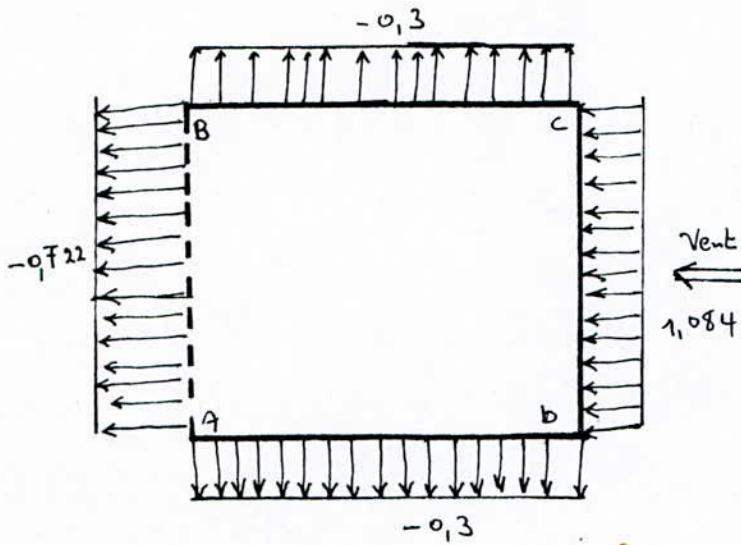
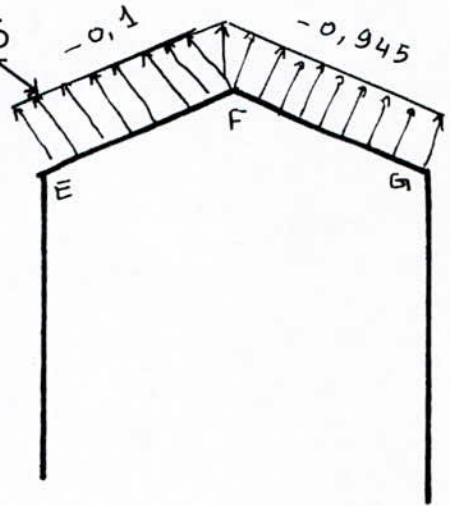
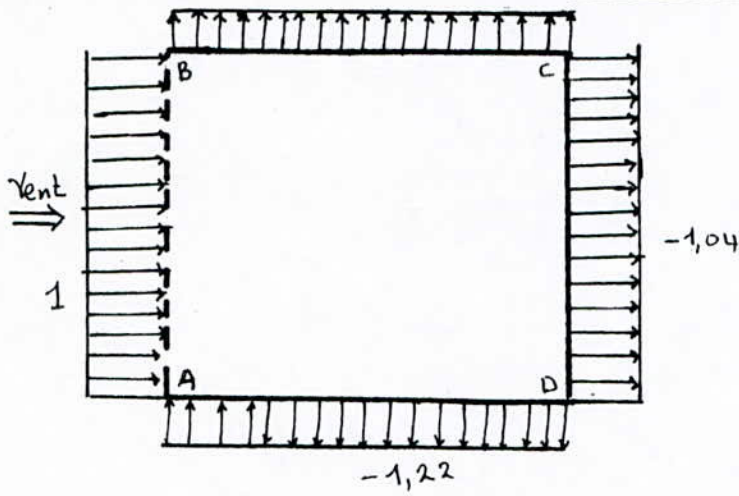
		Versant de toitures		
		Coef.	EF	FG
La paroi au vent Vent normal aux génératrices	CE	-0,3	-0,21	
	Ci	-0,2	0,735	
	$C = C_e - C_i$	-0,1	-0,945	
La paroi ouverte sous vent Vent normal aux génératrices	CE	-0,21	-0,3	
	Ci	+0,417	-0,284	
	$C = C_e - C_i$	-0,627	-0,016	
La paroi ouverte sous vent Vent parallèle aux génératrices	CE	-0,5	-0,5	
	Ci	0,308	-0,45	
	$C = C_e - C_i$	-0,808	-0,05	

COEFFICIENTS CORRECTIFS

FACADES

-1,22

TOITURES



CHAPITRE III

Etude au séisme

III. ETUDE AU SEISME.

Il est possible d'appliquer une méthode dynamique plus exacte basée sur l'utilisation de spectre de réponse adopté au site de la construction.

Toute méthode d'analyse dynamique connue peut être utilisée, ce type d'analyse est obligatoire si la structure présente une dissymétrie dans son plan où des irrégularités dans son élévation pour le calcul dynamique ou utiliser le programme SAP 90.

III. 1 - METHODE DYNAMIQUE PAR ANALYSE DE SPECTRE DE REPONSE.

III. 1. 1 - Hypothèse.

1. Les masses sont supposées concentrées au niveau des noeuds maîtres (MASTER Joints).
2. Seuls les déplacements horizontaux des noeuds sont pris en compte.
3. Les planchers et fondations doivent être rigides dans leurs plan (vis à vis des déplacements horizontaux).
4. Le nombre de modes à prendre en compte est tel que, la somme des coefficients de participation de ces modes soit au moins 90%

III. 1. 2 - Calcul des forces sismiques.

- 1) - La force sismique latérale au niveau k pour le mode i est $F_{ki} = AD_i B Q_i \omega_k$.
- 2) - La force sismique résultante (effort tranchant) au niveau k du au mode i est:

$$V_{k_i} = \sum_{y=k}^n F_{ji}$$

- 3) - La force sismique totale à la base due au mode i est :

$$S_i = AD_i B Q_i \alpha_i \sum_{j=i}^n \omega_j$$

III. 2 - FICHIER DE DONNEES POUR LE SAP90.

Etude sismique.

Spec.

C Spécification du spectre de réponse (RPA88).

a = 0	S = 0,4125	d = 0,1
0.3	2.00	2.00
0.4	2.00	2.00
0.5	2.00	2.00
0.6	1.77	1.77
0.7	1.59	1.59
0.8	1.46	1.46
0.9	1.35	1.35
1.0	1.26	1.26
1.1	1.18	1.18
1.2	1.12	1.12
1.3	1.06	1.06
1.4	1.00	1.00
1.5	0.96	0.96
1.6	0.921	0.921
1.7	0.88	0.88
1.8	0.852	0.852
1.9	0.821	0.821
2.0	0.794	0.794
10.0	0.794	0.70

avec :

a : l'angle d'excitation donnée en degré

$$0^\circ < a < 90^\circ.$$

$$S = AxBxQXg.$$

A : Coefficient d'accélération du zone.

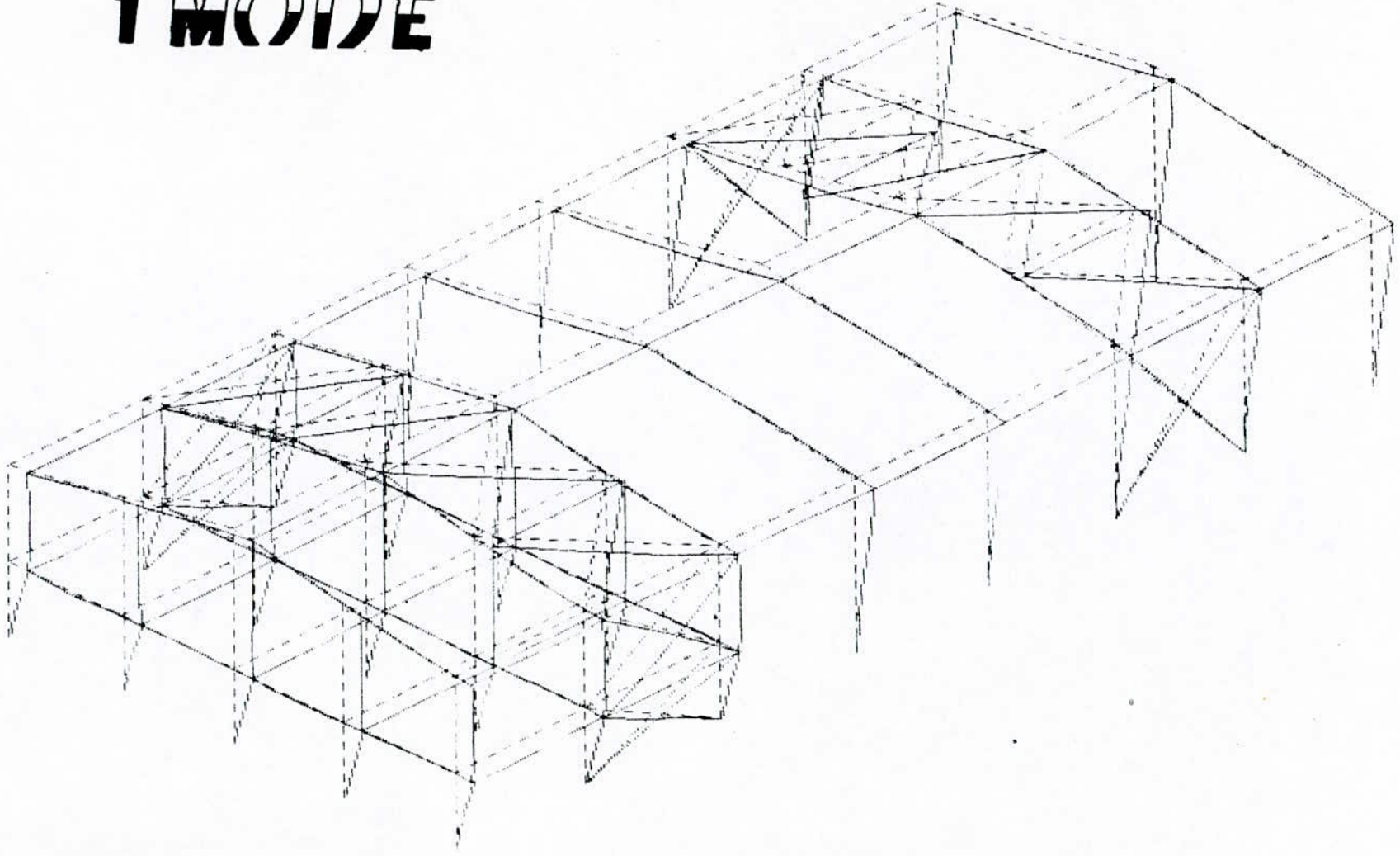
B : Coefficient de comportement.

Q : Coefficient de qualité.

d : Coefficient d'amortissement de la structure.

DEFORMATION

ER IMODE



CHAPITRE IV

Etude du pont roulant

IV - PONT ROULANT

IV. 1 - CARACTERISTIQUES.

Puissance du pont : 5 tonnes.

Réaction verticale maximale dynamique (pont en mouvement).

$$R_{1\max} = 3710 \text{ daN.}$$

Réaction verticale minimale dynamique (pont en mouvement)

$$R_{1\min} = 1230 \text{ daN.}$$

Réaction horizontale longitudinale maximale (pont en freinage)

$$H_p = 640 \text{ daN.}$$

Réaction horizontale transversale maximale.

$$H_t = 540 \text{ daN.}$$

Ecartement des galets de translation : $e = 2,87 \text{ m.}$

IV. 2 - DETERMINATION DES EFFORTS.

IV. 2. 1 - SOUS LES CHARGES VERTICALES.

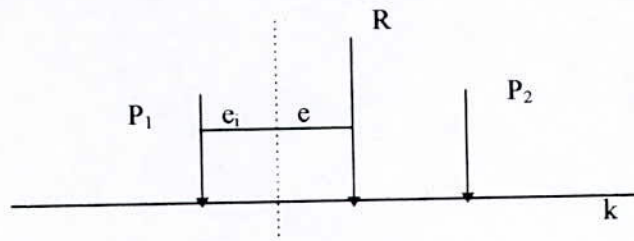
IV. 2. 1. 1 - Moment fléchissant.

Sous l'effet des charges verticales la section dangereuse « S » n'est pas connue, le théorème de Barre nous permet de la déterminer.

La charge P_k sous laquelle se produira le moment fléchissant maximum est habituellement celle qui satisfait l'inégalité

$$\sum_1^{k-1} P_k \leq \frac{R}{2} \leq \sum_1^k P_k$$

Le moment fléchissant est maximum si $e = e_i$



$$R = 2R_{1\max}$$

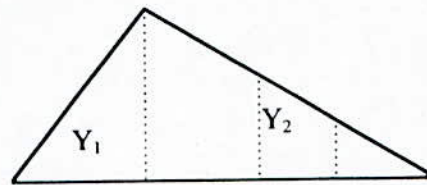
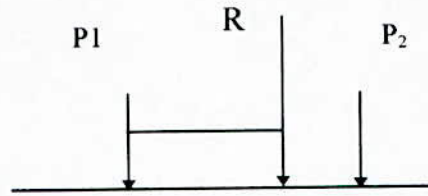
$$P_1 = P_2 = R_{1\max} = 3710 \text{ daN.}$$

1er cas : $P_i = P_1 ; k = 1$

$0 \leq P \leq P ; c'est \text{ bon.}$

2eme cas : $P_i = P_2 ; k = 2.$

$P \leq P \leq 2P ; c'est \text{ bon.}$



La ligne d'influence du moment fléchissant

puisque $P_1 = P_2$ on a donc $e + ei = \frac{2,87}{2} = 1,435$

or $e_i = e$

donc $e = 0,7175.$

on considère le premier cas.

$$a = 2,2825.$$

$$b = 3,7175.$$

$$y_1 = \frac{a \cdot b}{L} = 1,4142$$

$$y_2 = \frac{b - 2,87}{b} y_1 = 0,3224$$

$$M_{\max} = 3710 (y_1 + y_2)$$

$$M_{\max} = 6,495 \text{ t} \cdot \text{m}$$

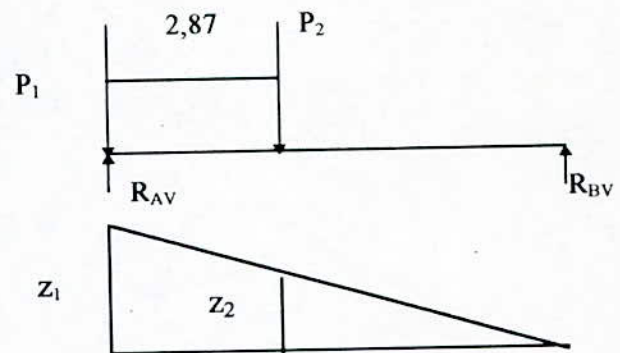
IV. 2. 1. 2 - Effort tranchant.

$$T_{\max} = R_{\max} (z_1 + z_2).$$

$$Z_1 = 1$$

$$z_2 = \frac{l - 2,87}{l} z = 0,52$$

$$T_{\max} = 3710 (0,52 + 1) = 5,64 \text{ t.}$$



Les lois de R.D.M. nous permettent de déterminer R_{AV}, R_{BV}

$$T_{AVl} - R_{l_{\max}} l - R_{\max} (l - 2,87) = 0.$$

$$R_{AV} = \frac{R_{l_{\max}}(l + l - 2,87)}{l} = \frac{R_{l_{\max}}(2l - 2,87)}{l}$$

$$R_{AV} = 5645,4$$

$$R_{BV} = 1774,6$$

IV. 2. 1. 3 - Dimensionnement de la poutre de roulement.

Pour une charge concentrée située à une distance C de l'appui (CM 66 . P 266).

$$f = \frac{PL^2C}{48EI} \left(3 - 4 \frac{C^2}{l^2} \right).$$

$$\text{donc } f_{\text{totale}} = f_1 + f_2 = \frac{P}{48EI} \left[C_1 \left(3 - 4 \frac{C_1^2}{l^2} \right) + C_2 \left(3 - 4 \frac{C_2^2}{l^2} \right) \right] \leq f$$

$$\bar{f} = \frac{L}{750} = \frac{600}{750} = 0,8.$$

d'où:

$$I_x \geq \frac{PL^2}{48E\bar{f}} \left[C_1 \left(3 - 4 \frac{C_1^2}{L^2} \right) + C_2 \left(3 - 4 \frac{C_2^2}{L^2} \right) \right]$$

P : Réaction verticale maximale statique (Pont mobile).

$$P = \frac{R_{l_{\max}}}{Q} \quad ; \quad \varphi = \varphi_1 = 1,25$$

φ = coefficient d'effets dynamique.

$$I_x \geq 10\,601,45 \text{ cm}^4.$$

Nous choisissons un HEA 280.

Les caractéristiques :

$$I_x = 13\,670 \text{ cm}^4$$

$$\omega_x = 1\,010 \text{ cm}^3$$

$$S_x = 556 \text{ cm}^3$$

Poids propre 76,4 daN/ml.

Poids du rail 32 daN/ml.

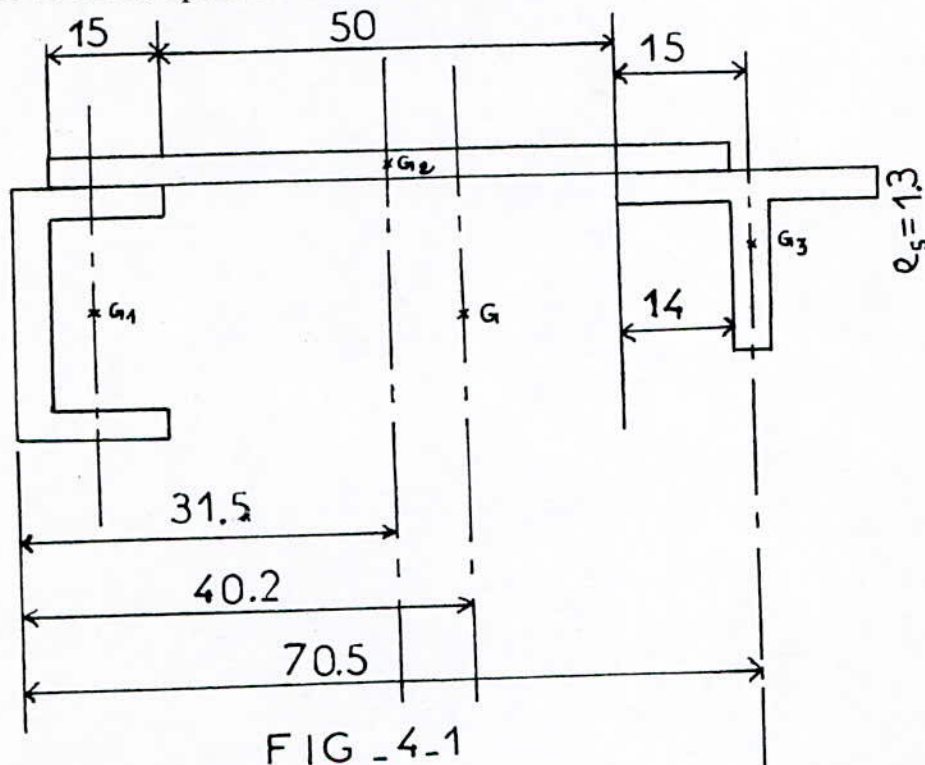
$$\Rightarrow G = 108,4 \text{ daN/ml.}$$

IV. 2. 1. 4 - Poutre horizontale supérieure (poutre de freinage).

C'est une poutre horizontale, elle est constituée par deux membrures. La membrure intérieure (côté du pont) est constituée par la semelle supérieure de la poutre verticale sous rail.

Quant à la membrure extérieure, elle est représentée par un profilé U. A . P 150.

Un fer de 10 mm d'épaisseur forme son aile



Vérification.

Poids propre : 20 daN/ml.

Poids de la moitié de la passerelle : 100 daN/ml.

$$q = 120 \text{ daN/ml.}$$

$$M_{\max} = \frac{4}{3} q \frac{l^2}{8} = 720 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{720 \cdot 10^2}{106} = 679,24 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \leq \sigma_c = 2400 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

Critère de déformabilité.

$$f = \frac{5Q}{384EI} \leq \bar{f}$$

$$f = 1,2 \text{ cm}$$

$$\text{donc } f \leq \bar{f}$$

Caractéristiques géométriques de la poutre de freinage.

$$X_1 = 2,05 \text{ cm} \quad A_1 = 22,9 \text{ cm}^2$$

$$X_2 = 31,5 \text{ cm} \quad A_2 = 60 \text{ cm}^2$$

$$X_3 = 70,5 \text{ cm} \quad A_3 = 46 \text{ cm}^2$$

$$I_1 = A_1 (X_G - X_1)^2 = 33311,7 \text{ cm}^2$$

$$I_2 = A_2 (X_G - X_2)^2 = 4530,97 \text{ cm}^2$$

$$I_3 = A_3 (X_G - X_3)^2 = 42260 \text{ cm}^2$$

$$I_{1/G} = I_{1/yG1} + I_1 = 93,3 + 33311,7$$

$$I_{2/G} = I_{2/yG2} + I_2 = \frac{1}{2} \cdot 603 \cdot 1 + 4530,97$$

$$I_{3/G} = I_{3/yG3} + I_3 = 13354 + 42260$$

$$I_{y/G} = I_{1/G} + I_{2/G} + I_{3/G} = 111550 \text{ cm}^4$$

$$\omega_y = I_{y/XG} = 2776 \text{ cm}^3.$$

$$X_G = 40,19 \text{ cm}$$

IV. 2. 2 - SOUS LES CHARGES HORIZONTALES TRANSVERSALES.

IV. 2. 2. 1 - Calcul de M_{\max}^h .

L'excentricité de $R_{1\max}$ \Rightarrow moment fr torsion M_t

$$M_{t\max} = R_{1\max} e_0 + H_t \cdot C.$$

$$M_{t\max} = 9075 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

$$H_{t\max}^* = H_{t\max} + \frac{M_{t\max}}{h} = 876,11 \text{ daN}$$

$$M_{\max}^H = H_{t\max}^* \cdot h = 23655 \cdot \text{daN} \cdot \text{cm}.$$

IV. 2. 2. 2 - Calcul de T_{\max}^h .

$$T_{\max}^H = H_{t\max} \left(\frac{2l - e}{l} \right) = 1333,44 \text{ daN}$$

IV. 3 - CALCUL DES CONTRAINTES ET VERIFICATION.

IV. 3. 1 - CONTRAINTES PRINCIPALES.

IV.3. 1. 1 - Cointraintes dues au poids propre.

poids propre = $p \cdot p \cdot \text{rail} + p \cdot p \cdot \text{profil}$.

$$PP = 32 + 76,4 = 108,4 \text{ daN/ml.}$$

$$Mp = \frac{PL^2}{8} = 488 \cdot \text{daN} \cdot \text{cm.}$$

$$Tp = \frac{PL}{2} = 325 \text{ daN.}$$

Contraintes.

$$\sigma_p = \frac{Mp}{W_x} = 48,32 < \sigma_e.$$

$$Zp = \frac{T_{\max} S_x}{I_x \cdot e_a} = 16,52 \text{ daN / cm}^2 \leq \frac{\sigma_e}{1,54}$$

IV. 3. 1. 2 - Contraintes dues aux charges verticales du pont.

$$\sigma_{s1} = \frac{M_{\max}}{\omega_x} = \frac{6,495 \cdot t \cdot m}{1010 \text{ cm}^2} = 643,07 \text{ daN / cm}^2$$

$$Z_{s1} = \frac{T_{\max}}{A_a} = \frac{5640}{19,52} = 288,93 \text{ daN / cm}^2$$

IV. 3. 1. 3 - Contraintes dues aux charges horizontales transversales.

$$\sigma_{s2} = \frac{M_{\max}^H}{W_{yG}} = \frac{27000 \text{ daN} \cdot \text{cm}}{2776 \text{ cm}^3} = 973 \text{ daN / cm}^2 \leq \sigma_e$$

$$Z_{s2} = \frac{TS^{yy}}{e_s \cdot I_{yG}} = 41,45 \text{ daN / cm}^2 < \frac{\sigma_e}{1,54}$$

S^{yy} : Moment statique de la section de la poutre horizontale situé à droite de Y_G .

$$S^{yy} = 28 * 1,3 * 30,37.$$

IV. 3. 1. 3 - Contraintes dues aux charges horizontales transversales.

$$\sigma_{s3} = \frac{H_L}{A_s + 15e_a} = 12,25 \text{ daN / cm}^2$$

$Z_{s3} = 0$ (car σ_{s3} est une contrainte de compression simple).

IV. 3. 2 - CONTRAINTES SECONDAIRES.

Dues aux efforts de l'action locale des galets qui se traduit par une compression verticale de l'âme maximale au contact de la semelle supérieure.

$$\sigma_{cpr} = \rho \frac{R}{L \cdot C} \quad ; \quad L = 2h + 50.$$

σ_{zpr} = Contrainte maximale de pression locale.

L : longueur fictive de repartition de la pression.

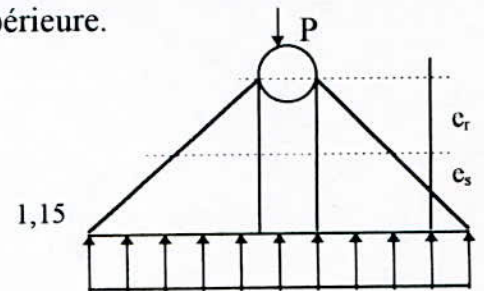
h : dénivellation entre le dessus du rail et le dessus et l'âme.

t : Epaisseur de l'âme

Q : Coefficient de fatigue égale à 1,15.

$$R = \frac{3}{2} R_{1 \max}$$

$$\sigma_{zpr} = 388,33 \text{ daN/cm}^2.$$



IV. 4 - VERIFICATION.

Deux vérifications sont à effectuer :

La première est une vérification classique de la résistance de tous les éléments du chemin de roulement aux efforts d'ensemble de flexion, de torsion et de cisaillement.

Elle sera effectuée conformément aux prescriptions des règles CM 66.

La deuxième est une vérification complémentaire spéciale à la fatigue due au passage du pont roulant.

IV. 4. 1 - VERIFICATION A LA RESISTANCE.

IV. 4. 1. 1 - Pont en service normal.

Contraintes normales.

$$\frac{4}{3} Q_2 \sigma_p + \frac{3}{2} (\varphi \sigma_{s1} + \sigma_{s2} + \sigma_{s3}) \leq \sigma_e$$

$$\varphi_2 : \text{coef de choc} = 1,1$$

$$\rho : \text{coef dynamique} = 1,2.$$

$$\sigma_p = 48,32 \text{ daN/cm}^2.$$

$$\sigma_{s1} = 643,07 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{s2} = 9,73 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{s3} = 12,25 \text{ daN/cm}^2$$

a) *Contraintes normales.*

$$\sigma_x = \sigma_p + \phi_f \sigma_{s1} + \sigma_{s2} + \sigma_{s3} + \frac{3}{2} \leq \sigma_f$$

$$\phi_f = 1,15 \text{ (page 59 CM N}^\circ 4 : 1970).$$

$$\sigma_x = 48,32 + 1,15 \cdot 643,07 + 9,73 + 12,25 = 809,83 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \leq \sigma_f$$

b) Contraintes tangentielles.

$$Z = Z_p + \phi_f Z_{s1} + Z_{s2} + Z_{s3} \leq \frac{1}{1,54} \sigma_f$$

$$Z = 390,24 \text{ daN / cm}^2.$$

$$\sigma_f = 1600.$$

donc :

$$390,24 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \leq 0,65 \cdot 1600 = 1040 \text{ daN / cm}^2$$

c) Contraintes équivalentes.

$$\sigma_c = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3Z^2} \leq \sigma_f$$

$$\sigma_x = 809,83$$

$$\sigma_y = 388,33$$

$$Z = 390,24$$

$$\sigma_c = 974,17 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

donc :

$$\sigma_c \leq \sigma_f$$

donc :

$$1261,36 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \leq \sigma_e$$

Contraintes tangentielles.

$$\frac{4}{3} \phi_2 2_p + \frac{3}{2} (\phi_2 2_{s1} + 2_{s2} + 2_{s3}) \leq \frac{1}{1,54} \sigma_e$$

donc :

$$617,87 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \leq \frac{1}{1,54} \sigma_e$$

IV. 4. 1. 2 - Pont hors service.

Contraintes normales.

$$1,3 \sigma_p \leq \sigma_e.$$

$$1,3 \cdot 48,32 = 62,8116 \leq \sigma_e$$

Contraintes tangentielles.

$$1,3 Z_p \leq \frac{1}{1,54} \sigma_e$$

$$1,3 \cdot 16,52 \leq 0,65 \sigma_e$$

2ème vérification.

