

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم والبحث العلمي

51/85

Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

المكتبة
المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

BIBLIOTHÈQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état

THEME

**Batiment (R + 4) à Usage
Administratif + Un
Amphitheatre**

6 PLANS

Proposé par :

P. T. T.

Etudié par :

BENCHADLI Md Mondher

HADDADI Smail

Dirigé par :

Mr A. BALI

PROMOTION : JUIN 85



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

—»O«—

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état

THEME

**Batiment (R + 4) à Usage
Administratif + Un
Amphitheatre**

Proposé par :
P. T. T.

Etudié par :
BENCHADLI Md Mondher
HADDADI Smaïl

Dirigé par :
Mr A. BALI

Spécialité: Genie civil.....
Auteur: ..A..BALL.....
Ingénieur: HADDADI..S.....
BENCHADLI..M.M

مصلحة ..
موجه
تلميذ مهندس

- النوع : عمارة ذات اربع طوابق ومدجج
- الملخص : مشروعنا يهتم بدراسة مدجج، وعمارة ذات أربع طوابق عليا مخصصة للإقامة
يراد إنشاؤها في الجزائر العاصمة (تلمسان). التي ستبني في منطقة زلزالية
متوسطة القوة من حيث الهزات الأرضية (منطقة II). المشروع مقترح
من طرف وزارة البريد و التلغراف و الهاتف. وهي مهيكلت بواسطة أعمدة و جوائز
في الاتجاهين وبالإضافة الى ذلك تحتوي على انفتاح في الارتفاع .

Objet: Bâtiment..(R+4)..à usage administratif et un amphithéâtre.....

Le sujet de notre projet de fin d'étude consiste en l'étude d'un amphithéâtre et d'un bâtiment (R+4) à usage administratif situés à ALGER (Telemly ; zone II). Le sujet a été proposé par les P.T.T. La structure en béton armé est une ossature autostable et le contreventement est assuré dans les deux sens par des portiques, en plus le bâtiment présente des décrochements en élévation.

Subject: Administration building..(G+4)..and an amphithéâtre.....

The aim of the project is to design an amphitheatre (lecture room) and an administration building (G+4) situated in ALGER (Telemly ; zone II). The subject of this project has been proposed by the Poste and telecommunications (P & T). the bracing of the structure is assured in the two ways by reinforced concrete frames.

DEDICACES

Je dedie ce modeste travail :

- à mon père
- à ma mère
- à mon oncle
- à mes frères et soeurs
- à toute ma famille
- à tous mes amis(es) et en particulier à :
MEZILEM (Rached et Amjed) et OURTANI Salem

S. Haddadi
St.

Je dedie ce modeste travail :

- à mon père
- à ma mère
- à mes frères et soeurs
- à toute ma famille.
- à tous mes amis(es) et en particulier à :
Nacer.I et Malek.H

S. HADDADI

S. Haddadi

REMERCIEMENTS

- Nous tenons à remercier vivement notre promoteur M^r A. BALI pour l'aide qu'il nous a apporté et ses conseils judicieux
- Nous tenons aussi à témoigner notre gratitude à MM. DJADOUI et HAKIMI des PetT qui par leurs conseils nous ont guidé dans la bonne marche de cette étude
- Nos remerciements à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation
- Que tous ceux qui nous ont aidé dans l'élaboration de ce travail trouvent ici l'expression de nos profonds remerciements

BENCHADLI M^r. M
HADDADI. S

SOMMAIRE

	Page
- Presentation de l'ouvrage	1
- Caracteristiques des materiaux	3
- Charges et surcharges.	6
- Predimensionnement	4
- Calcul des rigidités	7
- Etude au seisme	12
- Calcul de la réponse de la structure	
1°) Determination des caracteristiques dynamiques de la structure (formes et periodes propres)	
2°) Facteur de contribution de chaque mode.	
3°) Determination du facteur d'amplification dynamique moyen pour chaque mode.	
4°) Evaluation des forces sismiques de calcul pour chaque mode	
5°) Evaluation de la sollicitation maximale resultante	
6°) Determination du coefficient de participation modale	
- Efforts dans les portiques engendrés par les charges horizontales	
- Deformations horizontales.	27
- Verification au renversement	28
- Efforts dans les portiques engendrés par les forces verticales	29
- Superposition des sollicitations	39
- Ferrailage des portiques	47
A°) Ferrailage des poutres	48
B°) Ferrailage des poteaux.	59
- Fondations	65
- Longrines	81
- Voile peripherique	82

6 PLANCHES

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

1

Le projet qui nous a été proposé par les P.T.T consiste à l'étude et au calcul des éléments résistants d'un bâtiment essentiellement à usage administratif et d'un amphithéâtre.