Deux vérifications essentielles sont à effectuées.

$$\sigma_{cpr} = \sigma_y = 388,33 \text{ daN/cm}^2.$$

σ_f est déterminée en fonction des paramètres μ , ρ , n (page 57 revue N°4, 1970).

$$\sigma_f = 1600 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{donc : } \sigma_{cpr}^x \leq \sigma_f$$

V. 5 - VERIFICATION DE LA FLECHE.

Flèche verticale.

f_1 : due au poids propre (uniformement répartie)

$$f_1 = \frac{5qL^4}{384 EI_x}$$

$$f_1 = 0,0637 \text{ cm}$$

$f_2 = \text{due au pont roulant}$

$$f_2 = \frac{PL^2}{48 EI_x} \left[C_1 \left(3 - 4 \frac{C^2}{L^2} \right) + C_2 \left(3 - 4 \frac{C_2^2}{L^2} \right) \right]$$

$$f_2 = 0,73 \text{ cm.}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{750} = 0,8.$$

$$\text{donc : } f_1 \leq \bar{f}$$

et

$$f_2 \leq \bar{f}$$

Flèche horizontale.

$$C_1 = 0 \quad ; \quad C_2 = 2,87 \text{ cm}$$

$$f_4 = \frac{H_l^* L^2}{48 EI_{yG}} \left[C_1 \left(3 - 4 \frac{C_1^2}{L^2} \right) + C_2 \left(3 - 4 \frac{C_2^2}{L^2} \right) \right]$$

$$f_4 = 0,019 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0,8 \text{ cm}$$

VI. 6 - VERIFICATION AU VOILEMENT.

Condition de non voilement de l'âme.

$$\left(\frac{\sigma}{7} \right)^2 + Z^2 \leq 0,0015 \left(1000 \frac{e_a}{h_a} \right)^4$$

$$\sigma = \frac{M\rho + M_{s1}}{I_x} \left(\frac{h}{2} - e_s \right) = 12,52 \text{ daN / cm}^2$$

$$Z = \frac{T\rho + T_{G1}}{A_a} = 6,03$$

$$\left(\frac{\sigma}{7} \right)^2 + Z^2 = 34,33$$

$$0,0015 \left(1000 \frac{e_a}{h_a} \right)^4 = 16507$$

$$\text{Donc} \quad : \quad 34,33 < 16507$$

Pas de risque de voilement ; les raidissements sont inutiles mais il est recommandé de mettre des raidisseurs au droit des appuis et des charges.

On adoptera des raidisseurs à l'appui et en travée distant de 1,5 m.

Pour éviter l'utilisation des raidisseurs on doit vérifier :

$$e_a \geq 0,006 h_a \quad ; \quad e_a = 8 \text{ mm} \quad ; \quad h_a = 270 \text{ mm.}$$

$$8 \geq 1,62 \text{ mm.}$$

Donc les raidisseurs longitudinaux sont inutiles.

Condition de non voilement de semelle.

$$\frac{b}{2t} \leq 15 \sqrt{\sigma_e}$$

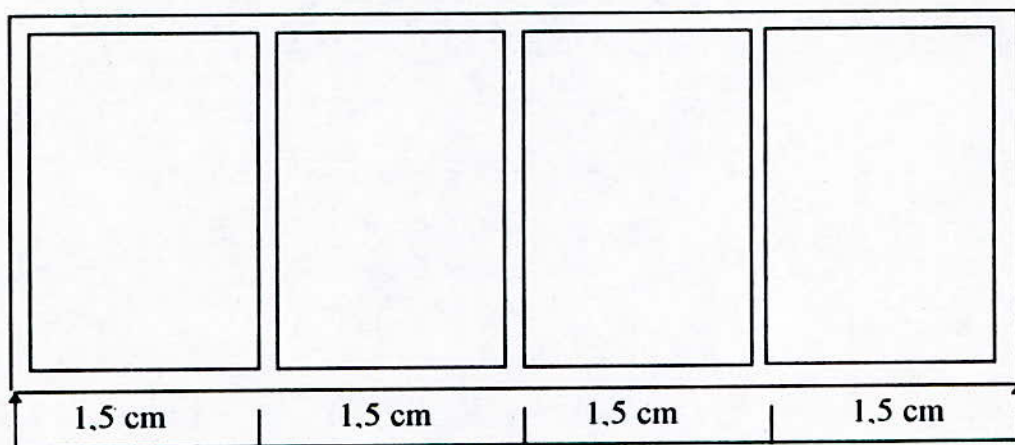
$$t = 1,3$$

$$b = 28$$

$$\sigma_e = 24$$

$$\text{donc } \frac{28}{2 \times 1,3} \leq 15$$

$$\Rightarrow 10,76 \leq 15.$$



CHAPITRE V

Prédimensionnement des éléments secondaires

V - DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES.

V. 1 - PANNES.

V. 1. 1 - INTRODUCTION.

Les pannes sont des éléments qui ont pour rôle de supporter la couverture, elles peuvent être disposées à la ligne de faitage dans le plan de versant, elles sont constituées généralement par des poutrelles laminées (IPE).

V. 2 - ESTIMATION DES CHARGES.

– Charges permanentes.

* entre-axe des pannes	—————>	1,3 m.
* Poids propre IPE 140	—————>	$12,9 \frac{daN}{mL}$
* Poids de la couverture	—————>	$15 \frac{daN}{m^2}$
plus éléments divers		
* Portée des poutres	—————>	6,00m.

$$C_p = 12,9 + (15 \cdot 1,3) = 32,4 \frac{daN}{mL}$$

– Surcharges climatiques.

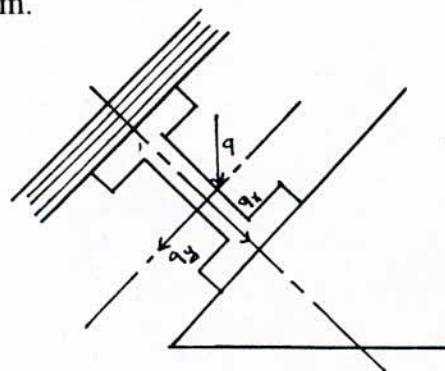
neige normale ———> $90 \times 1,3 = 137 \text{ daN/mL}$

neige extrême ———> $1,66 \cdot 117 = 194,2 \text{ daN/mL.}$

Vent sur les toitures.

$$V_n = (C_e - C_i)Q_c = -0,945 \cdot 52,5 = -49,61 \text{ daN/m}^2$$

Vent normal ———> $V_n = -49,61 \cdot 1,3 = 64,5 \frac{daN}{mL}$



Vent extrême $\longrightarrow Ve = 1,75 Vn = -112,86 \frac{daN}{mL}$

on effectue le calcul de la panne selon la combinaison la plus défavorable.

- * $\frac{4}{3} C_p + \frac{3}{2} V_n \longrightarrow 218.7 \text{ daN/mL}$
- * $C_p + N_e \longrightarrow 226.6 \text{ daN/mL.}$
- * $C_p + \frac{3}{2} V_n \longrightarrow -64,35 \text{ daN/mL.}$
- * $C_p + V_e \longrightarrow -80,5 \text{ daN/mL.}$

La combinaison $(C_p + N_e)$ à prendre pour le calcul.

$$q = 227 \frac{daN}{mL}$$

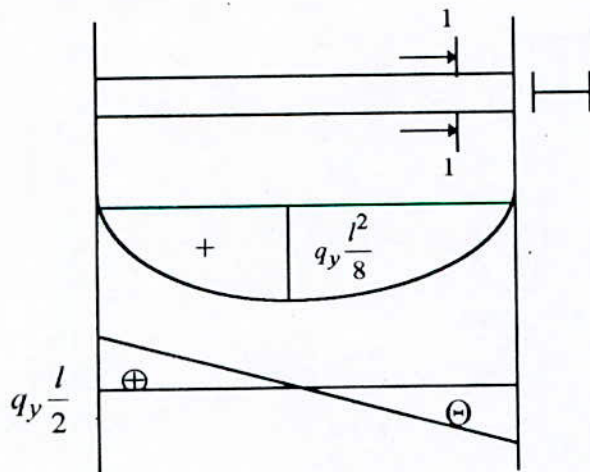
La pente est de $11,3^\circ$.

$$\Rightarrow q_x = q \cos \alpha = 223 \text{ daN/mL.}$$

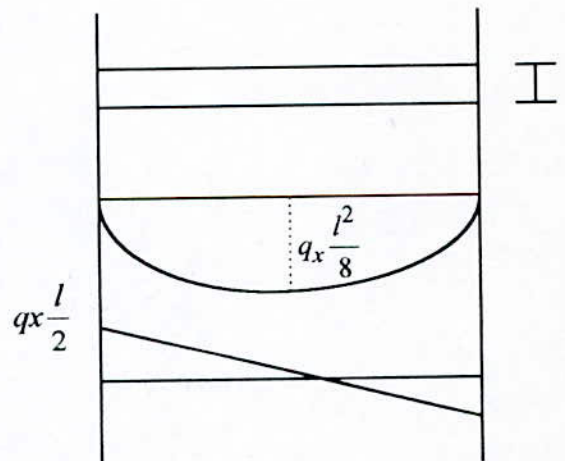
$$q_y = q \sin \alpha = 41 \text{ daN/mL.}$$

V. 3 - CALCUL DES EFFORTS M. T.

Suivant xx



Suivant yy



$$M_{x \max} = q_x \frac{l^2}{8} = 1004 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y \max} = q_y \frac{l^2}{8} = 194 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$T_{x \max} = q_x \frac{l}{2} = 681 \text{ daN}$$

$$T_{y \max} = q_y \frac{l}{2} = 129 \text{ daN}$$

Les pannes travaillent à la flexion simple. Il est donc nécessaire de cumuler les contraintes dues aux flexions dans les deux directions soit un IPE 140.

V. 4 - VERIFICATION.

A la résistance.

$$\sigma = \frac{M_x}{\omega_x} + \frac{M_y}{\omega_y} = \left(\frac{1004}{77,3} + \frac{194}{12,3} \right) 100 = 1427 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma < \sigma_e = 2400 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

Au cisaillement.

$$\tau_{xx} = \frac{T_y S^{yy}}{I_y e_s} = \frac{129 \cdot 44,2}{44,9 \cdot 0,69} = 184 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} < \frac{\delta e}{1,54}$$

$$\tau_{yy} = \frac{T_x S^{xx}}{I_x e_a} = \frac{681 \cdot 44,2}{541 \cdot 0,47} = 118,4 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} < \frac{\delta e}{1,54}$$

A La flèche.

$$\text{Flèche admissible } \bar{f} = \frac{L}{200} = 3 \text{ cm}$$

on effectue le calcul de la flèche sans pondérer les charges et suivant le règlement en vigueur.

$$\bar{q} = Cp + N_n = 150 \text{ daN / mL}$$

$$q_x = \bar{q} \cos \alpha = 147 \text{ daN / mL}$$

$$q_y = \bar{q} \sin \alpha = 26,5 \text{ daN / mL}$$

$$f_x = \frac{5q_x l^4}{384E I_x} \Rightarrow f_x = 2,18 \text{ cm} < \bar{f}$$

$$f_y = \frac{5q_y l^4}{384E I_y} \Rightarrow f_y = 4,74 \text{ cm} > \bar{f}$$

La condition de flèche n'est pas satisfaite dans le sens de la plus faible inertie du profilé. Deux solutions sont possibles.

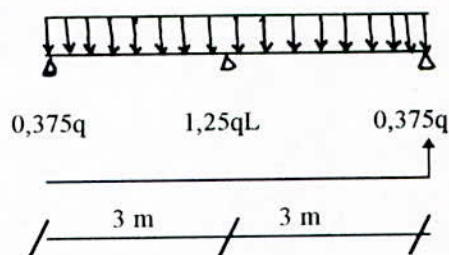
1. Adopter un profilé de section supérieure, ce qui implique un poids important donc le cout.
2. On doit mettre des liernes afin de diminuer la longueur de flambement elles sont disposées à mi-travée.

Ces liernes travaillent à la traction, elles doivent reprendre des réactions d'appuis en outre ces liernes doivent sopper aussi à la rotation de la panne.

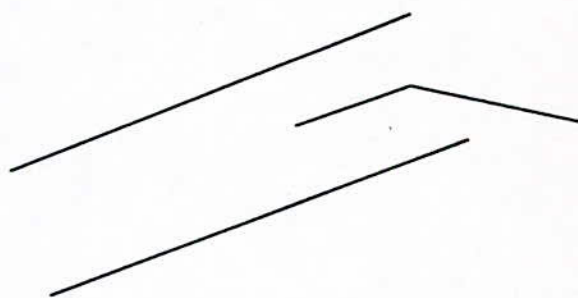
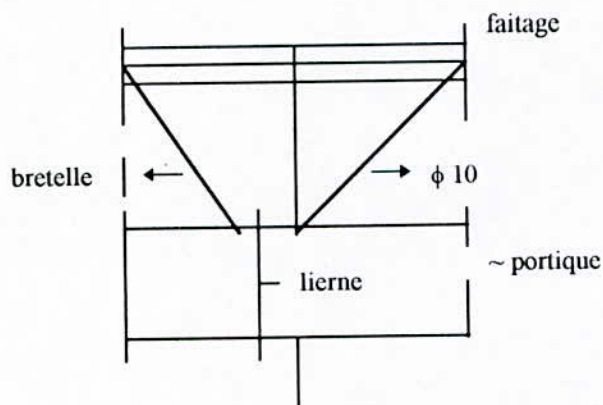
$$q_y = 25,5$$

$$R_A = 1,25 q_y l = 99,33$$

$$\sigma = \frac{F}{Ar} < \sigma_e \Rightarrow Ar \geq 0,041 \text{ cm}^2$$



nous choisissons des rond $\varnothing 10$.



Au déversement.

La panne est maintenue latéralement à la membrure supérieure par les fixations des couvertures, empêchant tout déplacement latéral de cette membrure, tandis que les efforts de soulèvement dû au vent entraînent pratiquement dans tous les cas des efforts de compression dans la membrure inférieure des pannes.

Donc il est nécessaire de faire la vérification au déversement.

$$\bar{q} = Cpy + Ve = -8,1 \frac{daN}{mL}$$

$$f = \frac{\bar{q} L^2}{8\omega_x} = \frac{81 \cdot \sigma^{-2} 10^4}{8 \cdot 77,3 \cdot 100} = 471,5 \frac{daN}{cm^2}$$

$$f = 471,5 \frac{daN}{cm^2}$$

$$C = 1,132 \quad ; \quad B = 0,814 \quad ; \quad D = 4$$

$$d = 500 \frac{daN}{cm^2} \Rightarrow d < \delta e$$

$$N_o = 275 \Rightarrow k_o = 11,55$$

$$k_d = \frac{k_o}{1 + \frac{d}{\delta e} (k_o - 1)} = \frac{11,55}{1 + \frac{500}{2400} (11,55 - 1)}$$

$$K_d = 3,61$$

$$k_d \delta_f = 1702 < 2400$$

CHAPITRE VI

Etude de plancher

VI - ETUDE DU PLANCHER.

VI. 1 - INTRODUCTION.

Le plancher mixte acier-béton à dalle collaborante est constitué par

- * Des solives métalliques.
- * Une tôle nervurée (TN40)
- * Des connecteurs.
- * Une dalle en béton armé.

Pour éviter le glissement entre l'acier et le béton au droit de leurs jonctions, on dispose des connecteurs qui doivent équilibrer les efforts de glissements qui tendent à séparer l'acier du béton.

Plusieurs types de connecteurs.

- Connecteurs souples en profilés.
- Connecteurs à boucle.
- Connecteurs à goujons.
- Connecteurs type butée en plusieurs formes.
- En [, I.
- RpnD en béton.
- A fer en cheval

VI. 2 - ELEVATION DES CHARGES.

* Charges permanentes.

- Carrelage (2 cm)	40 daN/m ²
- Sable	57
- Mortier déposé	40
- Dalle en béton armé	200
- Faux plafond	28
- Cloisons	75
+ TN 40	15
<hr/>	
Total	457 daN/m ²

* Surcharges d'exploitation.

Salle et bureaux $Q = 500 \text{ daN/m}^2$

VI. 3 - PREDIMENSIONNEMENT DES SOLIVES.

Cp sur les solives $Cp = 457 \times 1 + 20 = 477 \text{ daN/mL}$.

La solive est encastree à ces deux extrémités, elle travaille en flexion simple.

$$q_1 = \frac{4}{3} Cp \times \frac{3}{2} Q = 1386 \text{ daN / mL.}$$

$$q_2 = Cp + Q = 957 \text{ daN / mL}$$

VI. 3. 1 - Prédimensionnement à la flèche.

Poutre bien castrée.

$$f = \frac{q_2 L^4}{384 EI} \leq \bar{f} = \frac{L}{300} = \frac{500}{300} = 1,67 \text{ cm.}$$

$$I_x \geq \frac{q_2 L^4}{384 Ef} \approx 445 \text{ cm}^4.$$

Soit IPE 180 $I_x = 1317 \text{ cm}^4$.

VI. 3. 2 - Vérification.

* A' La résistance.

$$\sigma_f = \frac{1386 \cdot 5 \cdot 10^4}{12 \cdot 146 \cdot 10^2} = 1977 \frac{\text{daN}}{\text{Cm}^2} < 2400 \frac{\text{daN}}{\text{Cm}^2}$$

* Au cisaillement.

$$T = \frac{q \cdot l}{2} = 3465 \text{ daN.}$$

$$\tau = \frac{T \cdot S}{I_x \cdot la} = 274 \left(\frac{\delta e}{\sqrt{3}} \right) = 1385 \frac{\text{daN}}{\text{m}^2}$$

* A' La flèche.

$$f = \frac{q_2 L^4}{384 EI} = 0,56; \quad \bar{f} = 1,67 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow f < \bar{f}$$

* Au deversement.

Les semelles sont comprimées par le béton.

Donc il n'y a pas risque de déversement.

VI. 4 - ETUDE DES PANNEAUX DALLES.

Voir figure.

$$f = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1}{6} = 0,16 < 0,4$$

\Rightarrow La flexion est dans le sens de petite portée puisque il y a continuité des panneaux

et $\frac{l_x}{l_y} \leq 0,4$ on utilise la méthode forfaitaire.

VI. 4. 1 - CONDITION D'APPLICATION BAEL 'EI' 12.

- * Fissuration non préjudiciable.
- * Moment quadratique est le même.
- * Les portées successives ont un rapport constant.

$$0,8 \leq \tau \leq 1,25.$$

VI. 4. 2 - CHARGE A CONSIDEREE.

$$\text{A ELU : } q_u = (1,35G + 1,5Q) \quad \Rightarrow \quad q_u = 1367 \frac{\text{daN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{A ELS : } q_{ser} = (G + Q) \quad \Rightarrow \quad q_{ser} = 957 \frac{\text{daN}}{\text{m}^2}$$

VI. 4. 3 - EVALUATION DES MOMENTS.

* Moment isostatique.

$$M_o = \frac{q_u l_x^{-2}}{8} = 170,8 \frac{daN}{mL} \cdot m$$

* Moments sur appuis

– de rive

$$M_{1a} = 0$$

– Appuis proche des appuis de rives.

$$M_{2a} = 0,5M_o = 85 \frac{daN}{mL} \cdot m$$

– Appuis intermédiaires.

$$M_{3a} = 0,4M_o = 68 \frac{daN}{mL} \cdot m$$

* Moments entravés

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{500}{500+457} = 0,52$$

– Travée de rive.

M_t doit vérifier

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq M_{ax} [1,05M_o ; (1+0,3\alpha)M_o.]$$

$$M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_o$$

– Travée intermédiaire.

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq [1,05M_o ; (1+0,3\alpha)M_o.]$$

$$M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_o$$

VI. 4. 4 - APPLICATION.

	Travée de rive	Travée intermédiaire
	$M_t \geq 264,44$	$M_t \geq 198,7$
	$M_t \geq 175,8$	$M_t \geq 255$
Moment à prendre	$265 \frac{daN}{mL} \cdot m$	$M_t = 260 \frac{daN}{mL} \cdot m$

Ferrailage.

* Travée la plus sollicitée.

$$M_u = 265 \frac{daN}{mL} \cdot m.$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 141,6 \frac{daN}{cm^2}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 MPA = 3480 \frac{daN}{cm^2}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{265}{110 \cdot 9 \cdot 141,6} \quad b = 100cm ; d = 9cm.$$

$$\mu_{bu} = 2,32 \cdot 10^{-4} < 0,3 \Rightarrow \text{pas d'acier comprimé.}$$

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 2,9 \cdot 10^{-4} < 0,29.$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 8,99cm$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot f_{su}} = 0,847 \frac{cm^2}{mL}$$

* Appui le plus sollicité.

$$M_u = 85 \frac{daN}{mL} \cdot m$$

$$\mu_{bu} = 7,61 \cdot 10^{-5} < 0,3.$$

$$Z = 9,001 cm ; A_s = 0,28cm^2 / mL$$

* Armatures de répartition.

$$A_y = \frac{A_s}{4}$$

$$A_{y_t} = 0,21 \frac{cm^2}{mL}$$

$$A_{y_a} = 0,07 \frac{cm^2}{mL}$$

* Choix des sections.

Travée.

sens x $A_s = 3 \text{ HA } 6 = 0,85 \text{ cm}^2$

sens y $A_s = 2 \text{ HA } 6 = 0,55 \text{ cm}^2$

pour les chapeux.

dans les deux sens.

$$A_s = 1 \text{ HA } 6.$$

VI. 4. 5 - VERIFICATIONS NECESSAIRES.

* Condition de non fragilité.

Il faut vérifié que :

$$A > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$$

$$f_e = 348 \text{ MPA}$$

$$A > 1,24 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad A = 0,20 \frac{cm^2}{mL}$$

Toutes les sections trouvées sont supérieures à $0,20 \frac{cm^2}{mL}$.

* Vérification au cisaillement.

T effort reniforme.

$$T_u = q_u \frac{lx ly}{2} \Rightarrow T = 4001 \text{ daN.}$$

$$Z_u = \frac{T}{b \cdot z} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$z = 0,9h = 9 \text{ cm}$$

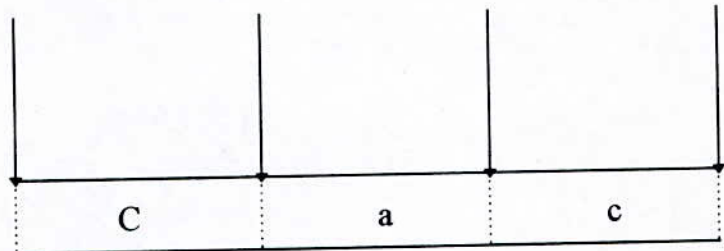
$$Z_u = 4,55 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}.$$

$\bar{Z} = 0,05 f_{c28}$ (avec bétonnage sous reprise sur toute la dalle).

$$\bar{Z} = 1,25 \text{ MPA} = 12,5 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

$$Z_u < \bar{Z}$$

VI. 5 - DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE PORTEUSE.



$$f = \frac{PC(3a^2 + 8C^2 + 12ac)}{24 EI}$$

$$a = c = \frac{L}{4}$$

$$f = \frac{23 qL^3}{1536 EI_x} \quad \bar{f} = \frac{L}{300}$$

$$L = 5 \text{ m.}$$

$$P = (Cp + Q) \cdot 5 = 4885 \text{ daN.}$$

$$f < \bar{f} \Rightarrow I_x \geq 2612 \text{ cm}^4$$

On prend (IPE 240 ; $I_x = 3892 \text{ cm}^4$).

VI. 6 - CALCUL DU PLANCHER MIXTE.

(Voir fig-

Les relations entre les différents paramètres sont définies par les formules suivantes :

$$h = \frac{ho}{2} + do, \quad Bo = B + n \cdot A, \quad I_b = \frac{b \cdot ho^3}{12}$$

en fonction de la position de l'axe neutre deux cas peuvent se présenter .

1er cas.

$$\frac{B}{n \cdot A} \leq 2 \left(\frac{h - ho}{ho} \right) \quad \text{l'axe neutre passe au dessus de la dalle alors } x = \frac{ho}{2} + \frac{do \cdot n \cdot A}{Bo}$$

2eme cas.

$$\frac{B}{n \cdot A} > 2 \left(\frac{h - ho}{ho} \right) \quad \text{l'axe neutre dans la dalle alors } x = \frac{2h}{1 + \sqrt{1 + \frac{2b \cdot h}{n \cdot A}}}$$

Pour notre cas.

ho = 8 cm ; hp = 18 cm (IPE 180), A = 23,9 cm.

La hauteur de la nervure est 4 cm.

$$do = \frac{ho}{2} + 4 + \frac{hp}{2} = 16 \text{ cm}$$

$$h = \frac{ho}{2} + do = 20 \text{ cm}$$

VI. 6. 1 - LARGEUR DE LA DALLE COLLABORANTE.

$$b = \min \begin{cases} -\frac{l}{2} & l: \text{ l'entraxe des solives.} \\ -\frac{L}{10} & L: \text{ portée de la solive} \\ \frac{3}{4} & \text{de la distance de la section considérée à l'appui le plus proche.} \end{cases}$$

$$b = \min \begin{cases} 50 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} \\ 75 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{donc} \begin{cases} b = 30 \text{ cm} \\ B = 400 \text{ cm}^2 \\ B_0 = 758,5 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

on a :

$$\frac{B}{n \bullet A} = 11,1$$

et

$$2 \left(\frac{h - h_0}{h_0} \right) = 3$$

$$\text{donc} \frac{B}{n \bullet A} < 2 \left(\frac{h - h_0}{h_0} \right) \quad \text{donc} \\ x = 11,56 \text{ cm}$$

VI. 6. 2 - LES CONNECTEURS.

Les connecteurs doivent s'opposer au soulèvement de la dalle et résister à son glissement.

On utilise des connecteurs à tête cylindrique, les connecteurs utilisés sont assez haut pour qu'ils soient correctement ancrés dans la dalle.

La capacité d'un connecteur est donnée par :

$$Q = 42d\sqrt{d\sigma_j}$$

avec

$$d \text{ en [cm]}, \quad \sigma_j = \sigma_{28} = 25 \text{MPA.}$$

$$I_o = I_b + nxI_a + S^* x d_o$$

$$I_b = \frac{bh^3}{12} = 4166 \text{ cm}^4$$

$$S^* = \frac{d_o x n x A x B}{B_o} = 3025 \text{ cm}^3$$

$$I_o = 52\,605 \text{ cm}^4$$

Remarque

Selon CTCM art - 2.413 On a $T = \frac{q \cdot l}{2,4}$

$$q = (G + 1,2P) b = 528 \frac{\text{daN}}{\text{mL}}$$

$$T = 1321 \text{ daN}$$

$$T_1 = 76 \frac{\text{daN}}{\text{mL}}$$

l'effort revenant à chaque gougeon

$$Q = T_1 x t_c < \bar{Q}$$

$$t_c \frac{\bar{Q}}{T_1} = 17,11 \text{ cm} \quad \text{en prend } t_c = 17 \text{ cm}$$

$$\text{et } \bar{t}_c = 10 h_o = 80 \text{ cm}$$

$$Q = 17 x 76 = 1292 \text{ daN}$$

$$Q < \bar{Q} \quad \text{Si vé rifié.}$$

Donc il n'y aura pas de glissement entre la dalle et la solive.

* Vérification des contraintes.

$$\sigma_b = \frac{M \cdot x}{I_o}$$

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = 2376 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_b = 52,21 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} = \frac{3}{4} \sigma_b$$

VI. 6. 3 - CONTRAINTE DANS L'AILE SUPERIEURE DE L'ACIER.

$$\bar{\sigma}_a = \frac{n \cdot M}{I_o} (x - h_o) = 247 \frac{daN}{cm^2} < 2400 \frac{daN}{cm^2}$$

Contrainte dans l'aile inférieure de l'acier.

$$\sigma_a = \frac{n \cdot M}{I_o} (ht - x) = 1113,8 \frac{daN}{cm^2} < 2400 \frac{daN}{cm^2}$$

VI. 6. 4 - CONTRAINTES DUES AU RETRAIT.

L'effet du retrait du béton peut être considéré par :

- Traction B . $\rho E b$ \longrightarrow appliquée au béton seul.
- Compression B . $\rho E a$ \longrightarrow sur la poutre composite.
- Moment fléchissant \longrightarrow $S^* \rho E a$ sur la poutre composite.

$$\sigma_b = \rho E b \left[\frac{S^*}{I_o} \left(h + \frac{Ib + nIa}{n \cdot A \cdot d_o} \right) - 1 \right] = 7,5 \frac{daN}{cm^2}$$

$$\bar{\sigma}_a = \rho E a \left[\frac{S^*}{I_o} \left(h - hb + \frac{Ib + nIa}{n \cdot A \cdot d_o} \right) \right] = 415 \frac{daN}{cm^2}$$

$$\sigma_a = -\rho E a \left[\frac{S^*}{I_o} \left(h' - h - \frac{Ib + nIa}{n \cdot A \cdot d_o} \right) \right] = -180 \frac{daN}{cm^2}$$

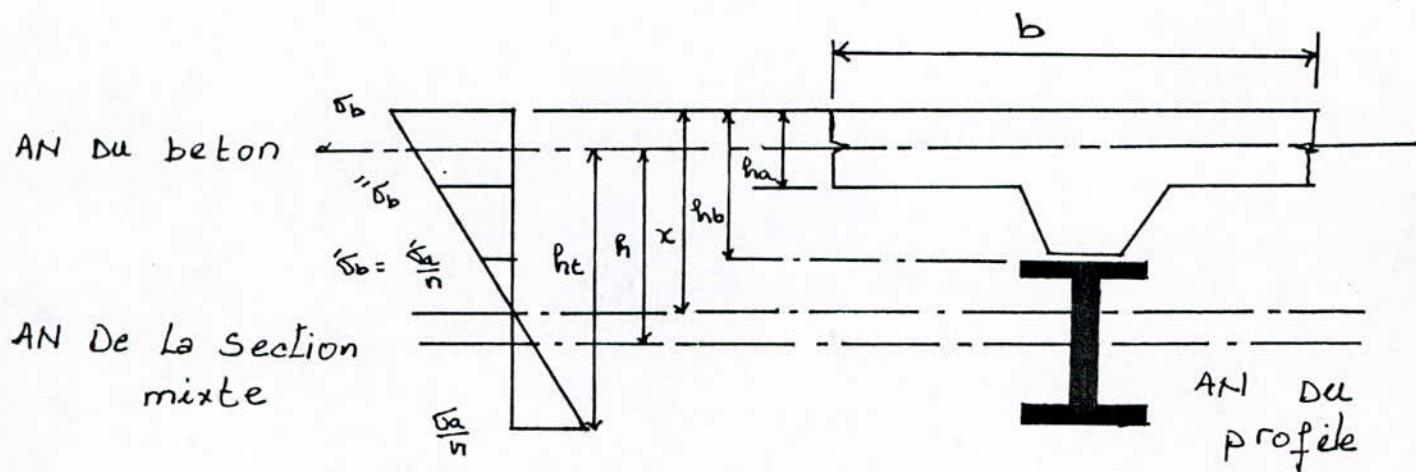
VI. 6. 5 - CONTRAINTES TOTALES DANS LA SECTION MIXTE.

$$\sigma_b = 52,21 + 7,5 = 60 \frac{daN}{cm^2}$$

$$\bar{\sigma}_a = 662 \frac{daN}{cm^2} < 2400 \frac{daN}{cm^2}$$

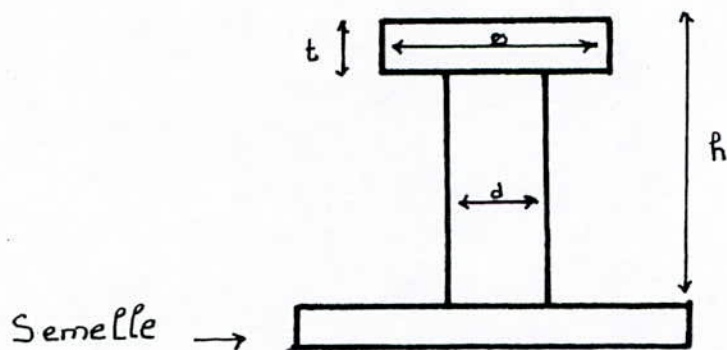
$$\sigma_a = 1293 \frac{daN}{cm^2} < 2400 \frac{daN}{cm^2}$$

PLAQUE MIXTE



— DIAGRAMME DES CONTRAINTES —

FIG. 51



— GOUJON —

FIG. 52

CHAPITRE VII

Fichier de données

ORGANISATION DU FICHER DE DONNEES

Introduction.

Les données pour le SAP90 sont organisées en 19 blocs séparés entre eux par une ligne vièrge.

Un bloc est identifié par son nom qui doit apparaître à la première ligne du bloc et commenté à la première colonne.

	<u>Bloc</u>	<u>Description</u>
1	Tite line	Titre du problème
2	Système	Information du contrôle
3	Joints	Coordonnées aux noeuds
4	Restraints	Conditions aux appuis
5	Springs	Appuis élastiques
6	Masses	Masses concentrées aux noeuds
7	Potentiel	Pression ou température
8	Constraints	Rigidité inter-modale
9	Frame	Elément de poutre
10	Shell	Elément de coque
11	Asolid	Elément plan
12	Solid	Elément de volume
13	Laods	Charges aux noeuds
14	Displacements	Déplacement aux noeuds
15	Prestress	Charge de précontrainte
16	Spec	Reponse spectorale
17	Combo	Combinaison de charge
18	Select	Sélection

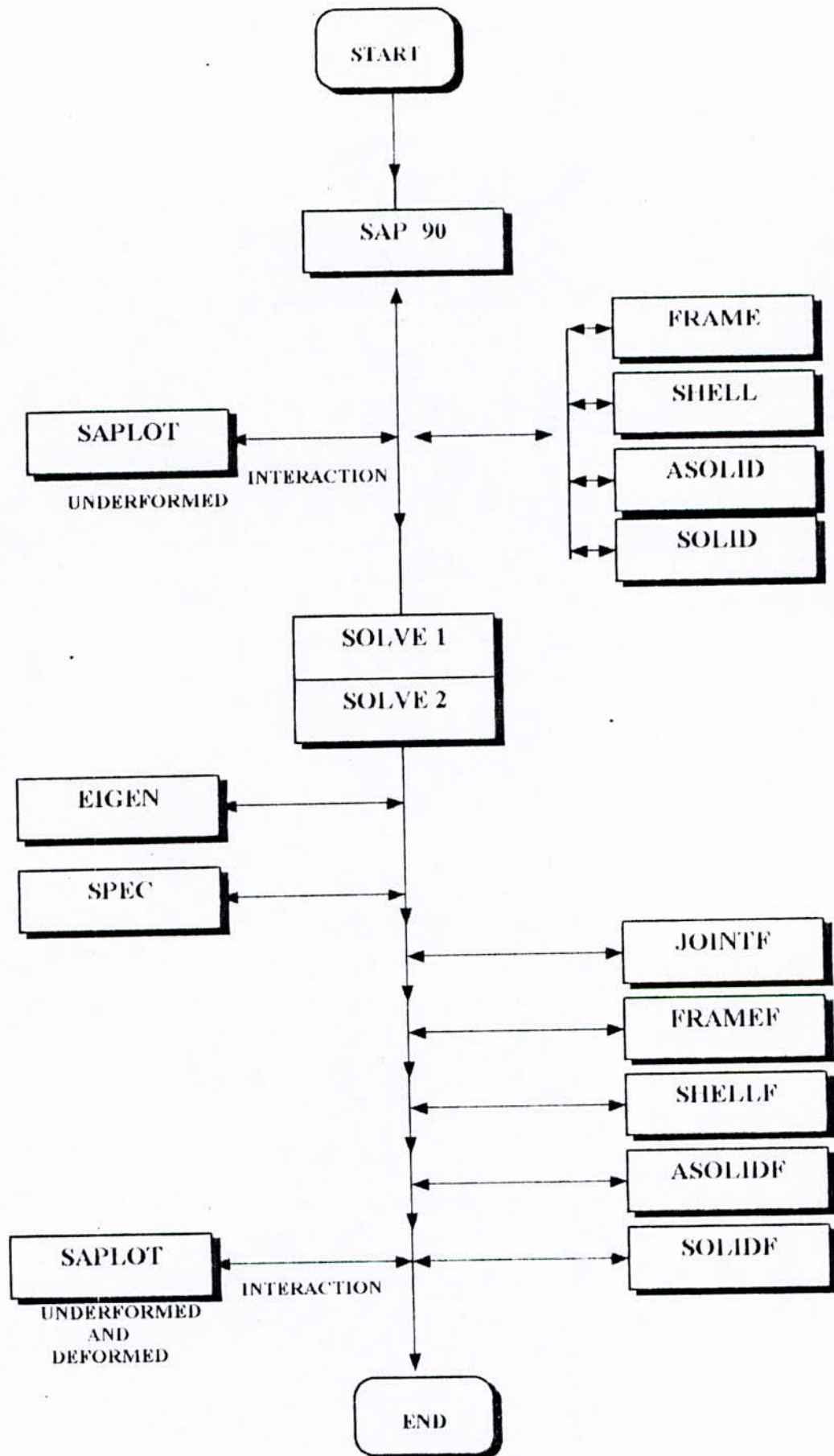


FIG:6_1

THE SAP 90 PROGRAM STRUCTURE

Etude d'un hall industriel en charpente métallique

Système
 n = 84
 Joints

1 = 3

v = 3

1	x = 0	y = 0	z = 0	
8	x = 42	y = 0	z = 0	g = 1,8,1
9	x = 0	y = 5	z = 0	
11	x = 12	y = 5	z = 0	g = 9,11,1
12	x = 0	y = 10	z = 0	
14	x = 12	y = 10	z = 0	g = 12,14,1
15	x = 42	y = 10	z = 0	
16	x = 0	y = 15	z = 0	
18	x = 12	y = 15	z = 0	g = 16,18,1
19	x = 0	y = 20	z = 0	
26	x = 42	y = 20	z = 0	g = 19,26,1
27	x = 0	y = 0	z = 3.5	
39	x = 0	y = 20	z = 3.5	g = 27,39,3
28	x = 6	y = 0	z = 3.5	
40	x = 6	y = 20	z = 3.5	g = 28,40,3
29	x = 12	y = 0	z = 3.5	
41	x = 12	y = 20	z = 3.5	g = 29,41,3
42	x = 0	y = 0	z = 8	
49	x = 42	y = 0	z = 8	g = 42,49,1
50	x = 0	y = 5	z = 9	
52	x = 12	y = 5	z = 9	g = 50,52,1
53	x = 0	y = 10	z = 10	
60	x = 42	y = 10	z = 10	g = 53,60,1
61	x = 0	y = 15	z = 9	
63	x = 12	y = 15	z = 9	g = 61,63,1
64	x = 0	y = 20	z = 8	
71	x = 42	y = 20	z = 8	g = 64,71,1
72	x = 21	y = 10	z = 10	

Restraints

1	26	1	r = 1,1,1,1,1,1
26	33	1	r = 1,1,0,0,1,1
35	71	1	r = 1,0,0,0,1,1
34	72	38	r = 0,0,1,1,1,0

Masses

34	M = 133680,133680,0,0,0,6060160
72	M = 51402,51402,0,0,0,92694994

Frame

NM = 6 NL = 7

C Propriétés mécaniques et géométriques des sections.

1	a = 241e-4	i = 11712e-8,169987e-8	m = 188	w = 1880	e = 21E10	g = 81E8	j = 486e-8
2	a = 226e-4	i = 11270e-8,141200e-8	m = 178	w = 1780	e = 21E10	g = 81E8	j = 440e-8
3	a = 13.2e-4	i = 27.7e-8,318e-8	m = 10.4	w = 104	e = 21E10	g = 81E8	j = 1.71e-8
4	a = 86.8e-4	i = 3668e-8,10460e-8	m = 68.2	w = 682	e = 21E10	g = 81E8	j = 46.3e-8
5	a = 45.9e-4	i = 420e-8,5790e-8	m = 36.1	w = 361	e = 21E10	g = 81E8	j = 14.9e-8
6	a = 31.4e-4	i = 389e-8,1033e-8	m = 24.7	w = 247	e = 21E10	g = 81E8	j = 7.7e-8

C Spécifications des différents cas de charges réparties.

1	WG 0,0,-3666	WL = -3595,-718,0
2	WG 0,0,-3174	WL = -3112,-622,0
3	WG 0,0,2976	WL = 2918,583,0
4	WG 0,3150,0	WL = 0,3150,0
5	WG 0,-3150,0	WL = 0,3150,0
6	WG 0,0,-4770	WL = 0,-4770,0
7	WG 0,0,-5000	WL = 0,-5000,0

C columns

1		m = 1	lp = 3,0	ms = 0,34	g = 2,1,1,1,0,0	NSL = 4	
9		m = 4	lp = 3,0	ms = 0,34	g = 2,1,1,1,0,0		
1	1	27	m = 1	lp = 3,0	ms = 0,34	g = 2,1,1,1,0,0	NSL = 4
9	9	30	m = 4	lp = 3,0	ms = 0,34	g = 2,1,1,1,0,0	
12	12	33	m = 4	lp = 3,0	ms = 0,34	g = 2,1,1,1,0,0	
15	15	60	m = 4	lp = 3,0	ms = 0,72		
16	16	36	m = 4	lp = 3,0	ms = 0,34	g = 2,1,1,1,0,0	
19	19	39	m = 1	lp = 3,0	ms = 0,34	g = 2,1,1,1,0,0	NSL = 5
4	4	45	m = 1	lp = 3,0	ms = 0,72	g = 4,1,1,1,0,0	NSL = 4
22	22	67	m = 1	lp = 3,0	ms = 0,72	g = 4,1,1,1,0,0	NSL = 5
27	27	42	m = 1	lp = 3,0	ms = 34,72	g = 2,1,1,1,0,0	NSL = 4
30	30	50	m = 4	lp = 3,0	ms = 34,72	g = 2,1,1,1,0,0	
33	33	53	m = 4	lp = 3,0	ms = 34,72	g = 2,1,1,1,0,0	
36	36	61	m = 4	lp = 3,0	ms = 34,72	g = 2,1,1,1,0,0	
39	39	64	m = 1	lp = 3,0	ms = 34,72	g = 2,1,1,1,0,0	NSL = 5

C beams

42	27	28	$m = 5$	$lp = 2,0$	$ms = 34,34$	$g = 4,1,3,3,0,0$	
47	28	29	$m = 5$	$lp = 2,0$	$ms = 34,34$	$g = 4,1,3,3,0,0$	
52	27	30	$m = 5$	$lp = 3,0$	$ms = 34,34$	$g = 3,1,3,3,0,0$	NSL = 6,7
56	28	31	$m = 5$	$lp = 3,0$	$ms = 34,34$	$g = 3,1,3,3,0,0$	NSL = 6,7
60	29	32	$m = 5$	$lp = 3,0$	$ms = 34,34$	$g = 3,1,3,3,0,0$	NSL = 6,7
64	42	43	$m = 3$	$lp = 2,0$	$ms = 34,72$	$g = 6,1,1,1,0,0$	NSL = 4,2,3
72	64	65	$m = 3$	$lp = 2,0$	$ms = 34,72$	$g = 6,1,1,1,0,0$	NSL = 4,2,3
80	42	53	$m = 2$	$lp = 3,0$	$ms = 34,72$	$g = 7,1,1,1,0,0$	NSL = 1,2,3
88	53	64	$m = 2$	$lp = 3,0$	$ms = 34,72$	$g = 7,1,1,1,0,0$	NSL = 1,2,3
96	53	54	$m = 3$	$lp = 2,0$	$ms = 72,72$		
103	2	29	$m = 6$	$lp = 2,0$	$ms = 0,34$		
104	3	28	$m = 6$	$lp = 2,0$	$ms = 0,34$		
105	20	41	$m = 6$	$lp = 2,0$	$ms = 0,34$		
106	21	40	$m = 6$	$lp = 2,0$	$ms = 0,34$		
107	29	43	$m = 6$	$lp = 2,0$	$ms = 34,72$		
108	28	44	$m = 6$	$lp = 2,0$	$ms = 34,72$		
109	41	65	$m = 6$	$lp = 2,0$	$ms = 34,72$		
110	40	66	$m = 6$	$lp = 2,0$	$ms = 34,72$		
111	7	47	$m = 6$	$lp = 2,0$	$ms = 0,72$		
112	6	48	$m = 6$	$lp = 2,0$	$ms = 0,72$		
113	25	69	$m = 6$	$lp = 2,0$	$ms = 0,72$		
114	24	70	$m = 6$	$lp = 2,0$			

Loads

42,49,1	L = 2	F = 0,2600, - 75000
64,71,1	L = 2	F = 0,2600, - 75000

C Spécifications du spectre de reponse (RPA88)

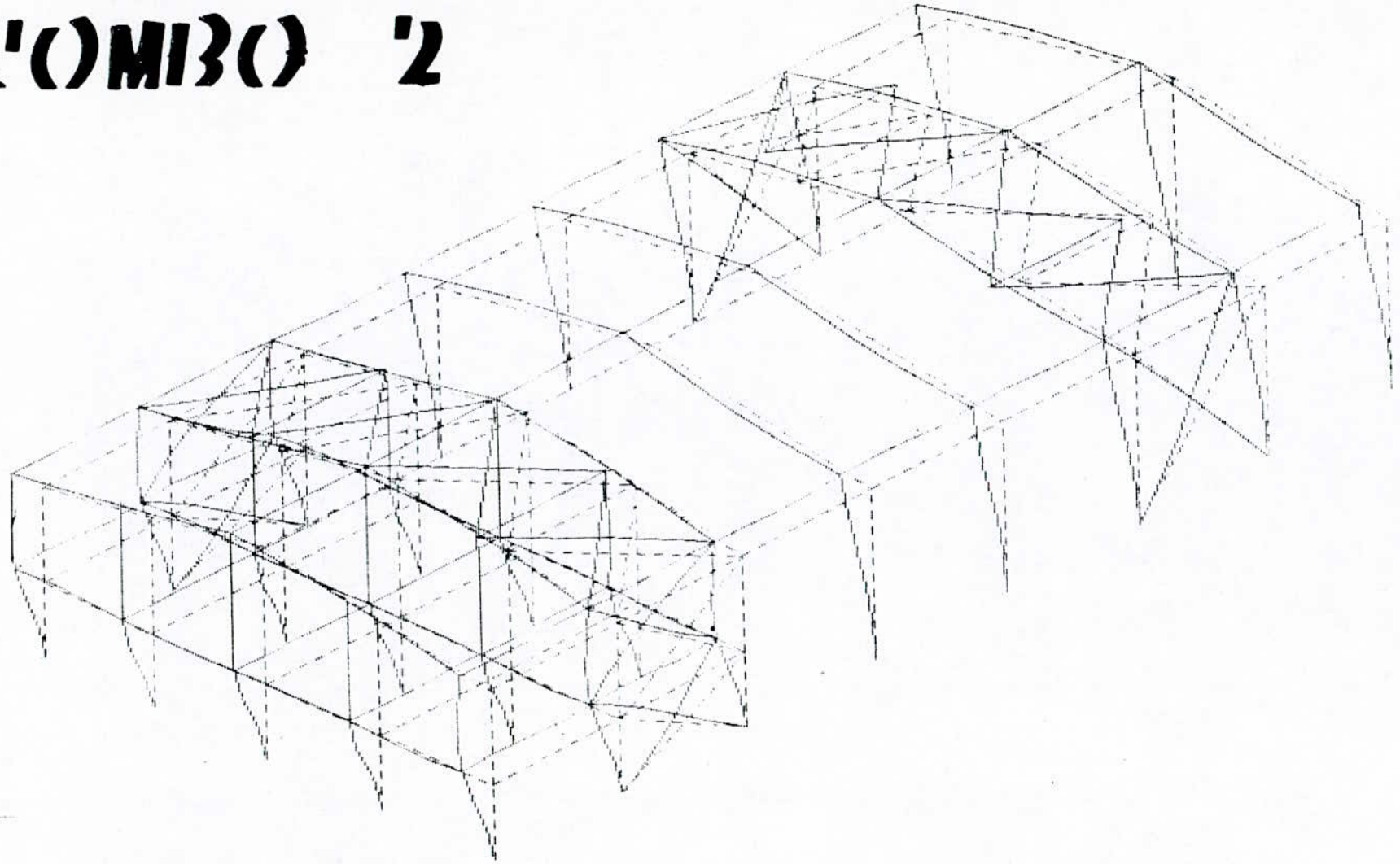
a = 0	s = 0,4125	d = 0,1
0.3	2.00	2.00
0.4	2.00	2.00
0.5	2.00	2.00
0.6	1.77	1.77
0.7	1.59	1.59
0.8	1.46	1.46
0.9	1.35	1.35
1.0	1.26	1.26
1.1	1.18	1.18
1.2	1.12	1.12
1.3	1.06	1.06
1.4	1.00	1.00
1.5	0.96	0.96
1.6	0.921	0.921
1.7	0.88	0.88
1.8	0.852	0.852
1.9	0.821	0.821

Combo

1	C = 4/3,1.5,1.5	D = 1
2	C = 4/3,1.75,1	
3	C = 1,0,1	D = 1
4	C = 0,8,0,0	D = 1
5	C = 1,1,0	D = 1.2

LA ") EF () ") M EE

() M I B () ' 2



CHAPITRE VIII

Vérification des éléments du portique

VIII - VERIFICATION DES ELEMENTS DU PORTIQUE

VIII. 1 - POTEAU (HEA 650) N°1.

$$N = 249779 \text{ N}$$

$$T = - 105599 \text{ N}$$

$$M = 100356 \text{ N} \cdot \text{m}.$$

Le poteau est sollicité en flexion composée, on doit vérifier :

$$K_1 \sigma + k_f \sigma_f \leq \sigma_e$$

* Longueur de flambement.

L'extrémité à la base est parfaitement encastree.

$$\frac{I_m l_t}{I_t l_m} = 29,06$$

$$\frac{l}{l_m} = 1,853$$

$$l = 6,5 \text{ m}$$

$$K_1 = \frac{\mu - 1}{\mu - 1,2} ; \mu = \frac{\sigma_t}{\sigma} ; \sigma_k = \frac{\pi^2 E}{\lambda} ; \lambda = \frac{l_f}{r_y}$$

$$r_y = 0,07 \text{ m}$$

$$\lambda = 92,86$$

$$\sigma_k = 2403,6 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = 103,64 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

$$\mu = 23,19$$

$$k_1 = 1,0137$$

$$k_f = \frac{\mu + 0,25}{\mu - 1,3} = 1,07$$

$$\sigma_f = \frac{M}{W_y} = 1285,3 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{donc : } k_1 \sigma + k_f \sigma_f = 1480,32 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

* Vérification au déversement.

On fait la vérification préliminaire de la stabilité au déversement.

$$\lambda = 92,86$$

$$k = 1,7158$$

$$k \sigma_f = 2205,317$$

$$\text{donc : } k \sigma_f \leq \sigma_e$$

* Vérification au cisaillement.

$$Z_{xx} = \frac{T_{xx} S^{xx}}{e_a I_x} = 139,89 \frac{daN}{cm^2}$$

$$\text{donc } Z_{xx} \leq \frac{\sigma_e}{1,54}$$

VIII. 2 - POUTRE PORTEUSE (IPE 300)

$$M = 684,19 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$T = 71088,82 \text{ N}$$

* Vérification à la résistance.

On vérifie la section de la poutre en flexion simple

$$\frac{M_x}{W_x} = 12295,5 \frac{daN}{cm^2} \leq \sigma_e = 2400 \frac{daN}{cm^2}$$

* Vérification au cisaillement

$$Z_{\max} = \frac{T_{\max} S^{xx}}{I_x e_a} = 249,6 \frac{daN}{cm^2}$$

$$Z_x \leq \frac{\sigma_e}{1,54} = 1558,44 \frac{daN}{cm^2}$$

* Vérification au déversement.

La poutre est entretoisée par le plancher, donc elle est prémunie contre tout risque de déversement .

$$f = \frac{M}{W_x} = 1229,5 \frac{daN}{cm^2}$$

$\psi = 1,053$ (CM 66 annexe 13. 212 P 193).

$$\frac{f}{\psi} = 1167,6 \leq \sigma_e$$

VIII. 3 - TRAVERSE : (HEA 600).

On a d'après la combinaison des cahrges (combo 2).

$$N = 232781,33 \text{ N}$$

$$M_e = 74667,88 \text{ N} \cdot \text{m.}$$

$$M_w = 48157,14 \text{ N.}$$

$$T = 46666 \text{ N}$$

* Vérification à la résistance.

On vérifie la bare à la flexion composée :

$$\frac{M_x}{W_x} + \frac{N}{A} = 258,65 \frac{daN}{cm^2} \leq \sigma_e$$

* Vérification au cisaillement

$$Z_{\max} = \frac{T_{\max} S^{xx}}{I_x e_a} = 3,5 \frac{daN}{cm^2} \text{ très faible}$$

* Vérification au déversement.

La traverse est une pièce soumise à deux moments aux extrémités

$$\bar{\sigma} = 40000 \frac{I_y}{I_x} \left(\frac{h}{l_o} \right)^2 (D-1)$$

$$\bar{\sigma} = 10,68 (D-1)$$

$$D = \sqrt{1 + 0,156 \frac{I}{I_y} \left(\frac{l}{h} \right)^2}$$

$$d = 2,82$$

donc

$$\bar{\sigma} = 19,43 \frac{daN}{mm^2}$$

$$\lambda_o = \frac{l_o}{h} \sqrt{4 \frac{I_x}{I_y} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_e} \right)}$$

$$\lambda_o = 53,4$$

$$k_{d_o} = 1,1398$$

$$C = \sqrt{\frac{3}{1 + \left(\frac{M_2}{M_1} \right) + \left(\frac{M_2}{M_1} \right) - 0,552 \left(1 - \frac{M_2}{M_1} \right)^2}}$$

$$C = 1,4167$$

$$k_d = 0,87$$

$$k_d \leq 1$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier vis à vis au déversement puisque $k_d \leq 1$

CHAPITRE IX

Stabilité et contreventement

IX - STABILITES ET CONTREVENTEMENT

IX. 1 - GENERALITES.

Les stabilités et les contreventements ont pour fonction principale de rendre et de transmettre aux fondations. Les efforts dus aux forces horizontales sollicitants un ouvrage, ainsi que d'empêcher de grandes déformations sous ces mêmes sollicitations. L'importance des stabilités et des contreventements est très grande, elle représente le facteur principale de la sécurité d'un ouvrage.

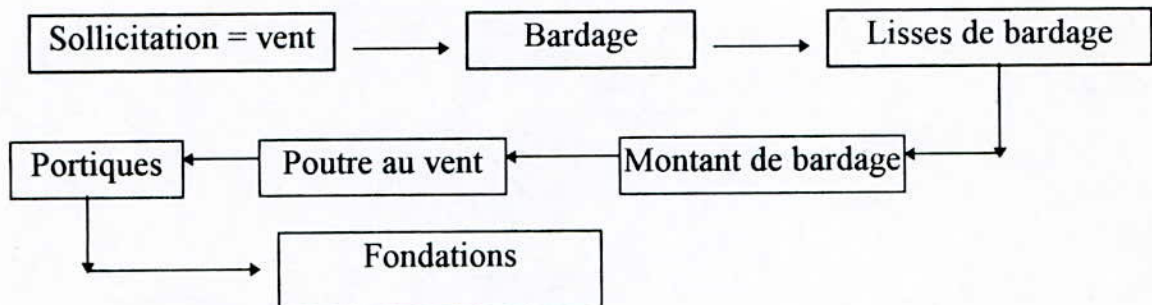
IX. 2 - LES PRINCIPAUX EFFORTS HORIZONTALS SONT

- Les effets du vent
- Les effets de pont roulants
- Les actions dynamiques du seisme
- Les efforts de contre-flambage dans les éléments de compression.
- Les efforts de stabilité dues à une dissymétrie des charges.
- Les efforts des dilatations thermiques.

IX. 3 - PRINCIPAUX CHEMINEMENTS DES EFFORTS HORIZONTAUX.

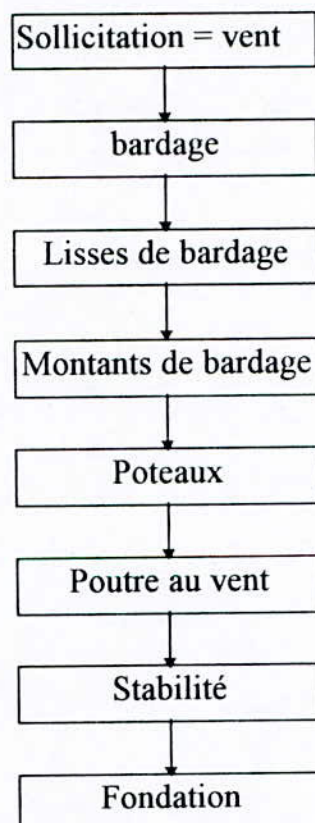
* 1er cas

Stabilité de l'ossature transversalement par portiques cardres.



* 2ème cas.

La stabilité dans le sens longitudinale est assurée par des paliers de stabilité.



IX. 4 - CALCUL DES POTELETS DU PIGNON.

IX. 4. 1 - LES POTELETS DU PIGNON.

Les potelets sont sollicités en flexion composé sous l'effet du poids propre à la base et surcharges du vent le long de sa hauteur.

On fait un choix HEA 260, de longueur $l_0 = 9,95$ m equidistance de 5 m.