Le bâtiment est composé de cinq niveaux avec décrochement en élévation et l'amphithéâtre est construit sur un terrain en pente.

Les deux blocs seront implantés à "Telemly" (Alger) "Zone II" → moyenne sismicité.

Dimensions :

* bâtiment

. Longueur = 22,05 m

. Largeur = 12,6 m

. hauteur = 15,5 m

* amphithéâtre

. Longueur = 25,2 m

. Largeur = 12,6 m

. hauteur: variable = 3,1 ÷ 6,6 m

Béton armé

Le béton utilisé sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé "C.C.B.A 68", ainsi qu'au règlement en vigueur applicable en Algérie "R.P.A 81"

Aciers

Nous utiliserons de l'acier à haute adhérence ($F_e E 40$) et de l'acier doux ($F_e E 24$).

Ossature

Nos deux blocs sont contreventés par des portiques autostables longitudinaux porteurs, et transversaux non porteurs.

Le remplissage sera fait par de la maçonnerie.

Planchers

Les planchers seront à corps creux : hourdis + table de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées. Les planchers auront une épaisseur de (16+4) cm.

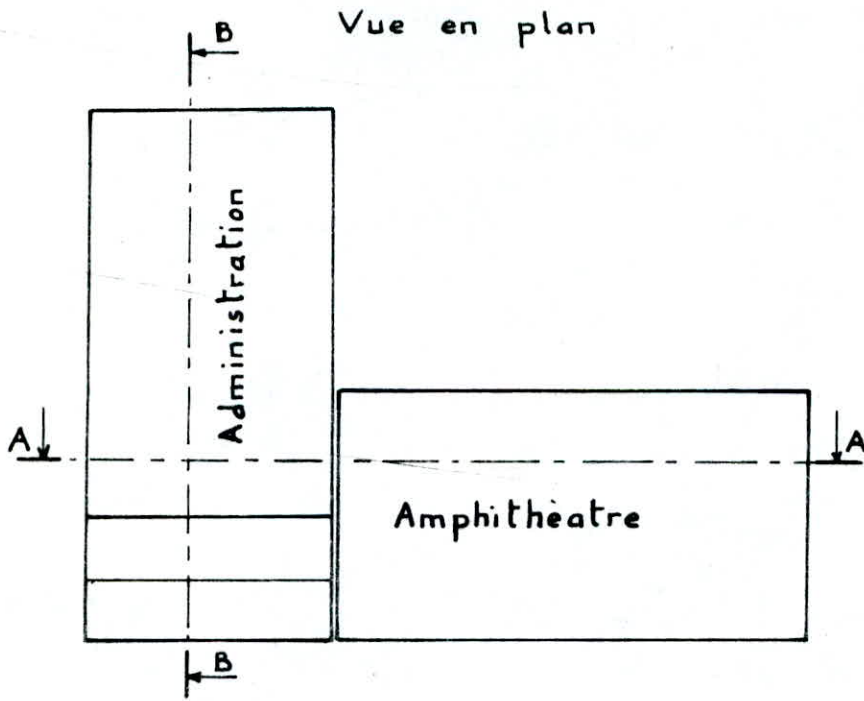
Maçonnerie

. Murs extérieurs sont à double cloisons (épaisseur 25 cm).

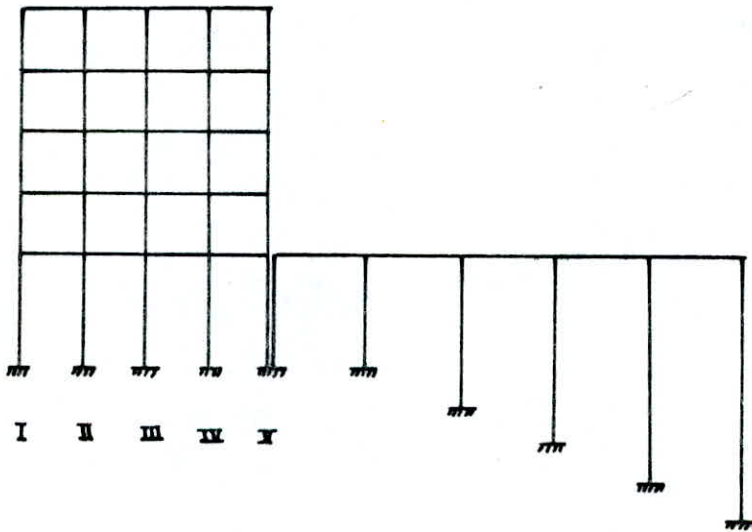
. Murs intérieurs : cloisons de séparation d'épaisseur : 10 cm.