IX. 4. 2 - ESTIMATION DES CHARGES.

- Poids propre du potelets $\longrightarrow 9,95 \cdot 68,2 = 678,6$ daN
 - Poids propre des lisses $\longrightarrow 22,4 \cdot 5,3 = 336$ daN.
 - Poids propre du bardage $\longrightarrow 630,5$ daN
-
- $c_p = 1645,09$ daN

Vent.

$$C = 1,25$$

$$V_n = 52,5 \cdot 1,25 \cdot 5 = 328,15 \text{ daN / mL}$$

$$V_e = 574,22 \frac{\text{daN}}{\text{mL}}$$

IX. 4. 3 - CALCUL DES CONTRAINTES.

$$\text{Compression} \quad \longrightarrow \quad \sigma = \frac{C_p}{A} = 0,1895 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{Flexion} \quad \longrightarrow \quad \sigma_f = \frac{N_e l^2}{8\omega_x} = 8,5 \frac{\text{daN}}{\text{mL}}$$

IV. 4 - VERIFICATION.

* Calcul de longueur de flambement.

Dans le plan ZGX

$$L = l_0 = 9,95 \text{ mm}$$

$$\lambda_y = \frac{9,95}{6,5} 153$$

Dans le plan ZGY

$$\lambda_x = 63,3$$

$$\lambda = \lambda_{\max} = \lambda_y = 153 \Rightarrow k = 3,768.$$

On a une pièce symétrique dans laquelle la flexion comprime la fibre à la distance V .
on doit vérifier

$$\frac{9}{8}(k\sigma + \sigma_f) < \sigma_e$$

$$10,36 < 24.$$

donc HEA résiste largement, on refait les mêmes calculs avec un autre choix de telle manière à avoir un profile dont la contrainte soit la plus possible proche de σ_e .

On choisit HEA 200

$$\omega_x = 389 \text{ cm}^3, \quad A = 53,8 \text{ cm}^2, \quad PP = 42,3 \frac{\text{daN}}{\text{mL}}$$

$$Cp = 1387,38 \text{ daN}$$

* Vérification.

$$\sigma = \frac{CP}{A} = 0,2578 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_f = \frac{Ve \cdot l^2}{8\omega_x} = 18,26 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{9}{8}(k\sigma + \sigma_f) = 21,63 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2} < 24 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2}$$

* Au cisaillement.

$$Z_{\max} = \frac{T^{\max} S_x}{e_a I_x} \text{ avec}$$

$$T^{\max} = \frac{Ve - Lo}{2} = 2856,74 \text{ daN}$$

$$Z_{\max} = 2,56 < 0,65 \sigma_e.$$

Alors on optera en HEA 200

IX. 5 - LES LISSES DE BARDAGES.

Les revêtements des parois verticales sont généralement portés par une ossature métalliques comportant des lisses et des potelets ou montants qui résistent aux efforts horizontaux dûs au vent, pour cette raison ils sont généralement destinés à résister à une flexion horizontale.

IX. 5. 1 - CALCUL DES LISSES DES LONG-PANS.

- Espacement \longrightarrow 1,9 m
- Portée \longrightarrow 6 m

a) -Charges permanentes.

Soit un IPE 160

- Poids propre des lisses \longrightarrow 15,8 daN/mL.
- Poids du bardages \longrightarrow 24,7 daN/mL.
- Poids du lienes \longrightarrow 5,7 daN/mL.

$$C_p = 46,2 \frac{daN}{m^4}$$

b) - Vent.

$$C = 1,084$$

$$q_n = 525 \cdot C \cdot 1,9 = 108,12 \text{ daN/mL}$$

$$q_e = 1,75 \cdot q_n = 189,2 \text{ daN/mL}$$

IX. 5. 2 - CALCUL DES CONTRAINTES.

Suivant xx :

$$\sigma_x = \frac{q_e \cdot L^2}{8 \cdot \omega_x} = 7,8 \frac{daN}{mm^2}$$

suivant yy :

$$\sigma_y = \frac{q_e \cdot l^2}{8 \cdot \omega_y} = 3,11 \frac{daN}{mm^2}$$

Le cumul des contraintes $\sigma = \sigma_x + \sigma_y = 10,92 \frac{daN}{mm^2} < \sigma_e$

IX. 5. 3 - VERIFICATION.

* Au déversement.

$$D = \sqrt{1 + 0,156 \frac{J l^2}{I_y h^2}} = 2,32$$

$$C = 1,132$$

$$B = \sqrt{1 + \left(0,405 \frac{\beta C}{B}\right)^2} - 0,405 \frac{\beta \cdot c}{D} = 0,856$$

$$\sigma_d = 40000 \frac{I_y h^2}{I_x l^2} (D-1) B C = 7,37 \frac{daN}{mm^2}$$

$$\lambda_o = \frac{l}{h} \sqrt{\frac{4 I_x}{B C I_y} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_e}\right)} = 226,18 \Rightarrow k_o = 7,95$$

$$k_d = \frac{k_o}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e} (k_o - 1)} = 1,93$$

$$\text{donc } \Rightarrow k_d \cdot \sigma = 21,08 < \sigma_e$$

* Les flèches.

$$\bar{f} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_x = 0,1 \text{ cm} < \bar{f}$$

$$f_y = 0,54 \text{ cm} < \bar{f}$$

Alors le choix de l'espacement 1,9 m et le choix de l'IPE 160 est convenable.

IX. 6 - CALCUL DES LISSES DE BARDAGE DES PIGNONS.

Soit en IPE 180.

Espacement 2,15 m

Portée 5 m.

IX. 6. 1 - CHARGES PERMANENTES.

- Poids propre des lisses 15,8 daN/mL.
- Poids propre de bardage $27,95 \frac{daN}{ml}$.

Vent.

$$C = 1,25$$

$$q_n = 52,5 \cdot C \cdot 2,15 = 15,8 \frac{daN}{mL}$$

$$q_e = 17,5 q_n = 247 \frac{daN}{mL}$$

IX. 6. 2 - CALCUL DES CONTRAINTES.

$$\sigma_x = 7,08 \frac{daN}{mm^2}$$

$$\sigma_y = 8,18 \frac{daN}{mm^2}$$

$$\sigma = \sigma_x + \sigma_y = 15,26 \frac{daN}{mm^2} < \sigma_e$$

IX. 6. 3 - VERIFICATION

* Au déversement.

$$D = 2,331, \quad C = 1,132, \quad B = 0,8225.$$

$$\sigma_d = 400000 \frac{I_y \left(\frac{h}{h}\right)^2}{I_x} (D-1) C \cdot B = 5,79 \frac{daN}{mm^2}$$

$$\lambda_o = 166,93 \Rightarrow ko = 4,47.$$

$$k_d = \frac{ko}{1 + \frac{\sigma}{\sigma_e}(ko-1)} = 2,43$$

$$k_d - \sigma = 21,34 \frac{daN}{mm^2} < \sigma_e$$

Les flèches.

$$\bar{f} = \frac{500}{200} = 2,5 \text{ cm}$$

$$f_x = \frac{5QL^4}{384 EI_x} = 0,28 \text{ cm} < \bar{f}$$

$$f_y = \frac{5QL^4}{384 EI_y} = 0,028 \text{ cm} < \bar{f}$$

IX. 7 - DIMENSIONNEMENT ET VERIFICATION DES DIAGONALES.

Stabilité en croix de Saint-André (X).

Ce type de stabilité est très économique en réalisation le dimensionnement s'effectue en négligeant les diagonales comprimées ; on admet qu'elles flambent dans ce cas tous les efforts sont repris par les diagonales en traction.

Il faut cependant veiller à ce que l'élanement des diagonales $\lambda = \frac{l_f}{\gamma_{\min}}$ soit inférieur à 350.

$$\lambda = \frac{l_f}{\gamma_{\min}} < 350$$

Cas n°1. Stabilité à deux niveaux

Pour la diagonale la plus sollicitée.

$$N = F \ 11276,72 \text{ daN} \ ; \ l_0 = 6,9 \text{ m.}$$

* Vérification à la comparaison.

On choisit une double cornière à aile égale soit $\llcorner 100 \times 100 \times 10$.

$$A = 38,4 \text{ cm}^2$$

$$I = 358 \text{ cm}^4$$

$$\gamma_x = \sqrt{\frac{I}{A}} = 3,05.$$

$$\lambda_x = \frac{f_f}{\gamma_x} = 226,2 \Rightarrow K = 7,96$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = 293,66 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

$$k_\sigma = 2337,5 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} < 2400 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

* A la traction.

$$\sigma = 293,66 \frac{daN}{cm^2} < \sigma_e$$

$$\lambda = \frac{e}{r \min} = 352,04 \approx 350.$$

$$D\lambda = 0,005$$

Cas n°2.

Pour la stabilité à 1 niveau
pour la diagonale la plus sollicitée.

$$N = \pm 53807,35 \text{ lo} = 10 \text{ m}$$

Soit $\llcorner 90 \times 90 \times 9$.

$$A = 31,2 \text{ cm}^2.$$

$$I = 236 \text{ cm}^2$$

* Vérification à la comparaison.

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = 2,73$$

$$\lambda = \frac{l_f}{r} = 255,7 \Rightarrow 10,11$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = 172,45 \frac{daN}{cm^2}$$

$$K\sigma = 1743 \frac{daN}{cm^2} < 2400 \frac{daN}{cm^2}$$

DIMENSIONNEMENT DU CONTREVENTEMENT DE TOITURE

A part les element de stabilite des pannes (liernes bretelles) ainsi que les contreventements verticaux, on se doit dans la conception d'un ouvrage d'assurer la stabilite generale des coubles ou couvertures.

ces poutres de contreventement sont disposees generalement suivant les versants de la toiture.

les poutres de contreventement sont en general constituees de diagonales en croix (cornieres a ailes egalés ou inegales), les montants peuvent-étre des pannes.

il ne faut pas oublier également que ces poutres de contreventement peuvent assurer la stabilite dans le cas d'effort sismique

VERIFICATION DES CONTRAINTES

pour l'element le plus sollicite

$$N = \pm 5140,027 \text{ dan}$$

soit une double corniere a ailes egale

$$\text{J L } 56 * 56 * 5 (\text{cm}^n)$$

LA CONTRAINTE DE LA COMPRESSION

$$\sigma = N/A = 475,07 (\text{ dan/cm}^n)$$

VERIFICATION A LA RESISTANCE

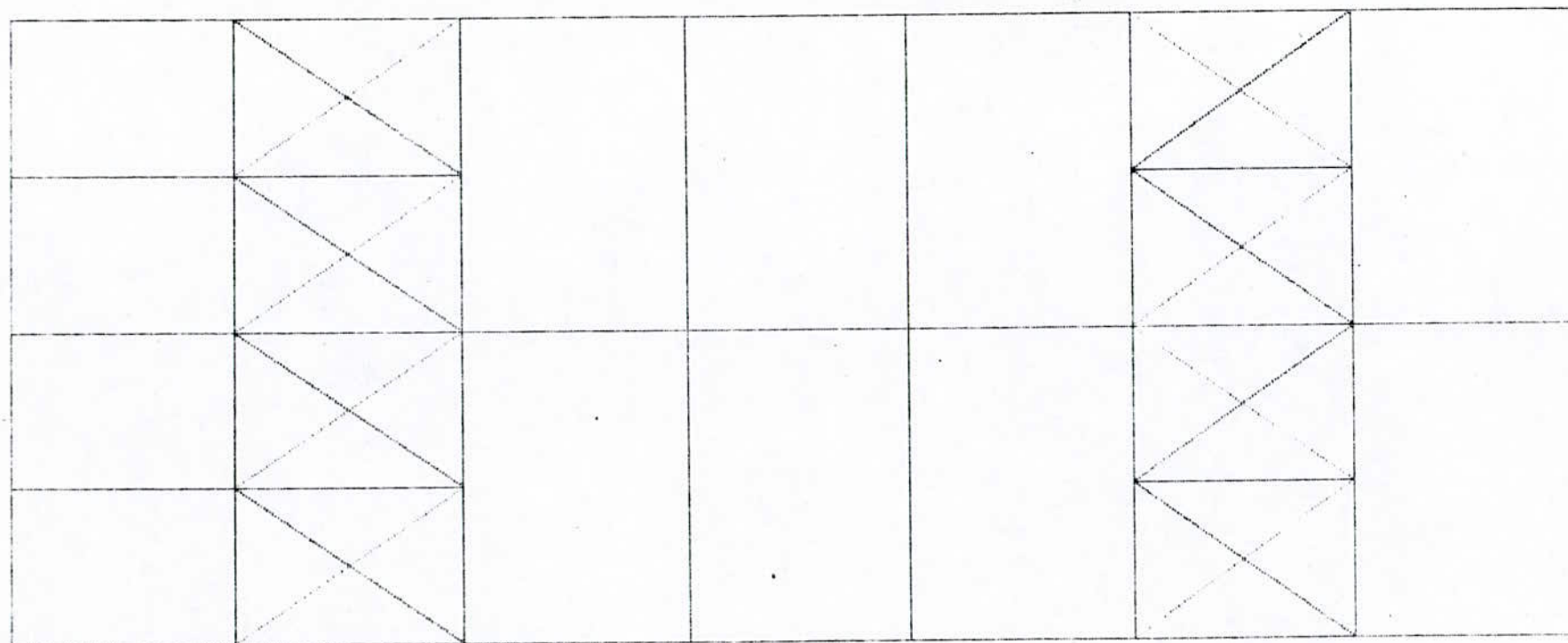
$$\mu = Lf/Rx = 176,41$$

$$K = 4,4$$

$$k \sigma = 2090 (\text{ dan/cm}^2) < 2400 (\text{ dan/cm}^2)$$

STABILITE

DE LA TOITURE



CHAPITRE X

Ancrage

X - ANCRAGE DES POTEAUX

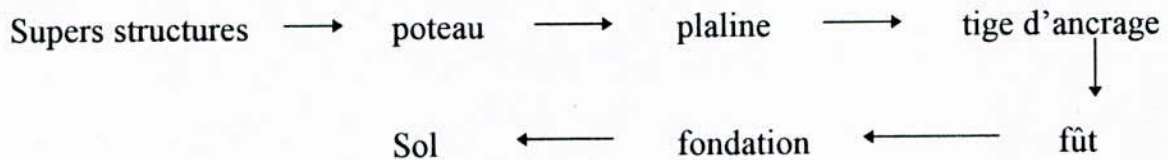
Introduction

Le pied (base) de poteau a pour rôle la transmission des charges au sol, de cette liaison dépend donc la stabilité du bâtiment.

Dans la plaque d'assise (platine) se produisent des sollicitations de flexion, pour aborder cela, les plaques doivent être suffisamment épaisses ou comporter des raidisseurs.

Ces dernières permettent une plus grande répartition des pression sur le béton pour aborder les efforts de soulèvement (dû au vent) on utilise des boulons d'ancrage noyés dans le béton de fondation.

Cheminement des efforts



X. 1 - CALCUL DE LA BASE.

Le type adopté pour notre cas est un encastrement. La base est étalée dans le sens perpendiculaire à l'axe du moment et elle doit transmettre les efforts M, N, T.

Ce qui consiste donc à :

- Déterminer la surface de la platine en fonction σ_b .
- Déterminer l'épaisseur de la platine à l'encastrement.
- Déterminer les boulons d'encrage en fonction des efforts de traction (dû au moment d'encastrement ou au soulèvement du vent)

X. 2 - CAS DE POTEAU ENCASTRE A LA BASE.

Dans ce cas le poteau est sollicité en pied par un effort normal centré et un moment de flexion.

- Effort de traction sollicitant les boulons :

$$T = A\sigma_a.$$

- Effort de compression sollicitant le béton :

$$C = -\frac{1}{2} b x h x \sigma_b$$

Si n est le coefficient d'équivalence acier - béton.

$$\sigma_a = \sigma_b \frac{h - h'}{h}$$

avec

$$n = \frac{E_a}{E_b}$$

Equilibre des forces et des moments

$$N + T = C$$

$$C(h - h'/3) = N_1 = (C - T)L$$

$$h^3 + 3(l - h)h^2 + 90 \frac{1xA'}{b} xh - 90A \frac{L}{b} h = 0$$

Les contraintes :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \frac{L - h + h'/3}{h - h'/3} \leq \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_b = \frac{2NL}{bxh'(h - h'/3)} \leq \bar{\sigma}_b$$

X. 3 - ETUDE DE L'ENCRAGE

Pour le poteau le plus sollicité (HEA 650).

$$M = 21035,6 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$N = 24907,9 \text{ daN}$$

On choisit une platine 850 x 750

$$e = 0,84 > e_o = \frac{850}{6}$$

La platine est partiellement comprimée.

* Choix des boulons

Soit 8 boulons $\varnothing = 24$ mm un dans chaque angle à 65 mm des bords.

* Vérification des encrages.

$$l = 1200 \text{ mm}$$

$$h = 685 \text{ mm.}$$

Calcul de 'h

$$'h^3 + 3(1200 - 685)'h^2 + \frac{90}{750}'h - 90 \times 4 - \frac{90 \times 4 \times 706 \times 685}{750} = 0$$

Cette équation permet d'obtenir (résolution par approximations)

$$'h = 260 \text{ mm.}$$

on en déduit

$$T = N \frac{l - h + 'h/3}{h - 'h/3} = 25041 \text{ daN}$$

$$\sigma_a = \frac{T}{Ar} = 8,86 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2} < \frac{24}{1,25} \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_b = \frac{2NL}{b'h(h - 'h/3)} = 0,51 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2} < \dot{\sigma} = 1,6 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2}$$

* Calcul de l'épaisseur de la platine.

$$\sigma_{11} = 0,255 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2}$$

Section 1 - 1.

$$\sigma_{f1-1} = \frac{6N_l}{bt^2} < \sigma_e \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6N_l}{b\sigma_e}}$$

$$t \geq 29,16 \text{ mm}$$

Section 2 - 2.

$$t \geq \sqrt{\frac{6N_l}{a\sigma_e}} \approx 34,2 \text{ mm}$$

Section 3 - 3.

La platine est soumise du côté tendu à un moment $M = 65 \times T$ où T l'effort de traction des boulons.

$$T = A \cdot \sigma_a = 25041 \text{ daN.}$$

$$t = \geq 25 \text{ mm.}$$

On conclusion on sélectionnera une platine de 35 mm d'épaisseur (2 - 2 la plus défavorable)

X. 3. 1 - POTEAU DE STABILITE.

Pour les poteaux sous paliers de stabilité l'effort tranchant ne peut être repris par simple frottement platine - massif, on bloque les poteaux par des connecteurs (BECHE) afin d'assurer une parfaite adhérence et une bonne répartition des contraintes dans les massifs.

Soit IPE 120.

$$T = 4910 \text{ daN.}$$

Vérification de la console.

$$M = \frac{T \cdot l}{2}, \quad \sigma = \frac{M}{\omega_y} = \frac{T \cdot l}{2\omega_y}$$

$$\sigma = 5,58 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2} < \sigma_e$$

Vérification des soudures.

$$a = 4 \text{ mm} \qquad a\alpha = 4 \text{ mm.}$$

$$l_1 = b - 2a = 56 \text{ m}$$

$$l_2 = \frac{b - 2e_a}{2} - 2a = 17,4 \text{ mm}$$

$$l_3 = h - 2e_s - 2a = 99,4 \text{ mm} \quad \text{et on vérifie}$$

$$1,18 \left[\frac{M \cdot h}{h^2 l_1 \alpha_1 + 2(h - 2e)^2 l_2 \alpha_2} \right] = 8,65 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2} < 24 \frac{\text{daN}}{\text{m}^2}$$

$$\sqrt{1,8 \left(\frac{T}{2 l_3 \alpha_3} \right)^2} = 8,2 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2} < 24 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2}$$

X. 3. 2 - VERIFICATION DES BOULONS D'ENCRAGE

En cas d'encrage des boulons dans le béton armé, on doit vérifier la résistance de la liaison Acier - béton, cette liaison est fonction du dosage en ciment dans le béton de distance \underline{d} .

Caractéristiques de boulon.

$$l_1 = 300 \text{ mm}$$

$$l_2 = 60 \text{ mm}$$

$$d = 600 \text{ mm}$$

béton dosé à 350 (CPA 325)

$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7gc}{1000} \right) (l_1 + 6,4r + 3,5l_a) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right)^2}$$

$$N_a = 10195 \text{ daN.}$$

Effort de traction par boulon.

$$T = A\sigma_a = 5378,02 \text{ daN.}$$

$$1,25 T = 6722,5 \text{ daN} < N_a$$

donc notre choix est bon.

X. 4 - CAS D'UN POTEAU ARTICULE (HEA - 200)

Le calcul s'effectue pour le potelet le plus sollicité.

Effort de compression $N = 1645,09 \text{ daN}$.

$$\bar{\sigma} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

* Surface de la platine.

On a HEA 200 $H = 190 \text{ mm}$, $b = 200 \text{ mm}$.

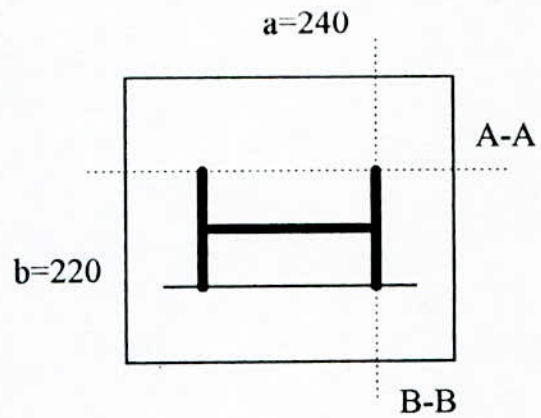
Soit une platine $(240 \times 220) \text{ mm}^2$.

$$\sigma = \frac{N}{a \cdot b} = 0,031 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2} < 1,5 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2}$$

* Epaisseur de la platine.

$$\sigma = \frac{M \cdot V}{I} = \frac{M \cdot t/2}{bt^3/12} = \frac{6M}{bt^2} < \sigma_e$$

$$\Rightarrow t = \sqrt{\frac{6M}{b\sigma_e}}$$



QBB = 1295 daN

MBB = 123101 daN . m

$t \geq 11,82 \text{ mm}$.

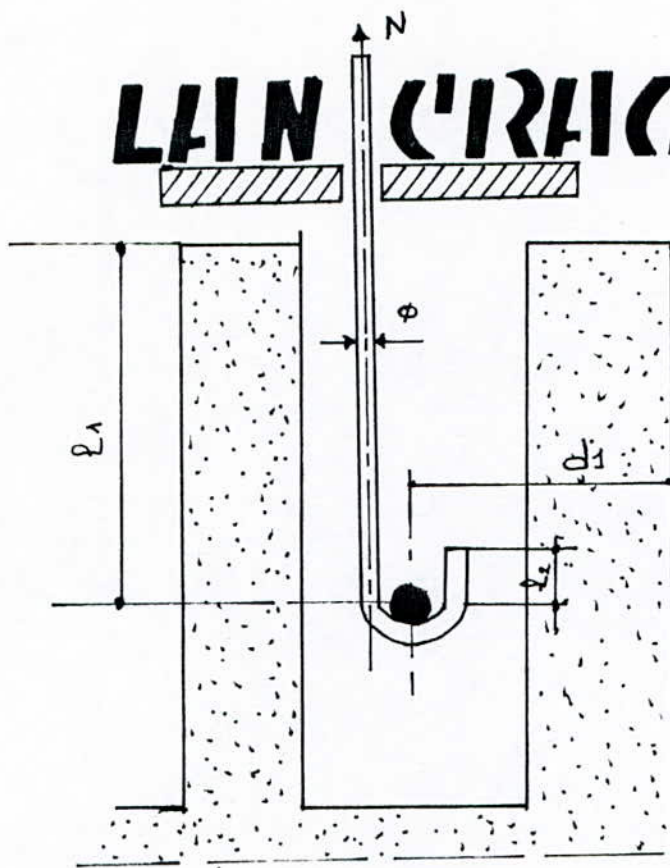
On adopte une platine d'épaisseur $t = 12 \text{ mm}$.

* Boulon d'encrage.

Par les boulons on adopte :

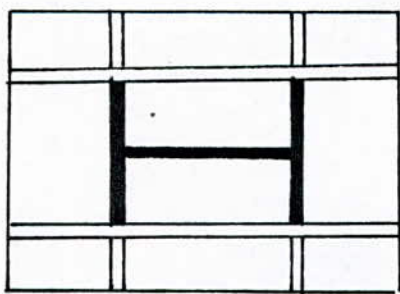
$\varnothing = 16 \text{ mm}$, $l_1 = 320 \text{ mm}$, $l_a = 32 \text{ mm}$, $r = 48 \text{ mm}$

LAIN CRAGES

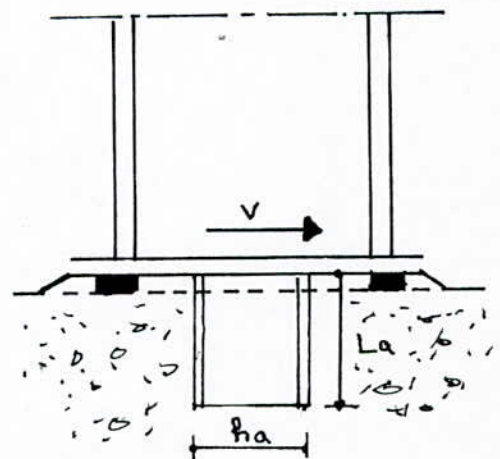


TIGE D'ANCRAGE

FIG. 10.1



APUI ENCASTRE



LA BECHE

FIG. 10.2

L'INCUBIE

FIG. 10-3

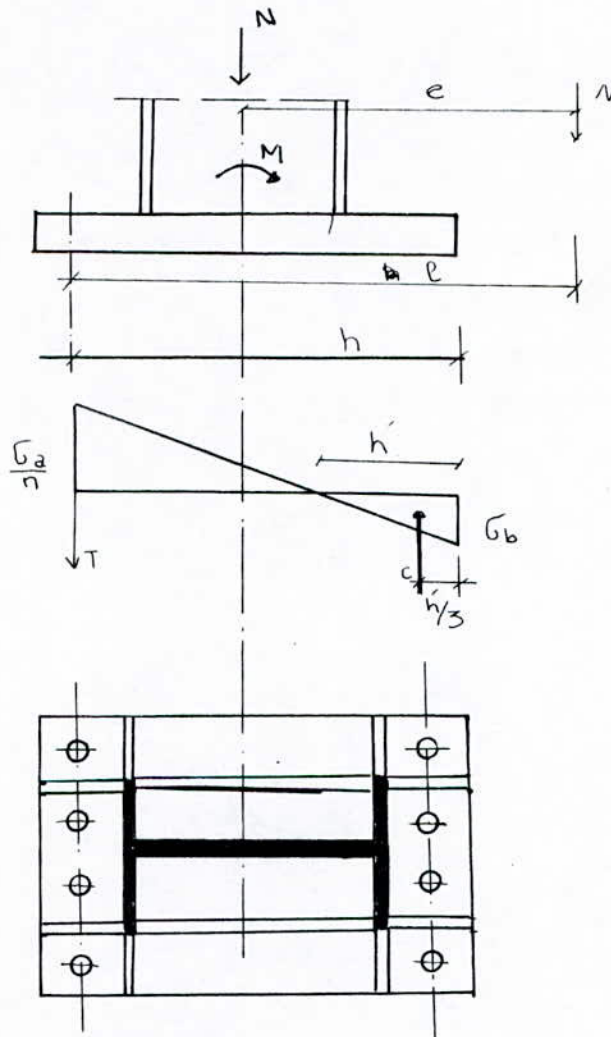


DIAGRAMME DES CONTRAITES

A LA BASE DU POTEAU

CHAPITRE XI

Assemblage

XI - ASSEMBLAGES

Les assemblages des différents éléments métalliques doivent être capable de transmettre les efforts souvent importants d'un élément à un autre sans subir de dommage.

La variété de système d'attaches disponible nous permet de choisir les assemblages adéquats pour la sollicitation des éléments résistants de la structure.

Un assemblage doit vérifier au mieux les hypothèses de calcul suivantes :

- Assurer une transmission aussi directe que possible des efforts le sollicitant.
- Ne pas provoquer de point faible dans la structure.

XI. 1 - ASSEMBLAGE POTEAU - POUTRE (HEA 650 - IPE 300).

Il s'agit de dimensionner l'assemblage poutre (IPE 300) avec un poteau (HEA 650) et de déterminer une disposition constructive et faire les vérifications nécessaires.

Dimensionnement de l'assemblage.

C'est un assemblage réalisé par 10 boulons HR (8-8) et une platine d'épaisseur 20 mm.

Le noeud le plus sollicité.

$M = 15200 \text{ daN} \cdot \text{m}$, $N = 2550 \text{ daN}$, $T = 9050 \text{ daN}$

Moment extérieur :

$$M_e = M + N \cdot h \cdot \frac{b \cdot e_s}{A} = 15393 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

La zone comprimée est donnée par :

$$x = e_s \sqrt{\frac{b}{e_a}} = 49,2 \text{ mm}$$

La première ligne des boulons est située dans la partie comprimée de l'assemblage.

$$d_1 = 279 \text{ mm}$$

$$d_2 = 232,5 \text{ mm}$$

$$d_3 = 139,5 \text{ mm}$$

$$d_4 = 93 \text{ mm}.$$

Le moment résistant de l'assemblage est donné par $M_R = \sum N_i \cdot d_i$.

La condition de résistance de l'assemblage $M_R \geq M_e$.

ce qui donne :

$$N_i = \frac{M_e \cdot d_i}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 = 20370 \text{ daN}$$

$$N_2 = 14260 \text{ daN}$$

$$N_3 = 10400 \text{ daN}$$

$$N_4 = 6750 \text{ daN.}$$

Diamètre des boulons.

$$N_4 < P_v = 0,8 A_s \sigma_{eb} \Rightarrow A_s > \frac{N_4}{0,8 \sigma_{eb}} = 375 \text{ mm}^2$$

Soit un boulon de diamètre $\varnothing = 24 \text{ mm}$

XI. I. 2 - VERIFICATION.

* A l'effort tranchant.

$$T_b = \frac{T}{n} = 966 \text{ daN}$$

$$\bar{T} = 1,1 P_v \cdot \mu = 8910 \text{ daN.} \quad \mu = 0,3$$

$$T_1 < T$$

* A la compression.

On doit vérifier que :

$$\sum_{c=1}^4 N_i < N_c$$

$$N_c = A_c \left(\sigma_e - \frac{N}{A} \right)$$

$$A_c = e_s \sum b + \sqrt{b - e_a}$$

Surface de compression de la poutre.

$$A_{\sum N_i} < N_c$$

$$51780 < 62137 \text{ daN.}$$

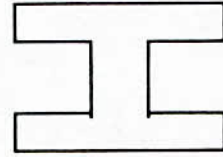
XI. 1. 3 - ASSEMBLAGE POUTRE PLATINE.

IPE 300

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

$$b = 150 \text{ mm.}$$

$$l_a = 7,7 \text{ mm, } e_s = 10,7 \text{ mm}$$



$$M = 15200 \text{ daN} \cdot \text{m, } N = 2550 \text{ daN, } T = 9050 \text{ daN.}$$

$$\text{On prend } a_3 = 4 \text{ mm}$$

$$a_3 \alpha_3 = 4 \text{ mm.}$$

$$a_1 = a_2 = 18 \text{ mm}$$

$$a_2 \alpha_2 = a_1 \alpha_1 = 15,2 \text{ mm.}$$

$$l_1 = b - 2a_1 = 114 \text{ mm}$$

$$l_2 = \frac{b - e_a}{2} - 2a_2 = 35,15 \text{ mm}$$

$$l_3 = h - 2e_s - 2a_3 = 270,6 \text{ mm}$$

On doit vérifier que

pour le cordon d'ame.

$$\left[1,4 \left(\frac{N}{\sum l_i a_i \alpha_i} \right)^2 + 1,8 \left(\frac{T}{2l_3 a_3 \alpha_3} \right)^2 \right]^{1/2} = 10,14 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2} < \sigma_e$$

pour les cordons semelle.

$$1,18 \left[\frac{M \cdot h}{l_1 a_1 \alpha_1 h^2 + 2l_2 a_2 \alpha_2 (h - 2e_s)^2} + \frac{N}{\sum l_i a_i \alpha_i} \right]$$

$$= 19,2 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2} < \sigma_e$$

XI. 2 - ASSEMBLAGE TRAVERSE - TRAVERSE HEA-600 - HEA600.

Les traverses sont soudées chacune sur une platine. Les deux profilés sont assemblés entre-eux par des boulons HR (8-8) reprenent simultanément (M, N, T) pour cet assemblage nous choisirons 8 boulons HR 8-8 \varnothing 22 mm (voir figure).

L'épaisseur de la platine $e = 10$ mm.

$$M = 4088,08 \text{ daN} \cdot \text{m}.$$

$$N = 923 \text{ daN}.$$

$$T = 1612 \text{ daN}.$$

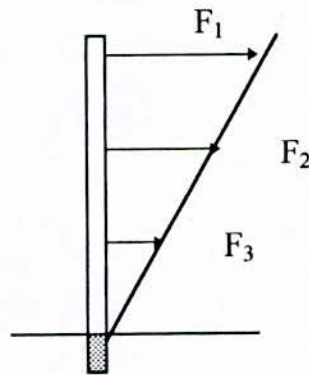
Détermination de l'AN.

$$x = e_s \sqrt{\frac{b}{e_a}} = 120 \text{ mm}$$

$$d_1 = 500$$

$$d_2 = 300$$

$$d_3 = 100$$



Effort dû au moment fléchissant.

$$F^x = \frac{M d_i}{2 \sum d_i^2} = 5840 \text{ daN}$$

Effort dû à la force axiale.

$$N^* = N/8 = 115,5 \text{ daN}$$

$$N_t = F^* + N^* = 5955,6 \text{ daN}$$

$$N_o = 0,8 \cdot 3,03 \cdot 6400 = 15513,6 \text{ daN} \Rightarrow N_t < N_o$$

* Effort dû à T.

$$T^x = T/8 = 201,5 \text{ daN}$$

$$\bar{T} = 1, \varphi (N_o - N^*) = 5081,5 \text{ daN}$$

$$T^* < \bar{T} \text{ vérifiée}$$

* Calcul des soudures.

$$a = 6 \text{ mm} \Rightarrow a\alpha = 5,6 \text{ mm}$$

$$l_1 = 288 \text{ mm}$$

$$l_2 = 133,75 \text{ mm}$$

$$l_3 = 250 \text{ mm}$$

XI. 2. 2 - VERIFICATION.

Cordon semelle.

$$1,88 \left[\frac{M \cdot h}{l_1 a_1 \alpha_1 h^2 + 2 l_2 a_2 \alpha_2 (h - 2e_s)^2} + \frac{N}{\sum l_i a_i \alpha_i} \right] = 900 < 2400 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

Cordon d'ame.

$$\sqrt{1,4 \left(\frac{N}{\sum l_i a_i \alpha_i} \right)^2 + 1,8 \left(\frac{T}{2 l_3 a_3 \alpha_3} \right)^2} = 80 < 2400 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

XI. 3 - ASSEMBLAGE POTEAU - TRAVERSE (HEA 650 - HEA 600).

La traverse est soudée sur une platine, l'assemblage des deux profilés se fait à l'aide des boulons HR-(8-8) ces derniers reprenent simultanément (M, N, T).

Pour le noeud le plus sollicité.

$$M = 13970 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$N = 131300 \text{ daN}$$

$$T = 3288 \text{ daN}$$

L'attache est assurée par 12 HR (8-8) de diamètre $\varnothing = 24 \text{ mm}$.

Soit :

$$\delta_1 = \delta_t = 60 \text{ mm.}$$

$$\delta = 90 \text{ mm.}$$

Pour les cordons de soudures.

$$\text{On prend } a = 12 \text{ mm} \qquad a\alpha = 10,4 \text{ mm}$$

XI. 4 - ASSEMBLAGE SOLIVE - POUTRE PORTEUSE.

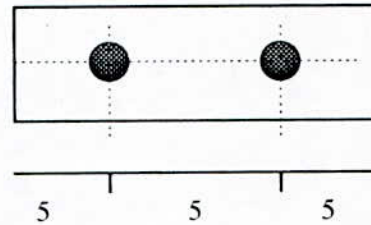
Il s'agit de vérifier.

- Le boulon d'attache sur l'âme du profil de poutrelle.
- Les boulons d'attache de l'élément porteur et aussi la place d'attache.

On choisit une plaque (15 x 5 x 0,1)

Les boulons sont HR 8-8 de

$$\sigma_e = 64 \frac{daN}{mm^2}, \quad T = 4158 daN$$



XI. 4. 1 - VERIFICATION DE CISAILLEMENT DES BOULONS.

* Côté poutrelle.

$$T_1 = T \left(\frac{a+b}{b} \right) = 8316 daN.$$

$$\bar{T}_1 = 1,3 AB \sigma_e \frac{b}{a+b} = 1,3 \times 157 \times 0,4 \times 0,5 = 10246$$

$$T_1 < \bar{T} = 10246 daN$$

* Côté poutre porteuse.

$$AB = \bar{AB} = 157 mm^2$$

$$\bar{T}_1 = 1,3 AB \bar{\sigma}_e \quad \text{cette équation est toujours vérifiée.}$$

$$\text{Si } AB = \bar{AB} = 153 mm^2 \quad \text{et } \sigma_e = \bar{\sigma}_e$$

XI. 4. 2 - VERIFICATION DES CORNIERES D'ATTACHE.

* Effort tranchant dans les attaches.

$$T_o < 0,866 (h_c - \varnothing) e_c \cdot \sigma_e$$

avec h_c : hauteur de la cornière

e_c : épaisseur de la cornière

$$\bar{T} = 0,866 (50 - 16) \times 10 \times 24 = 7066,5 \text{ daN}$$

donc $T = 4158 \text{ daN} < \bar{T}_1 = 7066,5 \text{ daN}$

* Moment dans les attaches.

On doit vérifier que

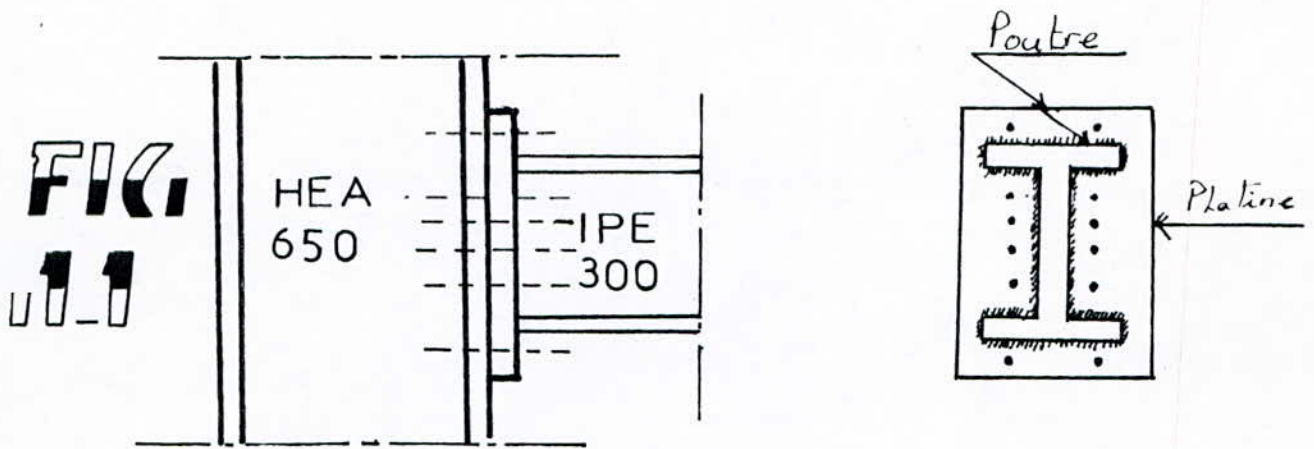
$$T < \frac{0,333 \cdot e_c \cdot h_c^2 \cdot \sigma_e}{a}$$

$$\bar{T} = 3960 \text{ daN}$$

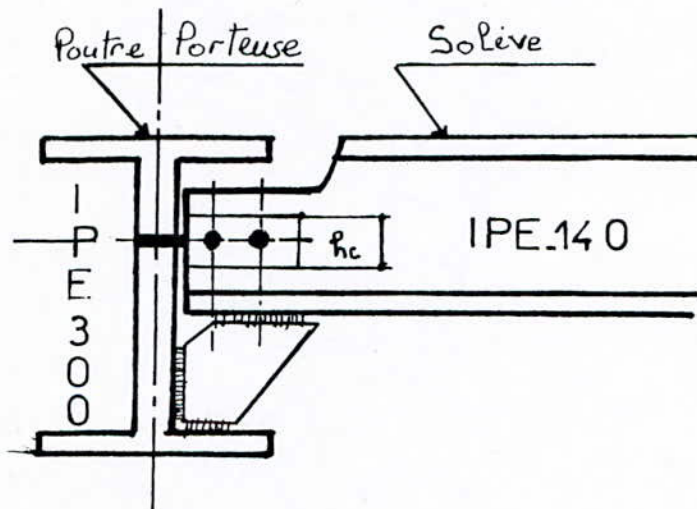
$$T > \bar{T}$$

erreur = 5% elle est admissible.

ASSEMBLAGES



— ASSEMBLAGE — POUTRE — POTEAU —



POUTRE — SOLIVÉ

FIG. 11.2

ASSEMBLAGE

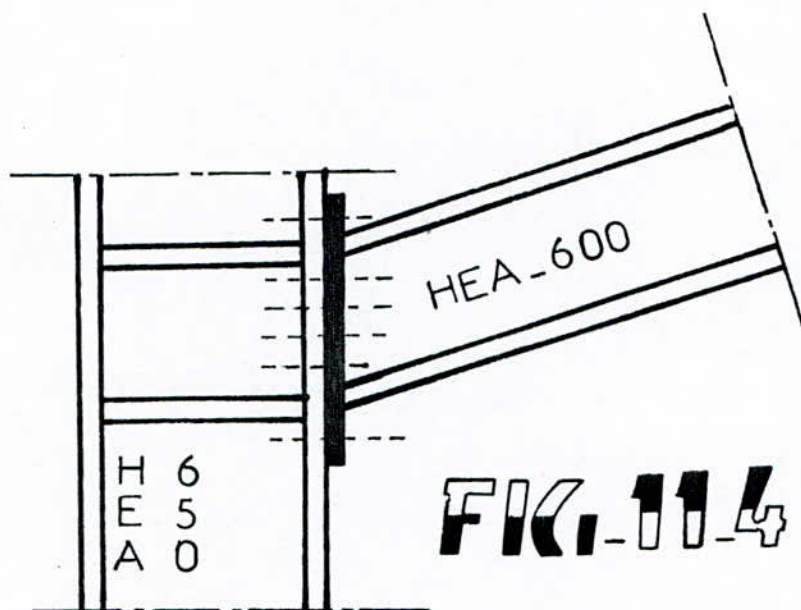
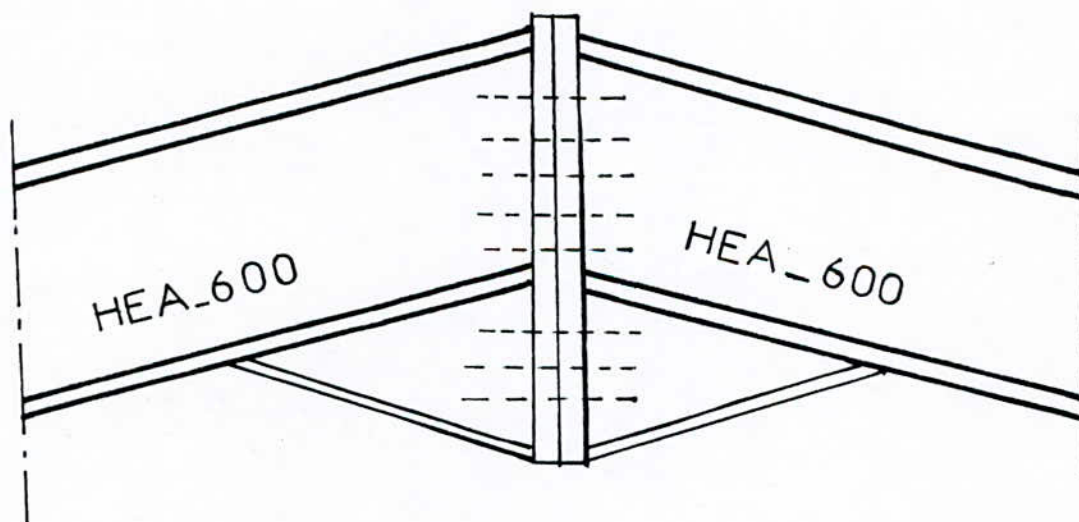


FIG. 11-4

POSTEAU _ TRAVERSE



TRAVERSE _ TRAVERSE

FIG. 11-3

CHAPITRE XII

Calcul des fondations

XII - ETUDE DES FONDATIONS

XII. 1 - RAPPORT DU SOL

XII. 1. 1 - RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE.

Sur le site, l'ingénieur a fait une visite des lieux et a demandé la réalisation de quatre puits de sondage, d'une profondeur de 3 m, un seul est foré à 1,8 m.

XII. 1. 2 - INTERPRETATION GEOTECHNIQUE.

La coupe géologique des sondages a montré que la nature du sol est constituée de roches sédimentaires.

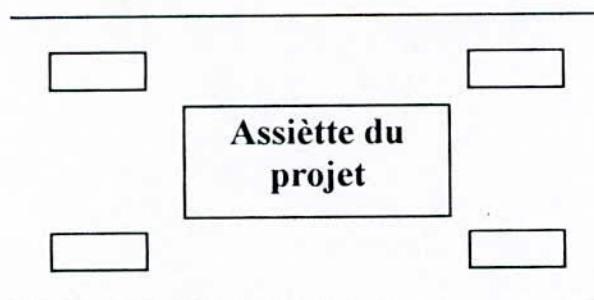
La première couche est une terre végétale d'une épaisseur variant de 20 cm à 60 cm, la deuxième couche est une graveleuse, humide et peut compacte.

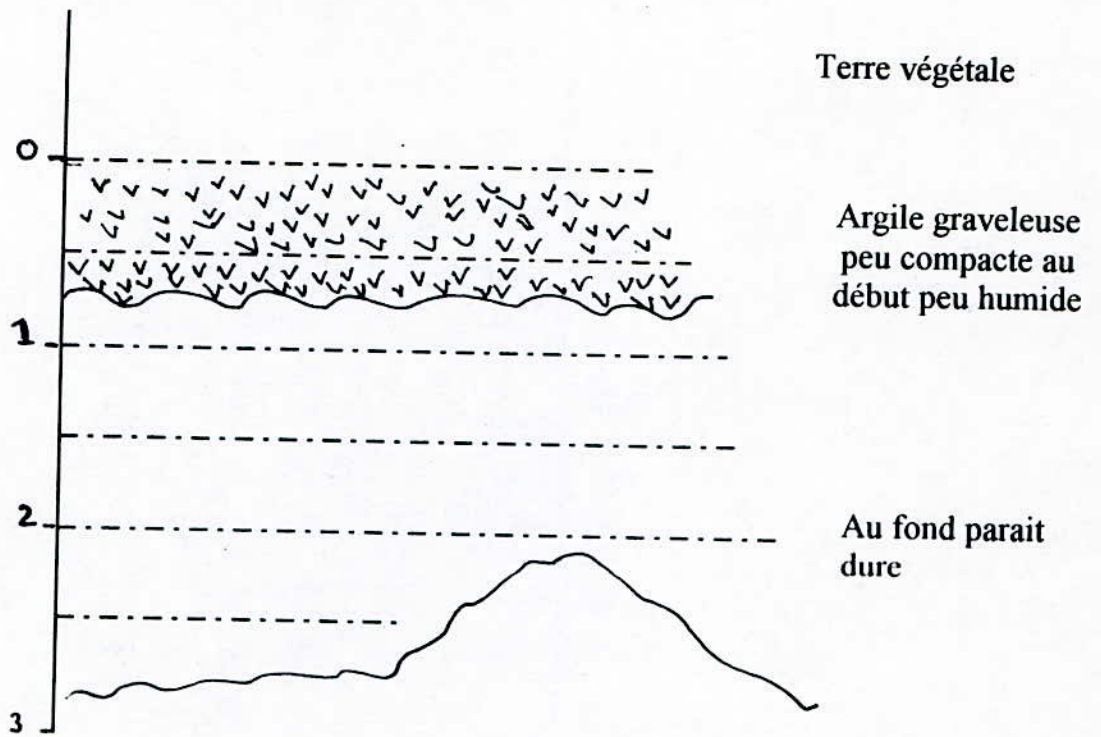
XII. 1. 3 - Conclusion.

Vu que les charges ne sont pas importantes, je préconise des fondations superficielles de type semelles isolées pour un taux de travail de 1,5 bars qui seront encrées à une profondeur de 2 m, dont les semelles doivent être chaînées avec des longrines à la base.

Le problème de stabilité n'est pas à craindre, mais on peut s'attendre à des tassements qui ne seront pas important.

Le chaînage des longrines dans les deux sens est nécessaire.





COUPE GEOLOGIQUE
DANS LE SOL

XII. 2 - CALCUL DES FONDATIONS.

XII. 2. 1 - INTRODUCTION.

Les fondations sont les éléments de la construction qui servent à transmettre les efforts que celles-ci subissent au sol.

La contrainte admissible étant estimée à $\bar{\sigma} = 1,5 \text{ bars}$ pour un sol de consistance moyenne et intermédiaire.

XII. 2. 2 - ETUDE DE LA SEMELLE.

$$\sigma = \frac{N}{A \cdot B} < \bar{\sigma}_s \quad \text{d'où}$$
$$AB > \frac{N}{\bar{\sigma}_s}$$

pour une semelle carrée

$$\text{on aura } A > \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_s}}$$

$N = 29,06 \text{ t}$ COMBO 2 (ficjier F3F).

on a alors $A > 1,5 \text{ m}$.

On prend $A = B = 1,9 \text{ m}$ et le fut = $0,8 \text{ m}$.

$ht - d > (A - a)/4 = 35 \text{ cm}$ et $e > 6 \times \phi + 6 \text{ cm}$.

$$e = 15 \text{ cm}.$$

XII. 2. 3 - DETERMINATION DES EFFORTS A LA BASE DE LA SEMELLE.

Les efforts à la base sont.

$$N = N(\text{app}) + N(\text{fond}) + N(\text{ter})$$

T = effort tranchant

N = moment fléchissant.

* Calcul de l'exentricité.

$$e^{\max} = M/N$$

$$S \quad e_{\max} \leq A/4 \quad \text{semelle stable}$$

* Vérification des contraintes.

On calcul $e = A/6$

$$S \quad A/6 < e^{\max} < A/4 \quad \text{alors}$$

$$\sigma = \frac{2N}{3B\left(\frac{A}{2} - e\right)}$$

Il faut vérifier

$$\sigma < K \sigma_s \quad \begin{cases} k = 1,33 & \text{pour le vent} \\ k = 1,5 & \text{pour le seisme} \end{cases}$$

La contrainte moyenne sous la fondation

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{(3\sigma)}{4}$$

XII. 2. 4 - CALCUL DU FERRAILLAGE DE LA SEMELLE.

On utilisant la méthode des bielles, qui consiste à calculer la semelle comme si elle était sollicitée pour une charge concentrée majorée.

$$N = \sigma_{\text{moy}} (A^2)$$

$$As_x = As_y = \frac{N x (A - a)}{8 (ht - 'd) x fsu}$$

* Poteau le plus sollicité.

$$N = 29,06 \text{ t} \quad \text{COMBO2}$$

$$T = 12,03 \text{ t} \quad \text{COMBO2 (F3F)}$$

$$M = 20,03 \text{ tm} \quad \text{NCOMBO2}$$

Le ferrailage sera donc égal à :

$$As_x = As_y = 8,7 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad As = T14 \text{ esp} = 12 \text{ cm}$$

XII. 3 - CALCUL DU FUT.

Le rôle du fut est de transmettre des charges à la semelle. Il se calcule à la flexion composé.

Pour le poteau le plus sollicité

$$N = 29060 \text{ daN.}$$

$$n = 21030 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$N_{\text{fut}} = 3700 \text{ daN}$$

$$NT = 32760 \text{ daN}$$

$$e_o = \frac{M}{NT} = 0,64 > e_{th} = \frac{a}{6} = 0,36$$

La section est parfaitement comprimée donc

$$M_f = M + NT \left(\frac{a}{2} - d \right) = 48876 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$A = \frac{M_f}{f_{su} \times 2} \quad \text{avec} \quad 2 = \frac{7}{8} a$$

$$A_s = 8,46 \text{ cm}^2$$

On choisit $A_s = T110$ esp 20 cm.

Pour les armatures transversales on choisit cadre $\varnothing 10$ espaces de 20 cm pour l'ensemble des fûts de l'ouvrage.

XII. 4 - CALCUL DES LONGRINES.

Les reg (CTC) préconisent dans le cas de fondations isolées sur sol de consistance moyenne en chaînage dans les deux directions avec des longrines de dimensions minimales (25 x 30) les longrines sont calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à $N/15$ où N effort axiale du poteau.

$$N_{\max} = 29060 \text{ daN}$$

$$N = \frac{N}{16} = 1937,3 \text{ daN.}$$

$$A = \frac{N}{\sigma_e} = 0,55 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 3 \text{ T } \varnothing 10$. Il faut prévoir des armatures transversales cadre de $\varnothing 8$ esp 20 cm.

FONDIATIONS

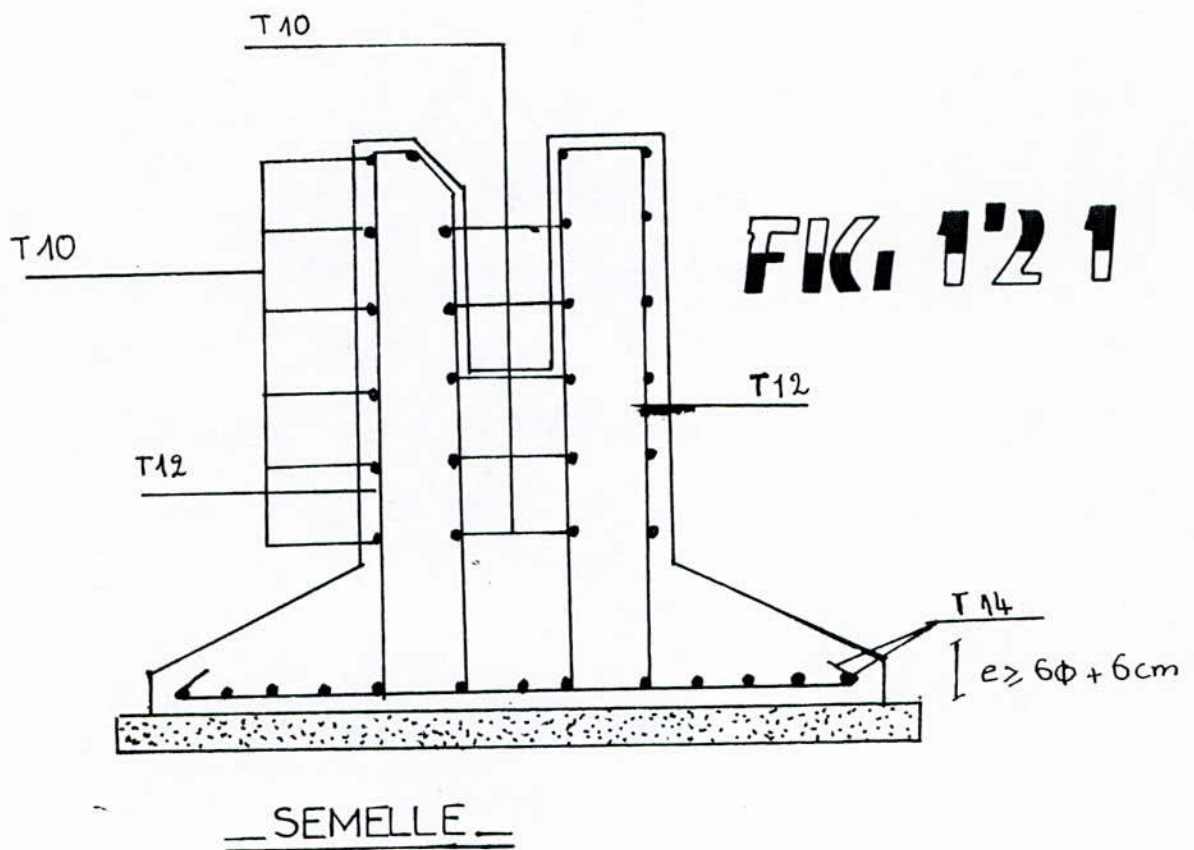


FIG. 1'2 1

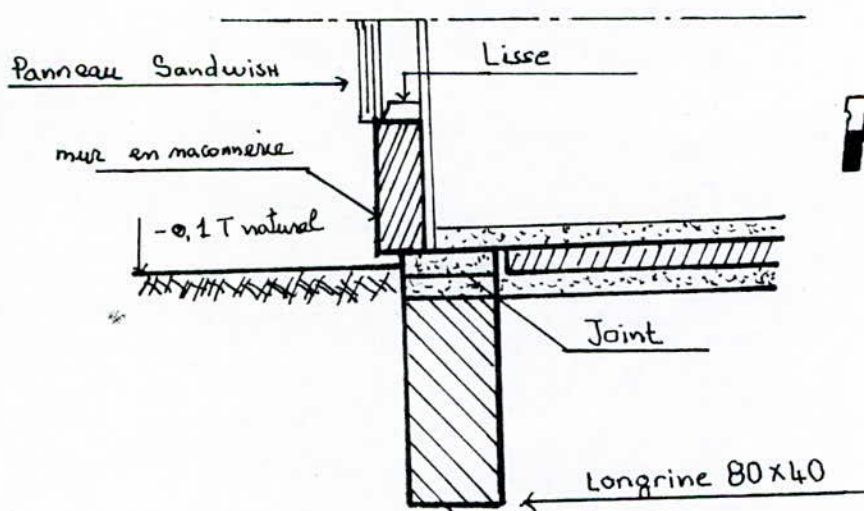


FIG. 1'2 2

DETAIL LONGRINE

CHAPITRE XIII

Conclusion

CONCLUSION

LES DEFAUTS D'UNE STRUCTURE SE MANIFESTE Q'APRES PLUSIEURS ANNEES D'EXISTANCE, POUR LA SIMPLE ET FORTE RAISON QUE LES CHARGES NECESSAIRES POUR PROVOQUER LES DESORDRES N'AURAIENT PAS ENCORE ATTEINTES.