Escaliers

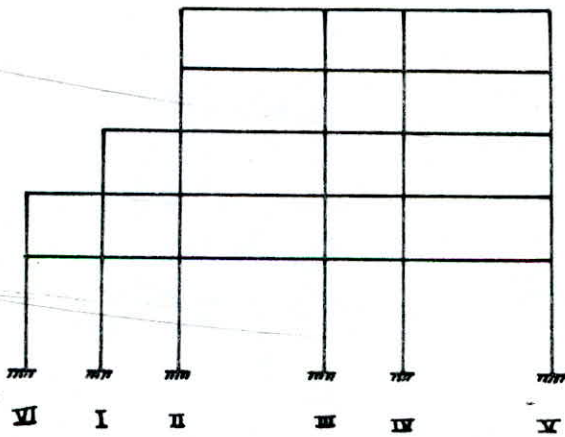
Les escaliers seront construits en béton armé et la réalisation s'effectuera par étage afin de limiter l'emploi des échelles.



coupe A.A



coupe B.B



CARACTERISTIQUES ET CONTRAINTES ADMISSIBLES DES MATERIAUX UTILISES

I. Beton:

- Le béton est dosé à 350 kg/m^3 de C.P.A 325 et strictement contrôlé.
- Granulats concassés : dimensions maximales $C_g = 2,5 \text{ cm}$.
- La résistance à la rupture par compression (resp. par traction) à 28 jours :
 $\sigma'_{28} = 270 \text{ kg/cm}^2$ et $\sigma'_{t28} = 23,2 \text{ kg/cm}^2$

I.1. Contraintes admissibles en compression simple :

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \beta \gamma \delta \sigma'_{28} \quad (\text{P. charon p. 70}). \quad \alpha = 1; \beta = 1; \gamma = 1; \delta = 0,3.$$

- Sous sollicitation du 1^{er} genre (SP_1) : $\bar{\sigma}'_b = 82,62 \text{ kg/cm}^2$.
- Sous sollicitation du 2^e genre (SP_2) : $\bar{\sigma}'_b = 1,5 \times 82,62 = 123,93 \text{ kg/cm}^2$.

I.2. Contraintes admissibles en flexion simple

- Sous SP_1 : $\bar{\sigma}'_b = 165,24 \text{ kg/cm}^2$.
- Sous SP_2 : $\bar{\sigma}'_b = 1,5 \times 165,24 = 247,86 \text{ kg/cm}^2$.

I.3. Contrainte de traction de référence (Art. 9,5 c.c.B.A 68).

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \theta \sigma'_{t28} \quad ; \quad \text{avec } \theta = 0,0250$$

- Sous SP_1 : $\bar{\sigma}_b = 7,13 \text{ kg/cm}^2$
- Sous SP_2 : $\bar{\sigma}_b = 1,5 \times 7,13 = 10,695 \text{ kg/cm}^2$

II. Aciers

On distingue 2 catégories d'aciers.

II.1. Aciers doux

Nuance FeE24 \rightarrow limite d'élasticité nominale : $\sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$.

- Contraintes admissibles

- Sous SP_1 : $\bar{\sigma}_a = 2/3 \sigma_{en} = 1600 \text{ kg/cm}^2$.
- Sous SP_2 : $\bar{\sigma}_a = 1 \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$.

II.2. Aciers de haute adhérence (H.A)

- Nuance FeE40 \rightarrow limite d'élasticité nominale :

• pour diamètre $\phi \leq 20 \text{ mm} \rightarrow \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

• pour diamètre $\phi > 20 \text{ mm} \rightarrow \sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2$

- Contraintes admissibles :

$$\phi \leq 20 \text{ mm} \rightarrow \begin{cases} \text{sous } SP_1 : \bar{\sigma}_a = 2/3 \sigma_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2. \\ \text{sous } SP_2 : \bar{\sigma}_a = 1 \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\phi > 20 \text{ mm} \rightarrow \begin{cases} \text{sous } SP_1 : \bar{\sigma}_a = 2667 \text{ kg/cm}^2. \\ \text{sous } SP_2 : \bar{\sigma}_a = 4000 \text{ kg/cm}^2. \end{cases}$$

II.3. Treillis soudés : • $\phi \leq 6 \text{ mm} \rightarrow \sigma_{en} = 5300 \text{ kg/cm}^2$

• $\phi > 6 \text{ mm} \rightarrow \sigma_{en} = 4500 \text{ kg/cm}^2$.