EN PLUS ON UTILISE BEAUCOUPS D'HYPOTHESES SIMPLIFICATIVES DANS LE CALCUL.

POUR EVITER CES EREURES DE CONCEPTION ON A UTILISER LE SAP90 POUR LE CALCUL DE LA STRUCTURE.

AUTANT QUE ETUDIANTS INGENIEURS, LE SAP90 RESTE UN OUTIL DE TRAVAIL TRES EFFICACE ET RAPIDE POUR FAIRE DES CALCULS STATIQUES ET DYNAMIQUES DES STRUCTURES, AFIN D'EVITER BEAUCOUPS DE SIMPLIFICATION ET ERREURES SI LE CALCUL ETE FAIT MANUELLEMENT.

ANSI NOTRE ETUDE PREND FIN. *****

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	PLANE MOMENT	1-3 PLANE SHEAR	PLANE MOMENT	A
1	1-260436.80	.0	-105645.71	239537.42	90628.16	-158599.28		
		3.5	-135045.71	-181672.55	90628.16	158599.28		
2	1-218189.65	.0	-108018.06	244237.28	90628.16	-158599.28		
		3.5	-137418.06	-185275.95	90628.16	158599.28		
3	1-222461.11	.0	-109756.21	248197.21	90628.16	-158599.28		
		3.5	-139156.21	-187399.51	90628.16	158599.28		
9	1-142499.25	.0	-495.11	835.13	94.60	-165.55		
		3.5	-495.11	-897.76	94.60	165.55		
10	1-138820.94	.0	-485.56	828.61	94.60	-165.55		
		3.5	-485.56	-870.86	94.60	165.55		
11	1-142090.56	.0	-514.54	867.04	94.60	-165.55		
		3.5	-514.54	-933.85	94.60	165.55		
12	1-233362.57	.0	-416.40	743.30	19.66	-34.40		
		3.5	-416.40	-714.10	19.66	34.40		
13	1	.00	.0	786.36	19.66	-34.40		
			3.5	-786.36	19.66	34.40		
14	1-271375.62	.0	-431.73	770.43	19.66	-34.40		
		3.5	-431.73	-740.63	19.66	34.40		
15	1-248996.80	.0	-25.30	116.84	.83	-4.16		
		10.0	-25.30	-136.18	.83	4.16		
16	1-162048.77	.0	-485.79	824.26	-55.29	96.75		
		3.5	-485.79	-876.01	-55.29	-96.75		
17	1-161453.66	.0	-499.23	844.56	-55.29	96.75		
		3.5	-499.23	-902.75	-55.29	-96.75		
18	1-162151.70	.0	-499.98	850.05	-55.29	96.75		
		3.5	-499.98	-899.87	-55.29	-96.75		

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	1-2 PLANE MOMENT	1-3 PLANE SHEAR	1-3 PLANE MOMENT
19	1-233137.75		.0	-113081.00	231061.93	-69613.93	121824.38
			3.5	-83681.00	-113271.56	-69613.93	-121824.38
20	1-190759.72		.0	-116436.05	236908.26	-69613.93	121824.38
			3.5	-87036.05	-119167.91	-69613.93	-121824.38
21	1-195298.35		.0	-119155.41	242012.94	-69613.93	121824.38
			3.5	-89755.41	-123580.98	-69613.93	-121824.38
4	1-216976.08		.0	20843.58	9740.80	4125.62	-16502.47
			2.5	-.13	35601.21	4125.62	-6265.18
			8.0	-46356.42	-92310.56	4125.62	16502.47
5	1-217000.01		.0	20591.02	10593.86	4125.62	-16502.47
			2.5	-.13	35831.36	4125.62	-6389.23
			8.0	-46608.98	-93478.01	4125.62	16502.47
6	1-218626.85		.0	21692.38	7836.45	4125.62	-16502.47
			2.6	-.13	35845.94	4125.62	-5848.30
			8.0	-45507.62	-87424.51	4125.62	16502.47
7	1-177850.01		.0	21453.99	8651.72	4125.62	-16502.47
			2.6	-.13	36048.96	4125.62	-5965.38
			8.0	-45746.01	-88516.37	4125.62	16502.47
8	1 -98955.55		.0	20814.66	10536.16	4125.62	-16502.47
			2.5	-.13	36324.85	4125.62	-6279.39
			8.0	-46385.34	-91746.58	4125.62	16502.47
22	1-198574.87		.0	-36884.15	74081.41	-2389.60	9558.40
			4.4	.13	-6897.18	-2389.60	-934.30
			8.0	30315.85	47808.23	-2389.60	-9558.40
23	1-198562.36		.0	-36771.89	73961.62	-2389.60	9558.40
			4.4	.13	-6524.82	-2389.60	-902.37
			8.0	30428.11	48586.47	-2389.60	-9558.40
24	1-168786.40		.0	-36535.05	73509.59	-2389.60	9558.40
			4.3	.13	-5943.37	-2389.60	-834.99
			8.0	30664.95	50029.21	-2389.60	-9558.40

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE	
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT
25	1-191991.26						
		.0		-36468.62	73512.00	-2389.60	9558.40
		4.3		.13	-5652.29	-2389.60	-816.09
		8.0		30731.38	50563.06	-2389.60	-9558.40
26	1 -80392.18						
		.0		-37424.74	76241.22	-2389.60	9558.40
		4.5		.13	-7128.49	-2389.60	-1088.09
		8.0		29775.26	45643.30	-2389.60	-9558.40
27	1-177356.73						
		.0		28399.20	-88763.55	-19460.81	43786.83
		3.4		-.08	-40756.75	-19460.81	-22007.56
		4.5		-9400.80	-46017.17	-19460.81	-43786.83
28	1-102786.61						
		.0		30329.80	-93113.56	-19460.81	43786.83
		3.6		-.08	-38357.82	-19460.81	-26480.31
		4.5		-7470.20	-41679.48	-19460.81	-43786.83
29	1-169767.46						
		.0		30776.62	-95813.40	-19460.81	43786.83
		3.7		-.08	-39432.42	-19460.81	-27515.50
		4.5		-7023.38	-42368.60	-19460.81	-43786.83
30	1 .00						
		.0		-10.00	54.99	-10.00	27.51
		5.5		-10.00	.00	-10.00	-27.51
31	1 -29.55						
		.0		-9.02	39.27	-10.00	27.51
		5.5		-9.02	-10.34	-10.00	-27.51
32	1 380.00						
		.0		-15.39	65.61	-10.00	27.51
		5.5		-15.39	-19.02	-10.00	-27.51
33	1 -84280.57						
		.0		20.11	-61.58	-.04	.13
		6.5		20.11	69.14	-.04	-.13
34	1-162986.13						
		.0		13.50	-32.24	-.04	.13
		6.5		13.50	55.55	-.04	-.13
35	1-122823.05						
		.0		21.85	-67.05	-.04	.13
		6.5		21.85	74.97	-.04	-.13
36	1 .00						
		.0		-8.11	44.61	9.87	-27.14

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE	
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT
			5.5	-8.11	.00	9.87	27.14
37	1	139.20	.0	-7.88	47.33	9.87	-27.14
			5.5	-7.88	3.98	9.87	27.14
38	1	261.82	.0	-5.37	36.43	9.87	-27.14
			5.5	-5.37	6.91	9.87	27.14
39	1-166683.50		.0	30447.83	-140117.44	19327.54	-43486.96
			4.5	68247.83	81947.79	19327.54	43486.96
40	1-140535.31		.0	29013.96	-138529.04	19327.54	-43486.96
			4.5	66813.96	77083.77	19327.54	43486.96
41	1-111413.06		.0	30332.54	-141646.15	19327.54	-43486.96
			4.5	68132.54	79900.27	19327.54	43486.96
42	1	.00	.0	12.50	-37.51	.00	.00
			6.0	12.50	37.51	.00	.00
43	1	.00	.0	18.74	-56.22	.00	.00
			6.0	18.74	56.22	.00	.00
44	1	.00	.0	1188.85	-3566.56	.00	.00
			6.0	1188.85	3566.56	.00	.00
45	1	.00	.0	3.03	-9.10	.00	.00
			6.0	3.03	9.10	.00	.00
46	1	.00	.0	12.54	-37.62	.00	.00
			6.0	12.54	37.62	.00	.00
47	1	.00	.0	-1.26	3.79	.00	.00
			6.0	-1.26	-3.79	.00	.00
48	1	.00	.0	-16.66	49.97	.00	.00
			6.0	-16.66	-49.97	.00	.00
49	1	.00	.0	-1382.51	4147.52	.00	.00

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE	
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT
50	1	.00	6.0	-1382.51	-4147.52	.00	.00
			.0	-3.56	10.67	.00	.00
			6.0	-3.56	-10.67	.00	.00
51	1	.00	6.0	-1.34	4.03	.00	.00
			.0	-1.34	-4.03	.00	.00
52	1	.00	6.0	83092.57	-92909.05	.00	.00
			2.7	-.30	21326.16	.00	.00
			5.0	-68007.43	-55196.18	.00	.00
53	1	.00	6.0	74510.56	-56149.32	.00	.00
			2.5	-.30	35707.46	.00	.00
			5.0	-76589.44	-61346.52	.00	.00
54	1	.00	6.0	73681.41	-61998.50	.00	.00
			2.4	-.30	27825.30	.00	.00
			5.0	-77418.59	-71341.45	.00	.00
55	1	.00	6.0	84633.21	-72261.94	.00	.00
			2.8	-.30	46248.66	.00	.00
			5.0	-66466.79	-26845.88	.00	.00
56	1	.00	6.0	84347.31	-95231.67	.00	.00
			2.8	-.30	22479.59	.00	.00
			5.0	-66752.69	-51245.12	.00	.00
57	1	.00	6.0	72003.31	-52154.41	.00	.00
			2.4	-.30	33624.48	.00	.00
			5.0	-79096.69	-69887.88	.00	.00
58	1	.00	6.0	73769.44	-61175.16	.00	.00
			2.4	-.30	28863.40	.00	.00
			5.0	-77330.56	-70077.94	.00	.00
59	1	.00	6.0	84255.72	-71028.29	.00	.00
			2.8	-.30	46427.47	.00	.00
			5.0	-66844.28	-27499.70	.00	.00
60	1	.00	6.0	83263.83	-93850.61	.00	.00

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE	
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT
61	1	.00	2.8				
			5.0	-67836.17	-55281.48	.00	.00
			.0	74651.04	-56281.41	.00	.00
			2.5	-.30	35922.07	.00	.00
62	1	.00	5.0	-76448.96	-60776.20	.00	.00
			.0	73486.12	-61449.23	.00	.00
			2.4	-.30	27899.05	.00	.00
			5.0	-77613.88	-71768.63	.00	.00
63	1	.00	.0	84803.20	-72704.78	.00	.00
			2.8	-.30	46282.35	.00	.00
			5.0	-66296.80	-26438.80	.00	.00
			.0	6381.31	-6381.93	-12635.06	12709.77
64	1	19126.00	3.0	-.03	3190.50	-34.40	-6295.41
			6.0	-6380.69	-6380.07	12564.94	12499.42
			.0	6380.80	-6380.39	-12644.24	12737.32
			3.0	-.03	3190.50	-44.59	-6295.40
65	1	19126.00	6.0	-6381.20	-6381.61	12555.76	12471.86
			.0	6380.88	-6380.63	-12653.43	12764.87
			3.0	-.03	3190.50	-53.62	-6295.41
			6.0	-6381.12	-6381.37	12546.57	12444.31
66	1	19126.00	.0	6381.00	-6381.00	-12662.61	12792.42
			3.0	-.03	3190.50	-62.56	-6295.41
			6.0	-6381.00	-6381.00	12537.39	12416.76
			.0	6380.99	-6380.98	-12671.79	12819.97
67	1	19126.00	3.0	-.03	3190.50	-71.76	-6295.41
			6.0	-6381.01	-6381.02	12528.21	12389.21
			.0	6381.21	-6381.62	-12680.98	12847.52
			3.0	-.03	3190.50	-80.52	-6295.42
68	1	19126.00	6.0	-6380.79	-6380.38	12519.02	12361.66
			.0	6381.40	-6382.21	-12690.16	12875.08
			3.0	-.03	3190.50	-89.31	-6295.43
			6.0	-6380.60	-6379.79	12509.84	12334.11
69	1	19126.00	.0	6381.40	-6382.21	-12690.16	12875.08
			3.0	-.03	3190.50	-89.31	-6295.43
			6.0	-6380.60	-6379.79	12509.84	12334.11
			.0	6381.40	-6382.21	-12690.16	12875.08
70	1	19126.00	3.0	-.03	3190.50	-89.31	-6295.43
			6.0	-6380.60	-6379.79	12509.84	12334.11
			.0	6381.40	-6382.21	-12690.16	12875.08
			3.0	-.03	3190.50	-89.31	-6295.43

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE			
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT		
61	1	.00	2.8		20855.95		.00	.00	
			5.0	-67836.17	-55281.48	.00	.00		

			.0	74651.04	-56281.41	.00	.00		
62	1	.00	2.5		35922.07		.00	.00	
			5.0	-76448.96	-60776.20	.00	.00		

			.0	73486.12	-61449.23	.00	.00		
63	1	.00	2.4		27899.05		.00	.00	
			5.0	-77613.88	-71768.63	.00	.00		

			.0	84803.20	-72704.78	.00	.00		
64	1	19126.00	2.8		46282.35		.00	.00	
			5.0	-66296.80	-26438.80	.00	.00		

			.0	6381.31	-6381.93	-12635.06	12709.77		
65	1	19126.00	3.0		3190.50		-34.40	-6295.41	
			6.0	-6380.69	-6380.07	12564.94	12499.42		

			.0	6380.80	-6380.39	-12644.24	12737.32		
66	1	19126.00	3.0		3190.50		-44.59	-6295.40	
			6.0	-6381.20	-6381.61	12555.76	12471.86		

			.0	6380.88	-6380.63	-12653.43	12764.87		
67	1	19126.00	3.0		3190.50		-53.62	-6295.41	
			6.0	-6381.12	-6381.37	12546.57	12444.31		

			.0	6381.00	-6381.00	-12662.61	12792.42		
68	1	19126.00	3.0		3190.50		-62.56	-6295.41	
			6.0	-6381.00	-6381.00	12537.39	12416.76		

			.0	6380.99	-6380.98	-12671.79	12819.97		
69	1	19126.00	3.0		3190.50		-71.76	-6295.41	
			6.0	-6381.01	-6381.02	12528.21	12389.21		

			.0	6381.21	-6381.62	-12680.98	12847.52		
70	1	19126.00	3.0		3190.50		-80.52	-6295.42	
			6.0	-6380.79	-6380.38	12519.02	12361.66		

			.0	6381.40	-6382.21	-12690.16	12875.08		
	1	19126.00	3.0		3190.50		-89.31	-6295.43	
			6.0	-6380.60	-6379.79	12509.84	12334.11		

F F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	1-2 PLANE MOMENT	1-3 PLANE SHEAR	1-3 PLANE MOMENT
72	1	-18995.02	.0	6381.17	-6381.51	-12635.06	12709.77
			3.0	-.03	3190.50	-34.67	-6295.41
			6.0	-6380.83	-6380.49	12564.94	12499.42
73	1	-18995.02	.0	6381.07	-6381.22	-12644.24	12737.32
			3.0	-.03	3190.50	-44.05	-6295.41
			6.0	-6380.93	-6380.78	12555.76	12471.86
74	1	-18995.02	.0	6380.74	-6380.23	-12653.43	12764.87
			3.0	-.03	3190.50	-53.88	-6295.40
			6.0	-6381.26	-6381.77	12546.57	12444.31
75	1	-18995.02	.0	6381.00	-6381.00	-12662.61	12792.42
			3.0	-.03	3190.50	-62.56	-6295.41
			6.0	-6381.00	-6381.00	12537.39	12416.76
76	1	-18995.02	.0	6381.15	-6381.46	-12671.79	12819.97
			3.0	-.03	3190.50	-71.44	-6295.41
			6.0	-6380.85	-6380.54	12528.21	12389.21
77	1	-18995.02	.0	6380.88	-6380.64	-12680.98	12847.52
			3.0	-.03	3190.50	-81.16	-6295.40
			6.0	-6381.12	-6381.36	12519.02	12361.66
78	1	-18995.02	.0	6381.57	-6382.71	-12690.16	12875.08
			3.0	-.03	3190.50	-88.99	-6295.43
			6.0	-6380.43	-6379.29	12509.84	12334.11
80	1	-18033.89	.0	40990.10	-46017.18	-696.82	2376.82
			4.7	-.18	51191.63	-696.82	-928.25
			10.2	-47142.99	-77390.89	-696.82	-4729.40
81	1	180952.36	.0	40863.13	-45543.89	-696.82	2376.82
			4.7	-.18	51063.62	-696.82	-918.01
			10.2	-47269.96	-78212.46	-696.82	-4729.40
82	1	85804.44	.0	41279.64	-47166.97	-696.82	2376.82
			4.8	-.18	51419.98	-696.82	-951.59
			10.2	-46853.45	-75587.96	-696.82	-4729.40
83	1	-226369.03					

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE	
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT
84	-----	1-225260.93	.0	46234.22	-92310.43	-696.82	2376.82
			5.3	-.18	31362.55	-696.82	-1351.08
			10.2	-41898.87	-70204.36	-696.82	-4729.40

85	-----	1-219525.09	.0	46480.11	-93478.02	-696.82	2376.82
			5.4	-.18	31513.91	-696.82	-1370.91
			10.2	-41652.98	-68864.37	-696.82	-4729.40

86	-----	1-222822.82	.0	47122.91	-98697.63	-696.82	2376.82
			5.5	-.18	29775.38	-696.82	-1422.74
			10.2	-41010.18	-67528.69	-696.82	-4729.40

87	-----	1 406794.90	.0	47393.93	-100000.75	-696.82	2376.82
			5.5	-.18	29954.32	-696.82	-1444.59
			10.2	-40739.15	-66067.89	-696.82	-4729.40

88	-----	1 -20623.12	.0	46001.31	-91746.58	-696.82	2376.82
			5.3	-.18	30683.48	-696.82	-1332.30
			10.2	-42131.78	-72015.76	-696.82	-4729.40

89	-----	1 182284.42	.0	43612.92	-77321.76	687.31	-4680.90
			5.0	-.18	32725.21	687.31	-1212.35
			10.2	-44520.16	-81947.80	687.31	2328.32

90	-----	1 79354.38	.0	43447.20	-77184.74	687.31	-4680.90
			5.0	-.18	32027.51	687.31	-1225.53
			10.2	-44685.88	-83500.79	687.31	2328.32

91	-----	1 229023.79	.0	42892.42	-74389.95	687.31	-4680.90
			5.0	-.18	32051.01	687.31	-1269.65
			10.2	-45240.67	-86363.72	687.31	2328.32

92	-----	1-227920.94	.0	46262.66	-70204.43	687.31	-4680.90
			5.4	-.18	53620.71	687.31	-1001.62
			10.2	-41870.43	-47808.38	687.31	2328.32

93	-----	1-226715.61	.0	46054.96	-68864.37	687.31	-4680.90
			5.3	-.18	53851.42	687.31	-1018.13
			10.2	-42078.13	-48586.47	687.31	2328.32

94	-----		.0	45529.81	-65114.79	687.31	-4680.90
			5.3	-.18	54818.39	687.31	-1059.90

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AY
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
94	1-220782.66		10.2	-42603.28	-50192.36	687.31	2328.32	
		.0		45312.94	-63781.00	687.31	-4680.90	
		5.2		-.18	55012.34	687.31	-1077.15	
		10.2		-42820.15	-51070.25	687.31	2328.32	
95	1 404116.75							
		.0		46665.93	-72151.93	687.31	-4680.90	
		5.4		-.18	53841.39	687.31	-969.54	
		10.2		-41467.16	-45643.29	687.31	2328.32	
96	1 .00							
		.0		3.39	-10.17	.00	.00	
		6.0		3.39	10.17	.00	.00	
97	1 .00							
		.0		-7.65	22.96	.00	.00	
		6.0		-7.65	-22.96	.00	.00	
98	1 .00							
		.0		-15.34	46.02	.00	.00	
		6.0		-15.34	-46.02	.00	.00	
99	1 .00							
		.0		-4.00	12.01	.00	.00	
		6.0		-4.00	-12.01	.00	.00	
100	1 .00							
		.0		-3.85	11.54	.00	.00	
		6.0		-3.85	-11.54	.00	.00	
101	1 .00							
		.0		-3.95	11.85	.00	.00	
		6.0		-3.95	-11.85	.00	.00	
102	1 .00							
		.0		18.90	-56.70	.00	.00	
		6.0		18.90	56.70	.00	.00	
103	1-119483.82							
		.0		10.24	-35.55	7766.13	-31985.57	
		6.9		10.24	35.55	7766.13	21959.67	
104	1 98176.50							
		.0		18.55	-64.42	7865.67	-31973.55	
		6.9		18.55	64.42	7865.67	22663.15	
105	1 74072.55							
		.0		-14.77	51.30	6501.24	-29056.83	
		6.9		-14.77	-51.30	6501.24	16102.20	

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	1-2 PLANE MOMENT	1-3 PLANE SHEAR	1-3 PLANE MOMENT
106	1	-92740.09	.0	-7.49	26.01	6538.73	-28901.13
			6.9	-7.49	-26.01	6538.73	16518.31
107	1	-49383.75	.0	-4.46	16.71	-1364.99	14664.20
			7.5	-4.46	-16.71	-1364.99	4426.78
108	1	30696.27	.0	-9.32	34.95	-1123.73	13913.89
			7.5	-9.32	-34.95	-1123.73	5485.88
109	1	32878.89	.0	8.63	-32.38	-5197.49	27475.43
			7.5	8.63	32.38	-5197.49	-11505.72
110	1	-50153.55	.0	4.14	-15.52	-5176.09	27433.21
			7.5	4.14	15.52	-5176.09	-11387.45
111	1	1869.56	.0	6.37	-31.85	3031.04	-16710.64
			10.0	6.37	31.85	3031.04	13599.74
112	1	-50196.96	.0	2.39	-11.95	3057.29	-16854.96
			10.0	2.39	11.95	3057.29	13717.95
113	1	-37091.91	.0	-.72	3.62	759.95	-9140.34
			10.0	-.72	-3.62	759.95	-1540.87
114	1	-6884.04	.0	-4.35	21.73	709.05	-9027.48
			10.0	-4.35	-21.73	709.05	-1937.02
115	1	-47942.47	.0	-1.53	4.60	-725.71	2098.22
			6.0	-1.53	-4.60	-725.71	-2256.03
116	1	14608.40	.0	-.29	.88	-72.88	139.73
			6.0	-.29	-.88	-72.88	-297.54
117	1	-6010.16	.0	-205.31	1131.28	949.56	-4846.11
			7.9	-205.31	-485.31	949.56	2630.73
118	1	-6528.75	.0	191.45	-1069.91	523.28	-3265.06
			7.9	191.45	437.60	523.28	855.28

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	1-2 PLANE MOMENT	1-3 PLANE SHEAR	1-3 PLANE MOMENT	A
119	1	-413.63	.0 7.9	120.82 120.82	-398.20 553.17	-340.00 -340.00	1119.16 -1557.99	
120	1	-1987.61	.0 7.9	-167.03 -167.03	571.78 -743.37	-694.39 -694.39	2362.44 -3105.22	
121	1	93.13	.0 7.9	20.39 20.39	-126.84 33.70	76.55 76.55	-408.93 193.85	
122	1	268.74	.0 7.9	-62.12 -62.12	296.32 -192.80	220.91 220.91	-1117.95 621.46	
123	1	-382.80	.0 7.9	-62.45 -62.45	133.04 -358.68	-314.66 -314.66	891.53 -1586.08	
124	1	-252.78	.0 7.9	56.39 56.39	-102.96 341.05	-113.44 -113.44	-45.08 -938.34	
125	1	-47942.47	.0 6.0	22.43 22.43	-67.28 67.28	.00 .00	-78.90 -78.90	
126	1	.00	.0 6.0	4.63 4.63	670.73 698.53	.00 .00	.00 .00	
127	1	-6299.76	.0 7.9	-139.28 -139.28	316.14 -780.54	711.51 711.51	-1900.08 3702.32	
128	1	-6629.60	.0 7.9	168.46 168.46	-403.86 922.59	440.38 440.38	-856.29 2611.29	
129	1	-2536.82	.0 7.9	202.32 202.32	-806.63 786.41	820.46 820.46	-3327.69 3132.61	
130	1	-2350.48	.0 7.9	-236.84 -236.84	919.58 -945.27	754.01 754.01	-2861.10 3075.98	
131	1	.00	.0 6.0	4.63 4.63	670.73 698.53	.00 .00	.00 .00	

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	PLANE MOMENT	1-3 PLANE SHEAR	PLANE MOMENT
132	1	184.31	.0	219.92	-835.36	1329.57	-4366.05
			7.9	219.92	896.30	1329.57	6103.00
133	1	163.40	.0	-227.40	904.10	1399.11	-4840.20
			7.9	-227.40	-886.47	1399.11	6176.39
134	1	5640.28	.0	-206.41	702.15	1253.60	-3835.68
			7.9	-206.41	-923.10	1253.60	6035.14
135	1	5573.57	.0	185.37	-618.35	1308.44	-3989.81
			7.9	185.37	841.26	1308.44	6312.83

REACTIONS AND APPLIED FORCES

DYNAMIC LOAD - FORCES "F" AND MOMENTS "M"

JOINT	F(X)	F(Y)	F(Z)	M(X)	M(Y)	M(Z)
1	.3440E+04	.2574E+05	.3954E+04	.5563E+05	.6019E+04	.3980E-01
2	.7107E+04	.2762E+05	.7384E+04	.5953E+05	.6021E+04	.6079E+04
3	.6785E+04	.2770E+05	.5202E+03	.5970E+05	.6021E+04	.6079E+04
4	.2306E+03	.1913E+04	.4793E+03	.1009E+05	.9223E+03	.1435E-01
5	.2306E+03	.1921E+04	.4826E+03	.1012E+05	.9223E+03	.1435E-01
6	.1138E+04	.2251E+04	.2795E+04	.1229E+05	.9235E+03	.1865E+04
7	.1071E+04	.2261E+04	.1799E+04	.1232E+05	.9235E+03	.1863E+04
8	.2306E+03	.1956E+04	.1803E+04	.1026E+05	.9223E+03	.1435E-01
9	3.1281	116.4755	2395.0709	197.0786	5.4743	.0001
10	3.1281	115.4989	2653.7890	196.1431	5.4743	.0001
11	3.1281	117.1926	2311.9095	198.3229	5.4743	.0001
12	.1946	98.8564	4614.4374	176.5230	.3405	.0001
13	.1946	105.2475	.0000	184.1831	.3405	.0001
14	.1946	99.5516	4001.8785	177.7417	.3405	.0001
15	.0142	6.0026	2598.3976	27.7176	.0709	.0000
16	3.4871	116.9889	2325.2031	197.6776	6.1024	.0001
17	3.4871	115.5267	2655.0521	196.1755	6.1024	.0001
18	3.4871	117.6359	2234.5431	198.8401	6.1024	.0001
19	.3631E+04	.2569E+05	.7170E+03	.5557E+05	.6355E+04	.3980E-01
20	.7318E+04	.2759E+05	.2514E+04	.5950E+05	.6357E+04	.6074E+04
21	.7380E+04	.2766E+05	.4028E+04	.5966E+05	.6357E+04	.6076E+04
22	.2577E+03	.1983E+04	.5319E+03	.1027E+05	.1031E+04	.1435E-01
23	.2577E+03	.1986E+04	.5313E+03	.1029E+05	.1031E+04	.1435E-01
24	.1271E+04	.2319E+04	.3124E+04	.1247E+05	.1032E+04	.1890E+04
25	.1197E+04	.2324E+04	.2024E+04	.1249E+05	.1032E+04	.1891E+04
26	.2577E+03	.1984E+04	.7769E+03	.1033E+05	.1031E+04	.1435E-01
27	.3763E+04	.3253E+05	.3622E+00	.1161E-10	.5292E+04	.4523E-01
28	.7682E+04	.3503E+05	.6730E+00	.2506E-10	.5296E+04	.7548E+04
29	.8204E+04	.3515E+05	.2813E+00	.1233E-10	.5297E+04	.7540E+04
30	3.3093	114.0690	1.9648	.0000	8.9292	.0002
31	3.3093	112.3416	2.9118	.0000	3.7069	.0002
32	3.3093	113.3153	1.8840	.0000	.3136	.0002
33	.1733	102.7763	3.8563	.0000	70.9014	.0002
34	.1733	107.3453	5423.9865	2259.6514	9.7457	.0002
35	.1733	103.4212	3.3897	.0000	60.7852	.0002
36	3.6046	114.4785	1.9093	.0000	10.8197	.0002
37	3.6046	111.7797	2.9444	.0000	4.3947	.0002
38	3.6046	113.4121	1.8307	.0000	.6692	.0002
39	.3892E+04	.3239E+05	.7287E-01	.8746E-11	.5767E+04	.4523E-01
40	.8299E+04	.3493E+05	.4512E-01	.8363E-11	.5771E+04	.7527E+04
41	.7942E+04	.3503E+05	.2053E+00	.1743E-10	.5772E+04	.7523E+04
42	.7131E+01	.1858E+05	.7159E+00	.5083E-11	.7375E+03	.1017E+06
43	.8339E+03	.2092E+05	.9957E+00	.1331E-10	.6250E+03	.2063E+06
44	.1162E+04	.1778E+05	.6835E+00	.8477E-11	.8490E+03	.1518E+06
45	.2432E+03	.1996E+04	.1365E+00	.1454E-11	.9132E+03	.2878E+05
46	.2432E+03	.2013E+04	.1419E+00	.3634E-11	.9131E+03	.2889E+05
47	1245.2722	2621.9039	.6128	.0000	890.7539	6839.1478
48	1036.8033	2308.8918	.2470	.0000	970.3843	2983.4944
49	.7789E+02	.4400E+04	.5667E+00	.1017E-10	.9131E+03	.2941E+05
50	.1822	2.4065	.0999	.0000	.5012	.0000
51	.1679E+04	.8428E+02	.1472E+01	.0000E+00	.8570E+02	.1297E+05

***** forces sismiques *****

REACTIONS AND APPLIED FORCES

DYNAMIC LOAD - FORCES "F" AND MOMENTS "M"

JOINT	F(X)	F(Y)	F(Z)	M(X)	M(Y)	M(Z)
52	1796.9607	11.0537	1.2574	.0000	84.4251	789.8708
53	.2087E+02	.6851E+01	.3491E+02	.0000E+00	.2825E+02	.1768E+06
54	.2655E+03	.5136E+02	.3081E+02	.1885E-11	.4169E+02	.2040E+06
55	.3869E+03	.2277E+02	.3580E+02	.1476E-11	.1403E+02	.1533E+06
56	20.8531	350.9469	53.0042	.0000	27.0099	4034.5744
57	20.8531	351.8962	48.7252	.0000	28.1687	3925.2589
58	643.3599	491.0715	50.3560	.0000	38.5071	9623.4761
59	646.3351	187.9842	46.0931	.0000	58.7232	4775.4524
60	.2087E+02	.3501E+03	.1953E+02	.0000E+00	.2878E+02	.1007E+06
61	.1186	2.5105	.0971	.0000	.3263	.0000
62	.2943E+04	.8453E+02	.1496E+01	.0000E+00	.1052E+03	.1671E+05
63	2819.8390	18.9706	1.2117	.0000	99.7871	591.3965
64	12.7538	5092.3182	.4711	.0000	583.3562	15.1684
65	598.9195	6213.2934	.5500	.0000	468.2290	1107.2242
66	824.9986	2748.7421	.5835	.0000	702.7897	989.1284
67	249.5113	2250.9973	.1902	.0000	1035.4257	13.3816
68	249.5113	2246.2008	.1826	.0000	1035.4441	10.7531
69	1324.9805	2874.7854	.6693	.0000	979.4304	3406.6577
70	1160.4312	2521.6140	.2883	.0000	1110.5072	3821.5000
71	21.5800	8697.1885	.2512	.0000	1035.4632	20.3735
72	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
73	.2117E+04	.2930E+03	.1642E+03	.0000E+00	.3713E+03	.1056E+05
74	2099.6160	366.8201	165.1807	.0000	378.0682	1393.3401
75	326.6191	253.3968	207.8411	.0000	.0000	1789.1898
76	343.0574	501.8137	207.4929	.0000	.0000	1554.1787

REACTIONS AND APPLIED FORCES

LOAD COMBINATION 1 - FORCES "F" AND MOMENTS "M"

JOINT	F(X)	F(Y)	F(Z)	M(X)	M(Y)	M(Z)
1	.9063E+05	.1056E+06	.2604E+06	-.2395E+06	.1586E+06	.9020E+00
2	.1938E+06	.1158E+06	.2784E+06	-.2604E+06	.1586E+06	.2763E+05
3	.1754E+06	.1176E+06	.1730E+06	-.2643E+06	.1587E+06	-.2762E+05
4	.4126E+04	-.2084E+05	.2170E+06	-.9741E+04	.1650E+05	.1916E+00
5	.4126E+04	-.2059E+05	.2170E+06	-.1059E+05	.1650E+05	.1916E+00
6	.3425E+05	-.1864E+05	.2588E+06	-.2132E+05	.1651E+05	.1011E+05
7	.5252E+04	-.1842E+05	.1764E+06	-.2202E+05	.1653E+05	-.1003E+05
8	.4126E+04	-.2081E+05	.9896E+05	-.1054E+05	.1650E+05	.1916E+00
9	.9460E+02	.4951E+03	.1425E+06	-.8351E+03	.1655E+03	.3341E-02
10	.9460E+02	.4856E+03	.1388E+06	-.8286E+03	.1655E+03	.3341E-02
11	.9460E+02	.5145E+03	.1421E+06	-.8670E+03	.1655E+03	.3341E-02
12	.1966E+02	.4164E+03	.2334E+06	-.7433E+03	.3440E+02	.3341E-02
13	19.6560	449.3492	.0000	-786.3611	34.3980	.0033
14	.1966E+02	.4317E+03	.2714E+06	-.7704E+03	.3440E+02	.3341E-02
15	.8314E+00	.2530E+02	.2490E+06	-.1168E+03	.4157E+01	.5677E-03
16	-.5529E+02	.4858E+03	.1620E+06	-.8243E+03	-.9675E+02	.3341E-02
17	-.5529E+02	.4992E+03	.1615E+06	-.8446E+03	-.9675E+02	.3341E-02
18	-.5529E+02	.5000E+03	.1622E+06	-.8500E+03	-.9675E+02	.3341E-02
19	-.6961E+05	.1131E+06	.2331E+06	-.2311E+06	-.1218E+06	.9020E+00
20	-.1336E+06	.1229E+06	.1534E+06	-.2516E+06	-.1219E+06	.2510E+05
21	-.1497E+06	.1257E+06	.2420E+06	-.2566E+06	-.1219E+06	-.2496E+05
22	-.2390E+04	.3688E+05	.1986E+06	-.7408E+05	-.9558E+04	.1916E+00
23	-.2390E+04	.3677E+05	.1986E+06	-.7396E+05	-.9558E+04	.1916E+00
24	.1737E+04	.3724E+05	.1743E+06	-.8073E+05	-.9580E+04	.5416E+04
25	-.2465E+05	.3723E+05	.2217E+06	-.8082E+05	-.9562E+04	-.5484E+04
26	-.2390E+04	.3742E+05	.8039E+05	-.7624E+05	-.9558E+04	.1916E+00
27	-.1101E+06	-.1634E+06	.3971E-10	-.8489E-11	.1148E+06	-.1263E+01
28	-.2195E+06	-.1767E+06	.9580E-10	.5184E-10	.1149E+06	-.3071E+05
29	-.2528E+06	-.1791E+06	.3699E-10	.5684E-11	.1148E+06	.3070E+05
30	-104.6025	-485.1147	.0000	.0000	194.2529	-.0044
31	-104.6025	-476.5450	.0000	.0000	144.2823	-.0044
32	-104.6025	-499.1509	.0000	.0000	88.0655	-.0044
33	-19.6974	-436.5124	.0000	.0000	3600.8215	-.0043
34	-.1970E+02	-.4629E+03	.3184E+06	-.9468E+04	-.5467E+03	-.4266E-02
35	-19.6974	-453.5801	.0000	.0000	-4113.2606	-.0043
36	65.1540	-477.6784	.0000	.0000	-60.5204	-.0044
37	65.1540	-491.3493	.0000	.0000	-71.1888	-.0044
38	65.1540	-494.6110	.0000	.0000	-80.2841	-.0044
39	.8894E+05	-.1141E+06	-.1243E-10	-.8940E-11	-.7830E+05	-.1263E+01
40	.2092E+06	-.1278E+06	.1046E-09	-.1220E-09	-.7831E+05	-.3622E+05
41	.1792E+06	-.1318E+06	.2116E-09	.1804E-10	-.7836E+05	.3589E+05
42	.7222E+04	.3139E+05	-.1313E+06	.4093E-11	-.3787E+05	.1306E+06
43	.7812E+05	-.1684E+06	-.1313E+06	.3247E-10	-.4344E+05	-.2292E+07
44	.5448E+05	-.7501E+05	-.1313E+06	-.2620E-10	-.4516E+05	-.8336E+06
45	.1035E+05	.1851E+06	-.1312E+06	-.3820E-10	.1604E+05	.8855E+06
46	.1035E+05	.1837E+06	-.1313E+06	.2425E-11	.1604E+05	.8891E+06
47	.1402E+05	.1806E+06	-.1313E+06	-.2851E-10	.1638E+05	.3462E+07
48	-.2415E+05	.1835E+06	-.1313E+06	-.5354E-10	.1581E+05	.3588E+07
49	.2189E+05	-.4230E+06	-.1312E+06	-.1273E-10	.9657E+04	.8981E+06
50	10.0041	-9.9990	.0000	.0000	-27.5112	.0011
51	.5389E+05	-.4559E+04	-.1189E-09	-.1099E-11	-.8492E+03	-.2562E+06

REACTIONS AND APPLIED FORCES

D COMBINATION 1 - FORCES "F" AND MOMENTS "M"

NT	F(X)	F(Y)	F(Z)	M(X)	M(Y)	M(Z)
52	-.5312E+05	-.3840E+04	.1387E-09	.1461E-11	.6140E+03	.2146E+04
53	.1384E+04	.7508E+05	.1312E-09	-.4995E-11	-.1835E+04	.8731E+06
54	.1560E+04	.7117E+05	-.6480E-09	-.9488E-11	-.1660E+04	-.2109E+07
55	-.4223E+03	.7806E+05	.1616E-08	-.4214E-11	-.2391E+04	-.6029E+06
56	.1384E+04	.7667E+05	.3582E-09	-.8744E-11	-.1903E+04	.3946E+07
57	.1384E+04	.7668E+05	.8826E-09	-.2851E-11	-.1869E+04	.3929E+07
58	.2834E+04	.8115E+05	.1677E-08	-.7409E-11	-.1945E+04	.3918E+07
59	.9680E+02	.7211E+05	.2246E-08	-.2423E-10	-.1865E+04	.3815E+07
60	.1383E+04	.7670E+05	-.7364E-09	.1102E-10	-.1785E+04	-.5365E+07
61	-9.8675	-8.1110	.0000	.0000	27.1356	.0011
62	-.1448E+05	-.7881E+01	.1188E-09	-.1261E-11	.1320E+03	-.7204E+05
63	.1445E+05	.6751E+02	-.1372E-10	.0000E+00	-.2256E+03	-.1232E+04
64	.6564E+04	.7355E+05	-.1312E+06	.3274E-10	.4941E+05	-.2045E+06
65	-.3068E+05	.2637E+06	-.1313E+06	.2885E-10	.4279E+05	-.1815E+06
66	-.4523E+05	.1641E+06	-.1313E+06	.4986E-10	.4331E+05	-.2024E+06
67	.1687E+05	-.1818E+06	-.1312E+06	.3865E-11	-.1002E+05	-.1926E+06
68	.1687E+05	-.1806E+06	-.1313E+06	.9247E-11	-.1001E+05	-.1928E+06
69	.3558E+05	-.1753E+06	-.1313E+06	.1619E-10	-.1056E+05	-.2647E+06
70	.1620E+05	-.1693E+06	-.1313E+06	.1049E-10	-.9557E+04	-.2319E+06
71	-.9709E+04	.4511E+06	-.1312E+06	-.5230E-11	-.1639E+05	.1005E+05
72	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
73	.5454E+05	-.3640E+04	-.5476E-11	.0000E+00	-.1266E+04	-.2461E+06
74	-.5516E+05	-.3573E+04	.3236E-10	.0000E+00	.1387E+04	.5408E+04
75	-.4395E+04	-.5460E+04	-.1181E-09	.0000E+00	-.1231E-10	-.1207E+05
76	.4510E+04	-.5527E+04	.8614E-10	.0000E+00	-.7707E-11	.1186E+05

***** displacements des noeuds *****

MODE SHAPES

MODE SHAPE NUMBER 1 PERIOD = .583870 SECONDS

DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

JOINT	U(X)	U(Y)	U(Z)	R(X)	R(Y)	R(Z)
1	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
2	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
3	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
4	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
5	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
6	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
7	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
8	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
9	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
10	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
11	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
12	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
13	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
14	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
15	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
16	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
17	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
18	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
19	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
20	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
21	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
22	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
23	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
24	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
25	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
26	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
27	.000011	.001993	.000001	-.000471	.000000	.000001
28	.000011	.002000	.000001	-.000468	.000000	.000001
29	.000011	.002007	.000001	-.000470	.000000	.000001
30	.000005	.001993	-.000009	.000126	.000000	.000001
31	.000005	.002000	-.000010	.000111	.000000	.000001
32	.000005	.002007	-.000009	.000126	.000000	.000001
33	-.000000	.001993	-.000017	-.000066	.000000	.000001
34	-.000000	.002000	.000000	.000000	.000000	.000001
35	-.000000	.002007	-.000015	-.000066	.000000	.000001
36	-.000006	.001993	.000009	.000131	.000000	.000001
37	-.000006	.002000	.000010	.000112	.000000	.000001
38	-.000006	.002007	.000008	.000131	.000000	.000001
39	-.000011	.001993	.000000	-.000472	.000000	.000001
40	-.000011	.002000	.000000	-.000469	.000000	.000001
41	-.000011	.002007	.000000	-.000471	.000000	.000001
42	.000011	.001993	.000001	.000172	.000000	.000001
43	.000009	.002017	.000002	.000174	.000000	.000001
44	.000009	.002023	.000001	.000174	.000000	.000001
45	.000011	.002013	.000000	-.000248	.000000	.000001
46	.000011	.002020	.000000	-.000248	.000000	.000001
47	.000009	.002039	.000001	-.000270	.000000	.000001
48	.000009	.002045	-.000000	-.000270	.000000	.000001
49	.000011	.002040	.000001	-.000247	.000000	.000001

M O D E S H A P E S

MODE SHAPE NUMBER 1 PERIOD = .583870 SECONDS

DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

JOINT	U(X)	U(Y)	U(Z)	R(X)	R(Y)	R(Z)
50	.000004	.002012	-.000009	-.000068	.000000	.000001
51	.000004	.002017	-.000009	-.000033	.000000	.000001
52	.000004	.002023	-.000008	-.000028	.000000	.000001
53	-.000001	.002012	-.000050	-.000087	.000000	.000001
54	-.000001	.002017	-.000037	-.000084	.000000	.000001
55	-.000001	.002023	-.000043	-.000084	.000000	.000001
56	-.000001	.002028	-.000074	.000121	.000000	.000001
57	-.000001	.002034	-.000068	.000122	.000000	.000001
58	-.000001	.002039	-.000061	.000140	.000000	.000001
59	-.000001	.002045	-.000055	.000140	.000000	.000001
60	-.000001	.002050	-.000027	.000122	.000000	.000001
61	-.000005	.002012	.000009	-.000071	.000000	.000001
62	-.000005	.002017	.000009	-.000017	.000000	.000001
63	-.000005	.002023	.000008	-.000023	.000000	.000001
64	-.000010	.002012	.000001	.000177	.000000	.000001
65	-.000010	.002017	.000001	.000177	.000000	.000001
66	-.000010	.002023	.000001	.000178	.000000	.000001
67	-.000010	.002028	-.000000	-.000238	.000000	.000001
68	-.000010	.002034	-.000000	-.000239	.000000	.000001
69	-.000010	.002039	-.000001	-.000262	.000000	.000001
70	-.000010	.002045	.000000	-.000263	.000000	.000001
71	-.000010	.002050	.000000	-.000243	.000000	.000001
72	-.000001	.002031	.000000	.000000	.000000	.000001
73	.000004	.002039	-.001219	.000021	.000000	.000001
74	.000004	.002045	-.001234	.000027	.000000	.000001
75	-.000005	.002039	.001126	.000035	.000096	.000001
76	-.000005	.002045	.001118	.000044	-.000093	.000001

J O I N T D I S P L A C E M E N T S

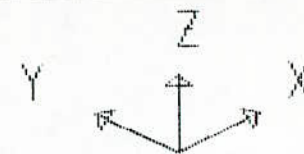
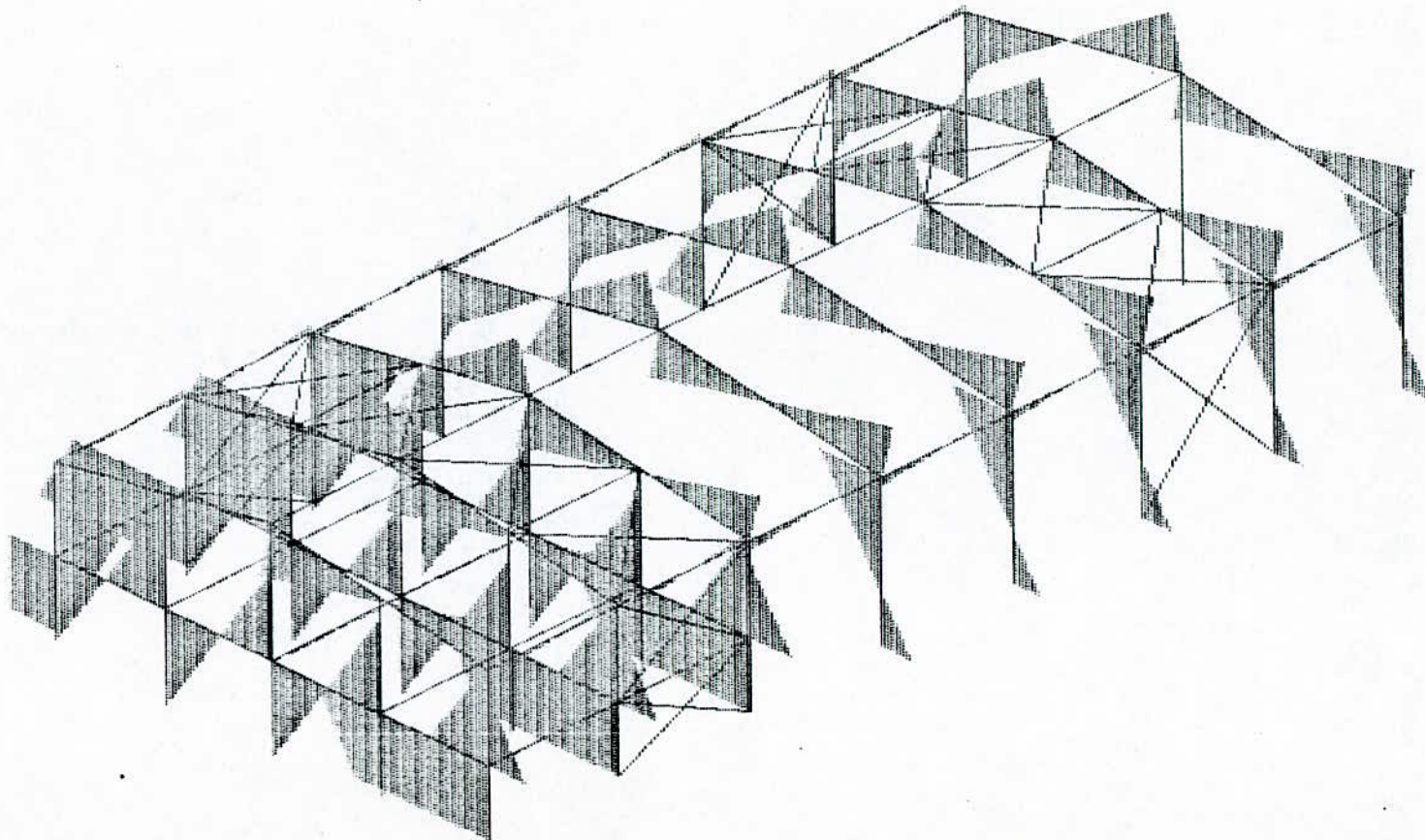
LOAD COMBINATION 1 - DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

JOINT	U(X)	U(Y)	U(Z)	R(X)	R(Y)	R(Z)
1	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
2	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
3	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
4	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
5	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
6	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
7	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
8	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
9	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
10	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
11	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
12	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
13	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
14	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
15	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
16	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
17	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
18	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
19	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
20	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
21	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
22	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
23	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
24	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
25	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
26	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
27	-.000907	-.026823	-.000180	.005337	.000000	-.000080
28	-.000907	-.027304	-.000151	.005415	.000000	-.000080
29	-.000907	-.027785	-.000154	.005546	.000000	-.000080
30	-.000506	-.026823	-.001696	-.001864	.000000	-.000080
31	-.000506	-.027304	-.001653	-.001257	.000000	-.000080
32	-.000506	-.027785	-.001692	-.001989	.000000	-.000080
33	-.000105	-.026823	-.002778	.000869	.000000	-.000080
34	-.000105	-.027304	.000000	.000000	.000000	-.000080
35	-.000105	-.027785	-.003231	.000887	.000000	-.000080
36	.000296	-.026823	-.001929	-.001540	.000000	-.000080
37	.000296	-.027304	-.001922	-.001732	.000000	-.000080
38	.000296	-.027785	-.001930	-.001483	.000000	-.000080
39	.000697	-.026823	-.000161	.007161	.000000	-.000080
40	.000697	-.027304	-.000132	.007157	.000000	-.000080
41	.000697	-.027785	-.000135	.007206	.000000	-.000080
42	-.000907	-.026823	-.000338	-.004399	.000000	-.000080
43	-.000493	-.026235	-.000242	-.004322	.000000	-.000039
44	-.000493	-.026469	-.000305	-.004501	.000000	-.000039
45	-.000907	-.028267	-.000343	.001143	.000000	-.000080
46	-.000907	-.028748	-.000343	.001092	.000000	-.000080
47	-.000493	-.027170	-.000346	.001628	.000000	-.000039
48	-.000493	-.027404	-.000281	.001583	.000000	-.000039
49	-.000907	-.030191	-.000156	.001364	.000000	-.000080
50	-.000298	-.026002	-.001696	.000708	.000000	-.000039
51	-.000298	-.026235	-.001653	.000096	.000000	-.000039

JOINT DISPLACEMENTS

LOAD COMBINATION 1 - DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

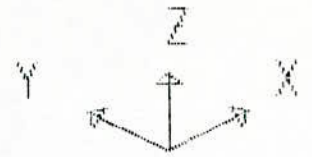
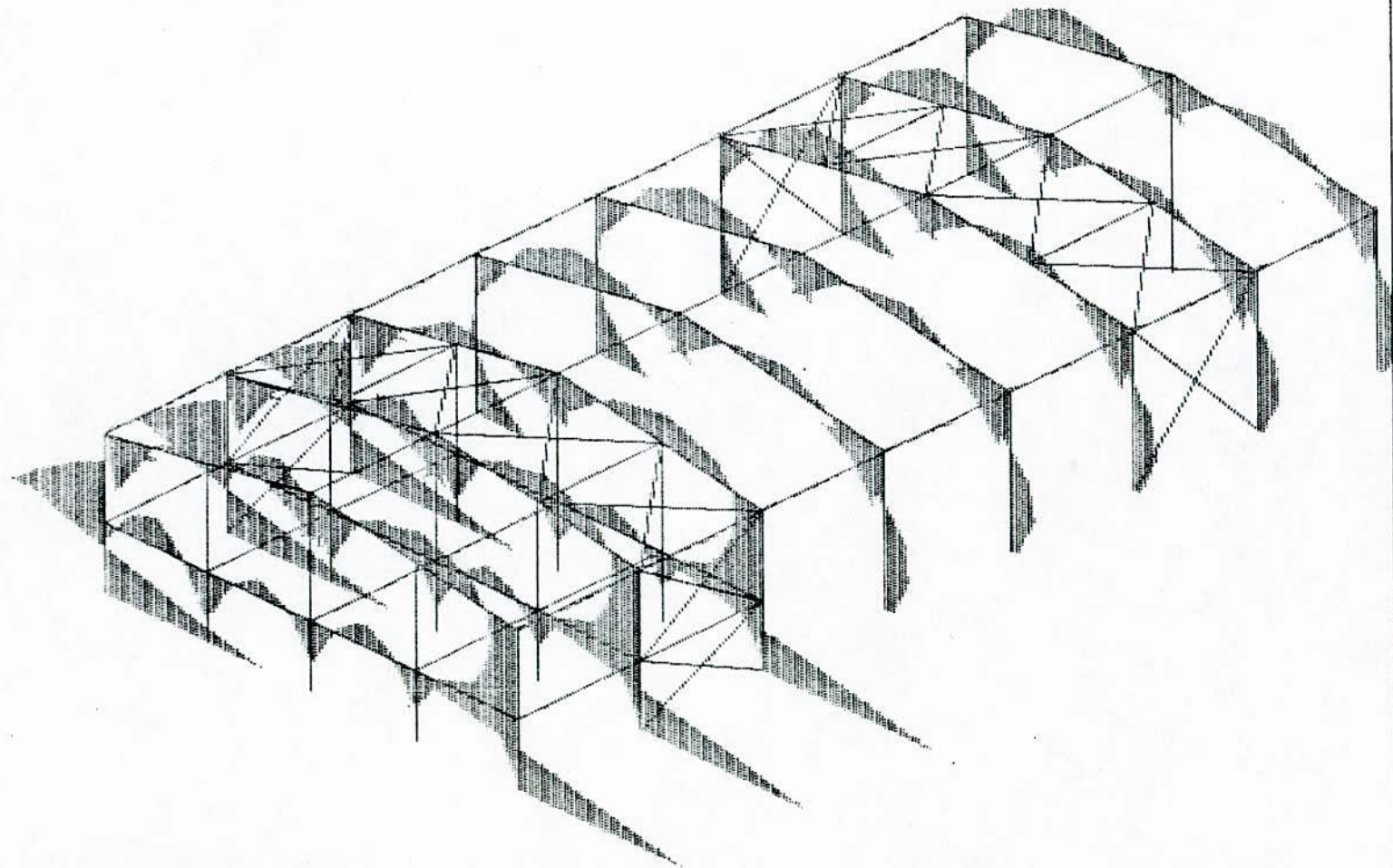
JOINT	U(X)	U(Y)	U(Z)	R(X)	R(Y)	R(Z)
52	-.000298	-.026469	-.001684	.000191	.000000	-.000039
53	-.000104	-.026002	-.004641	.001287	.000000	-.000039
54	-.000104	-.026235	-.003603	.001288	.000000	-.000039
55	-.000104	-.026469	-.005946	.001325	.000000	-.000039
56	-.000104	-.026703	-.010642	-.001597	.000000	-.000039
57	-.000104	-.026936	-.011868	-.001611	.000000	-.000039
58	-.000104	-.027170	-.013045	-.001911	.000000	-.000039
59	-.000104	-.027404	-.014255	-.001922	.000000	-.000039
60	-.000104	-.027637	-.008469	-.001644	.000000	-.000039
61	.000091	-.026002	-.001929	.000546	.000000	-.000039
62	.000091	-.026235	-.001919	.000668	.000000	-.000039
63	.000091	-.026469	-.001925	.000544	.000000	-.000039
64	.000286	-.026002	-.000309	-.000754	.000000	-.000039
65	.000286	-.026235	-.000257	-.001057	.000000	-.000039
66	.000286	-.026469	-.000234	-.001036	.000000	-.000039
67	.000286	-.026703	-.000314	.005251	.000000	-.000039
68	.000286	-.026936	-.000314	.005358	.000000	-.000039
69	.000286	-.027170	-.000267	.005520	.000000	-.000039
70	.000286	-.027404	-.000303	.005607	.000000	-.000039
71	.000286	-.027637	-.000127	.005251	.000000	-.000039
72	-.000104	-.026819	.000000	.000000	.000000	-.000039
73	-.000298	-.027170	.005924	-.001733	.000000	-.000039
74	-.000298	-.027404	.006382	-.002062	.000000	-.000039
75	.000091	-.027170	-.033049	.001265	-.002227	-.000039
76	.000091	-.027404	-.033565	.000954	.002430	-.000039



USMA
FRAME
OUTPUT V22
LOAD 1

ENVELOPES
MIN < 3 >
-.1392E+06
AT 3.50
MAX < 63 >
.8480E+05
AT .00

SAP90



USNO
 FRAME
 OUTPUT M33
 LOAD 1

ENVELOPES
 MIN < 3 >
 -.1874E+06
 AT 3.50
 MAX < 3 >
 .2482E+06
 AT .00

SAP90

المركز الوطني للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

المركز الوطني للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

المركز الوطني للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

المركز الوطني للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

المركز الوطني للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

المركز الوطني للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

المركز الوطني للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

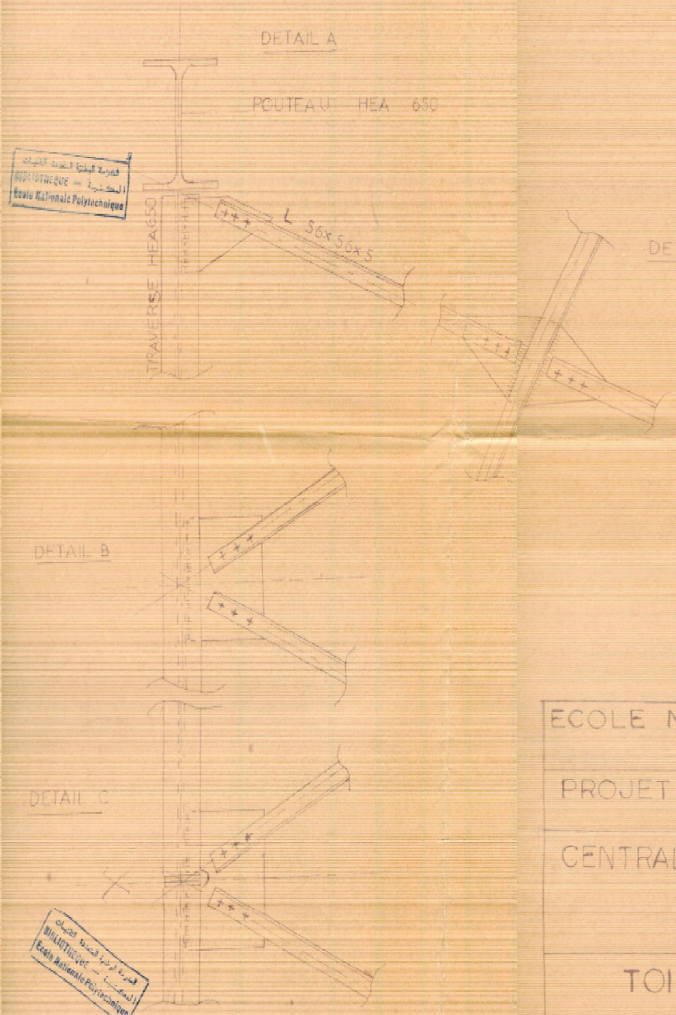
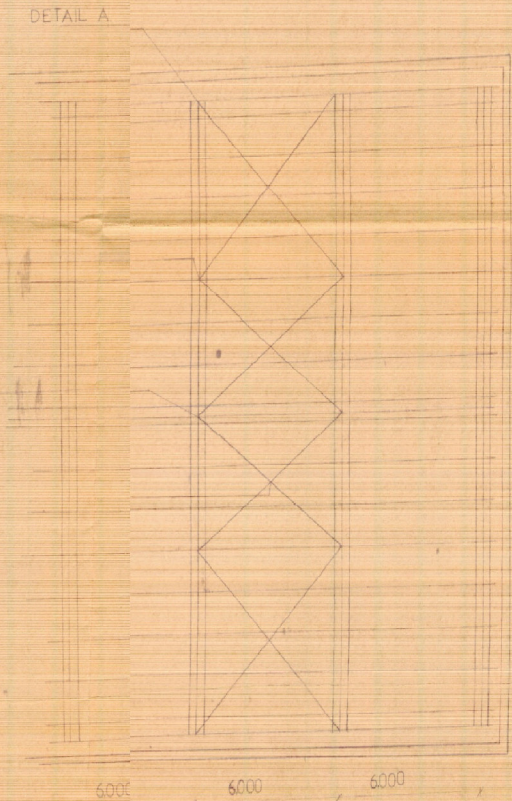
DETAIL A

PCUTEAU HEA 650

DETAIL D

DETAIL B

DETAIL C



TOITURE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

PROJET : PEF

CENTRALE TURBINE A GAZ

ATELIER

TOITURE - DETAILS

DESSINE PAR :

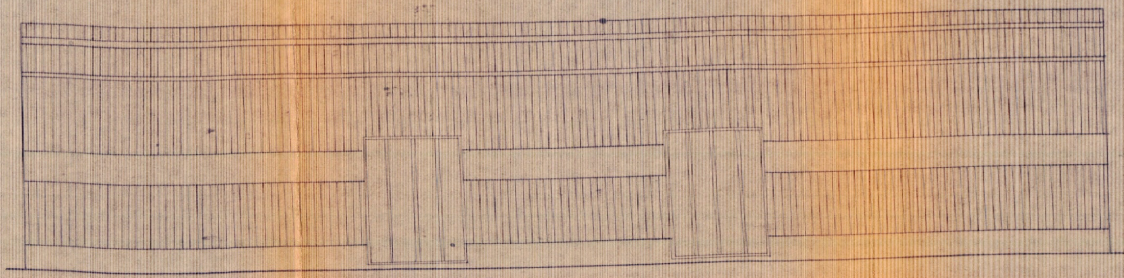
B. GUERET

I. AIT ABDELMALEK

ECH. : 1/100

DESSIN : N°8

المركز الوطني للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique



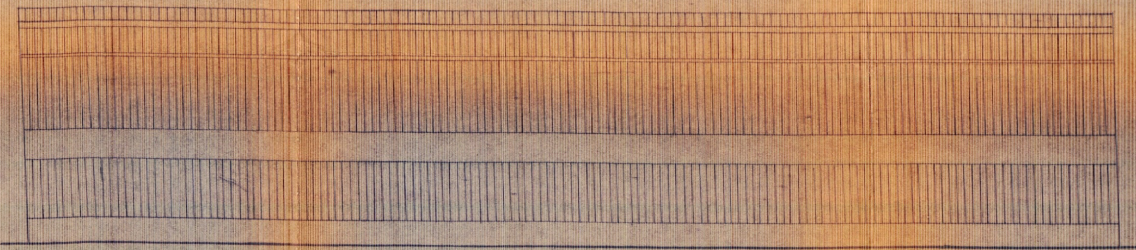
FACADE PRINCIPALE

المدرسة الوطنية للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

المدرسة الوطنية للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

المدرسة الوطنية للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

المدرسة الوطنية للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

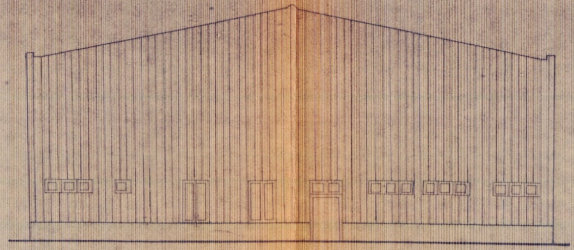


FACADE POSTERIEURE

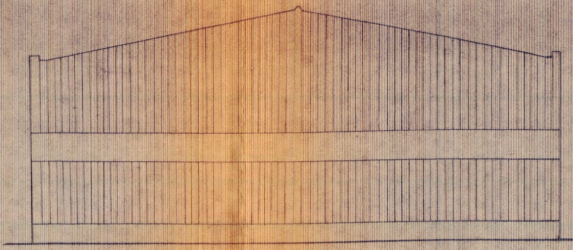
المدرسة الوطنية للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

المدرسة الوطنية للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

المدرسة الوطنية للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique



FACADE GAUCHE



FACADE DROITE

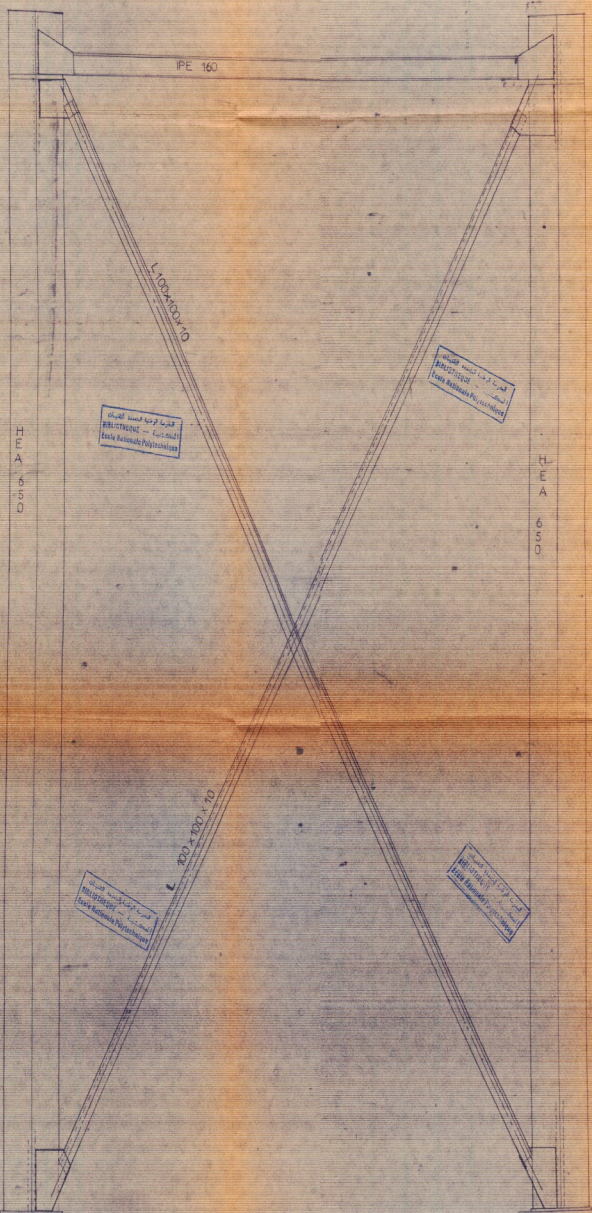
FACADES

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE	
PROJET : PEF	
CENTRALE TURBINE A GAZ	
ATELIER	
FACADE	
DESSINE PAR :	
B. QUERET	
I. AIT ABDELMALEK	
ECH : 1/100	DESSIN N° 5

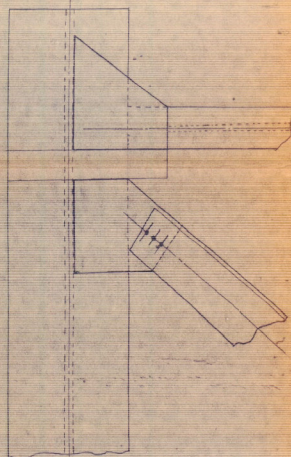
10005 10004

المدرسة الوطنية للتكنولوجيا
POLYTECHNIQUE - المكننة
Ecole Nationale Polytechnique

المدرسة الوطنية للتكنولوجيا
POLYTECHNIQUE - المكننة
Ecole Nationale Polytechnique



المدرسة الوطنية للتكنولوجيا
POLYTECHNIQUE - المكننة
Ecole Nationale Polytechnique



المدرسة الوطنية للتكنولوجيا
POLYTECHNIQUE - المكننة
Ecole Nationale Polytechnique

المدرسة الوطنية للتكنولوجيا
POLYTECHNIQUE - المكننة
Ecole Nationale Polytechnique

المدرسة الوطنية للتكنولوجيا
POLYTECHNIQUE - المكننة
Ecole Nationale Polytechnique

7564

STABILITE AXIATIONNALE 1

EGOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

PROJET : PEF

CENTRALE TURBINE A GAZ
ATELIER

PALEE DE STABILITE

DESSINE PAR :
B. OURET
I. ABDELMALEK

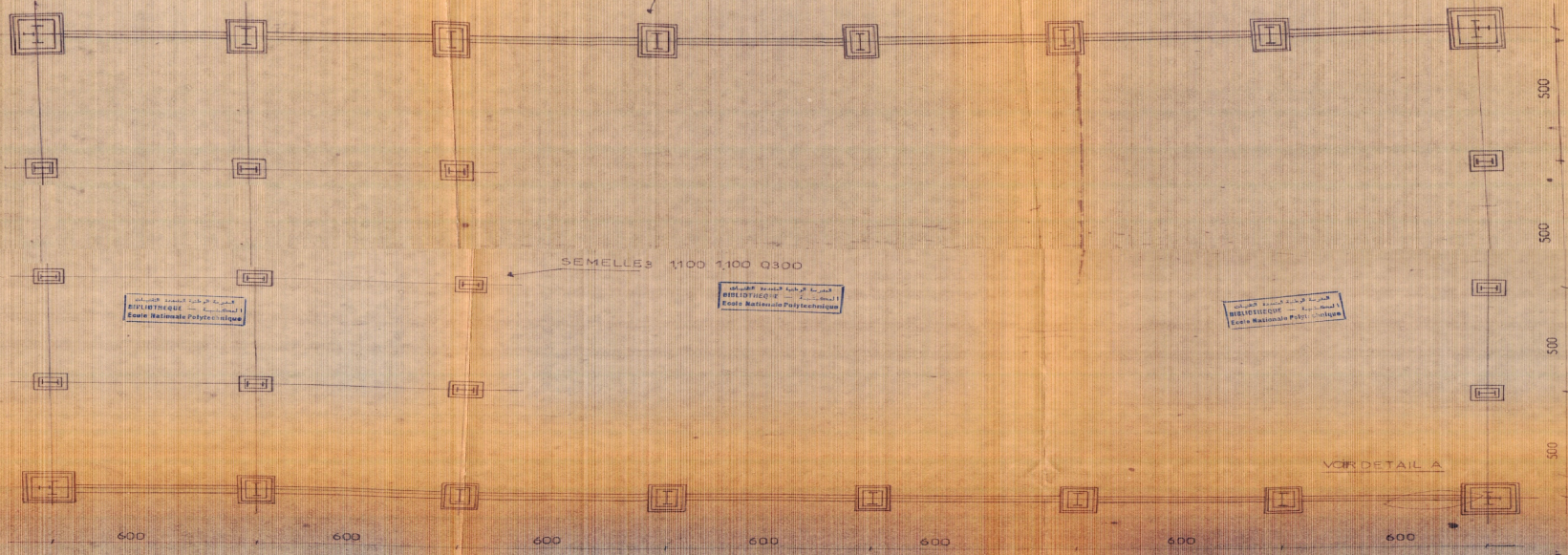
ECH : 1/15 1/20

DESSIN : N: 4

SEMELLE 1 1200x1900x0.400

SEMELLE 2 1400 1400 0.300

SEMELLE 3 1100 1100 0.300



المدرسة الوطنية للتكنولوجيا
الطرابلس - ليبيا
Ecole Nationale Polytechnique

المدرسة الوطنية للتكنولوجيا
الطرابلس - ليبيا
Ecole Nationale Polytechnique

المدرسة الوطنية للتكنولوجيا
الطرابلس - ليبيا
Ecole Nationale Polytechnique

المدرسة الوطنية للتكنولوجيا
الطرابلس - ليبيا
Ecole Nationale Polytechnique

IMPLANTATION

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

PROJET : PEP

CENTRALE TURBINE A GAZ

ATELIER

FONDATION - IMPLANTATION

DESSINE PAR :
B. QUERET
T. AIT ABDELMALEK

ECH : 1/25

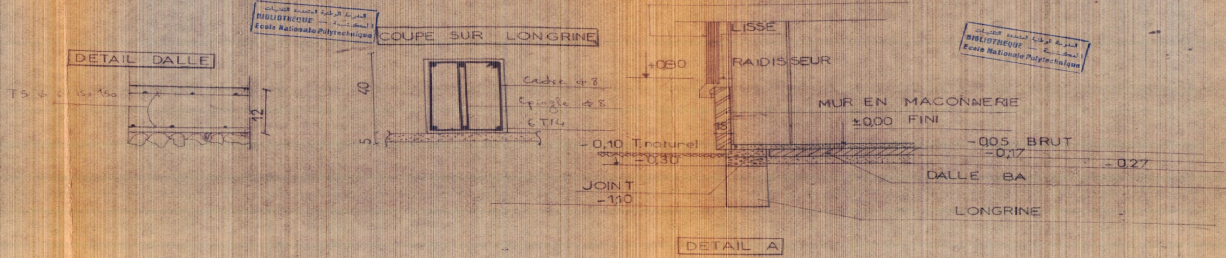
DESSIN N° 3

1995 1996

DETAIL DALLE

COUPE SUR LONGRINE

PANNEAU SANDWICH



المدرسة الوطنية للتكنولوجيا
الطرابلس - ليبيا
Ecole Nationale Polytechnique

المدرسة الوطنية للتكنولوجيا
الطرابلس - ليبيا
Ecole Nationale Polytechnique

المدرسة الوطنية للتكنولوجيا
الطرابلس - ليبيا
Ecole Nationale Polytechnique

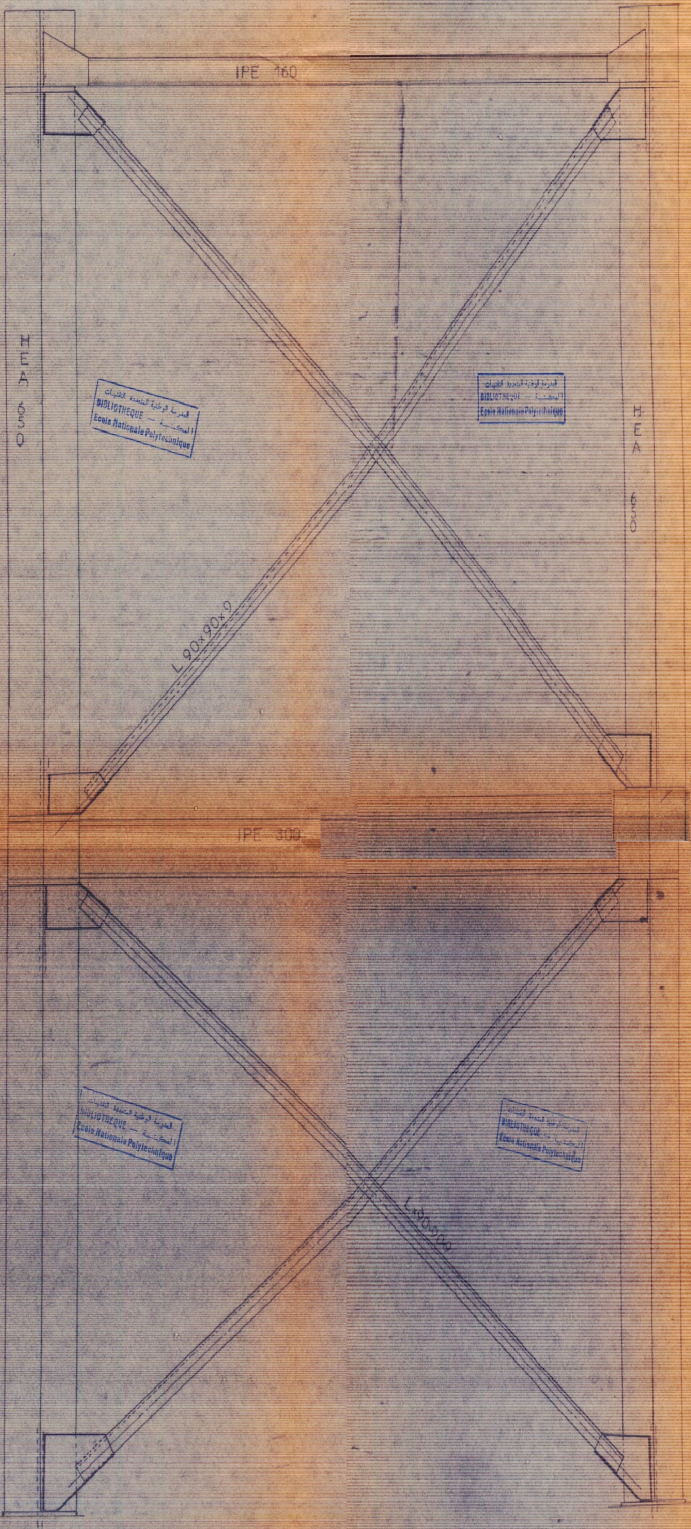
DETAIL A

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
Ecole Nationale Polytechnique

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
Ecole Nationale Polytechnique

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
Ecole Nationale Polytechnique

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
Ecole Nationale Polytechnique



4450

7950

3500

6000

STABILITE LONGITUDINALE '2

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

PROJET : PEF

CENTRALE TURBINE A GAZ
ATELIER

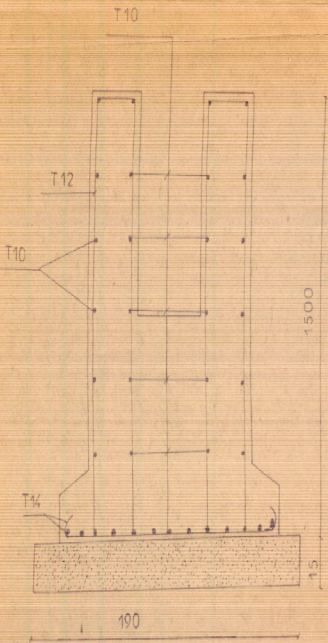
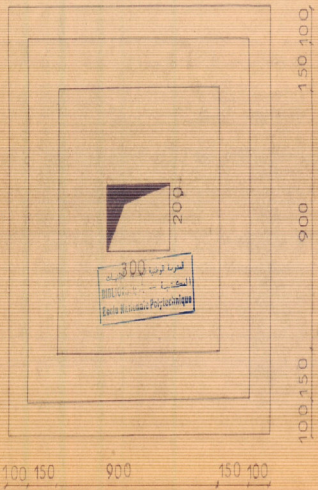
PALEE DE STABILITE

DESSINE PAR :
B. OUERET
I. AIT-ABDELMALEK

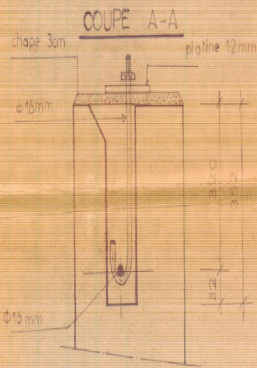
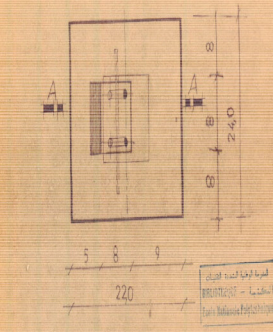
ECH : 1/25 1/20

DESSIN : N° 3

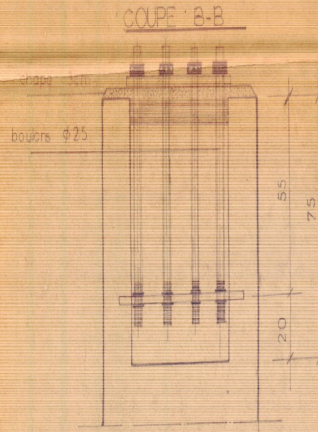
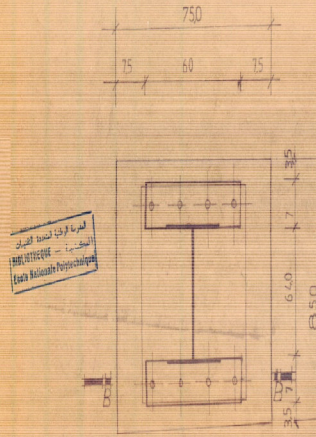
SEMELLE 2



DETAIL RESERVATION POUR POTELET HEA-200



DETAIL RESERVATION HEA-650



LEÇONNAGE FONDATION

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

PROJET : PEF
CENTRALE TURBINE A GAZ

ATELIER

المعهد الوطني للتكنولوجيا
Ecole Nationale Polytechnique

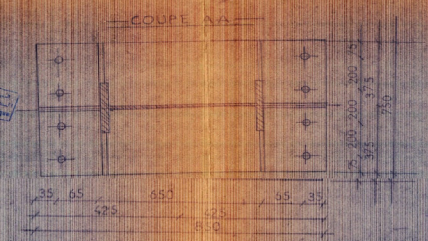
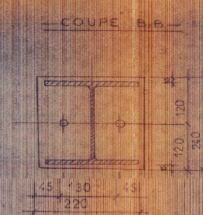
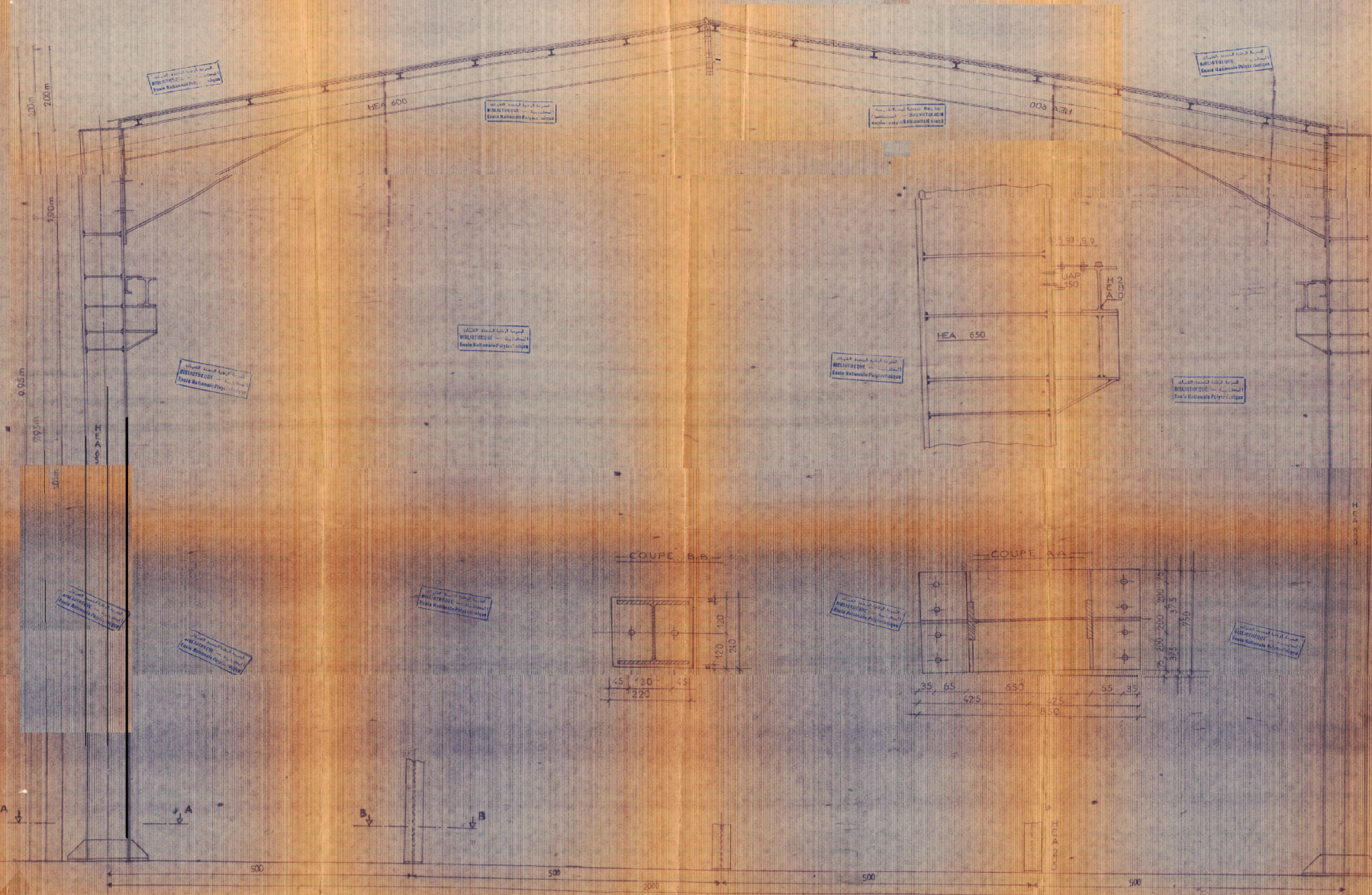
FONDATION - ANCRAGE

DESSINE PAR :
B. OUERET
I. AIT ABDELMALEK

ECH: 1/10

DESSIN N°: 7

1995 1994



INDUSTRIE

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

PROJET : PEF

CENTRALE TURBINE À GAZ
ATELIER

PORTIQUE DROIT
DETAILS

DESSINÉ PAR:
B. OURET
T.AIT ABDELMALEK