- Contraintes admissibles :
- $\phi \leq 6 \text{ mm} \rightarrow \begin{cases} \text{sous } SP_1 : \bar{\sigma}_a = 3533 \text{ kg/cm}^2. \\ \text{sous } SP_2 : \bar{\sigma}_a = 5300 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$
 - $\phi > 6 \text{ mm} \rightarrow \begin{cases} \text{sous } SP_1 : \bar{\sigma}_a = 3000 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{sous } SP_2 : \bar{\sigma}_a = 4500 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$

PREDIMENSIONNEMENT

bloc: A

1/4 poutres :

Les poutres sont dimensionnées d'après les prescriptions du R.P.A (réglement parasismique Algérien) et les limites de déformations imposées (règles P. CHARON).

D'après l'article 4.2.1.2 du R.P.A les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions suivantes :

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \text{Zone II}$$

$$h_t \geq 30 \text{ cm}$$

• Règles "P. CHARON"

$$\frac{1}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10} \quad l: \text{ plus grande portée de travée.}$$

$$0,3 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

1.a/. Poutres principales: ($l = 12,60 \text{ m}$).

on adoptera une poutre : $b \times h_t = 30 \times 100 \text{ cm} \times \text{cm}$.

• Poutres principales: ($l = 6,30 \text{ m}$).

On adoptera une poutre : $b \times h_t = 30 \times 55 \text{ cm} \times \text{cm}$.

1.b/. Poutres secondaires: ($l = 5,04 \text{ m}$)

On adoptera une poutre : $b \times h_t = 30 \times 45$

2/4 poteaux :

Les poteaux sont dimensionner d'après les conditions du R.P.A (Art: 4.2.1.1) et les limites de flambement (P. CHARON).

On adoptera :

$$\cdot \text{Poteaux 15 et 16} : b_1 \times h_1 = 50 \times 60 \text{ (cm)}$$

$$\cdot \text{Poteaux 13 et 14} : b_1 \times h_1 = 40 \times 50 \text{ (cm)}$$

$$\cdot \text{Poteaux 11 et 12} : b_1 \times h_1 = 35 \times 35 \text{ (cm)}$$

bloc: B

1/4 Poutres :

1.a/ poutres principales: ($l = 6,30 \text{ m}$)

on adoptera une poutre : $b \times h_t = 30 \times 50 \text{ (cm)}$

1.b/ poutres secondaires: ($l = 3,15 \text{ m}$)

On adoptera une poutre : $b \times h_t = 30 \times 30 \text{ (cm)}$

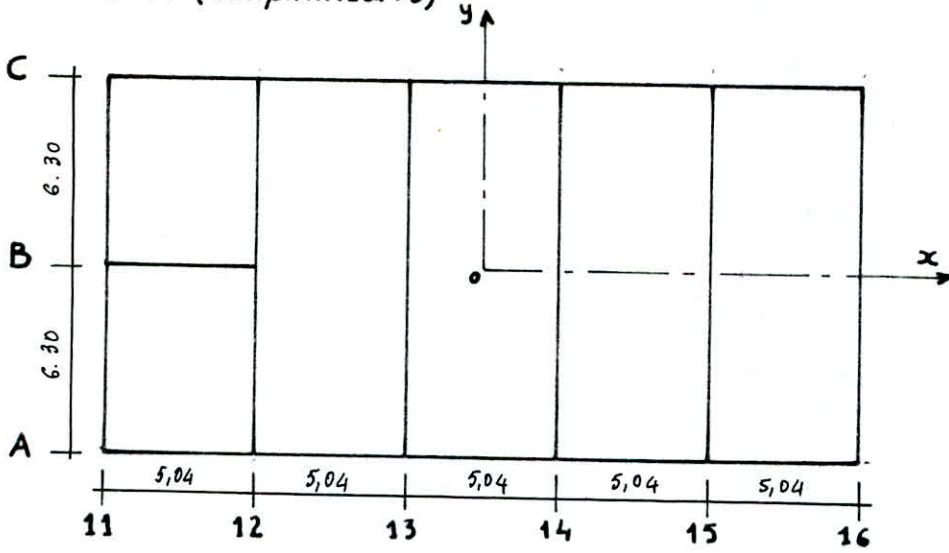
2/4 Poteaux :

d'après les conditions du R.P.A (art. 4.2.1.1) :

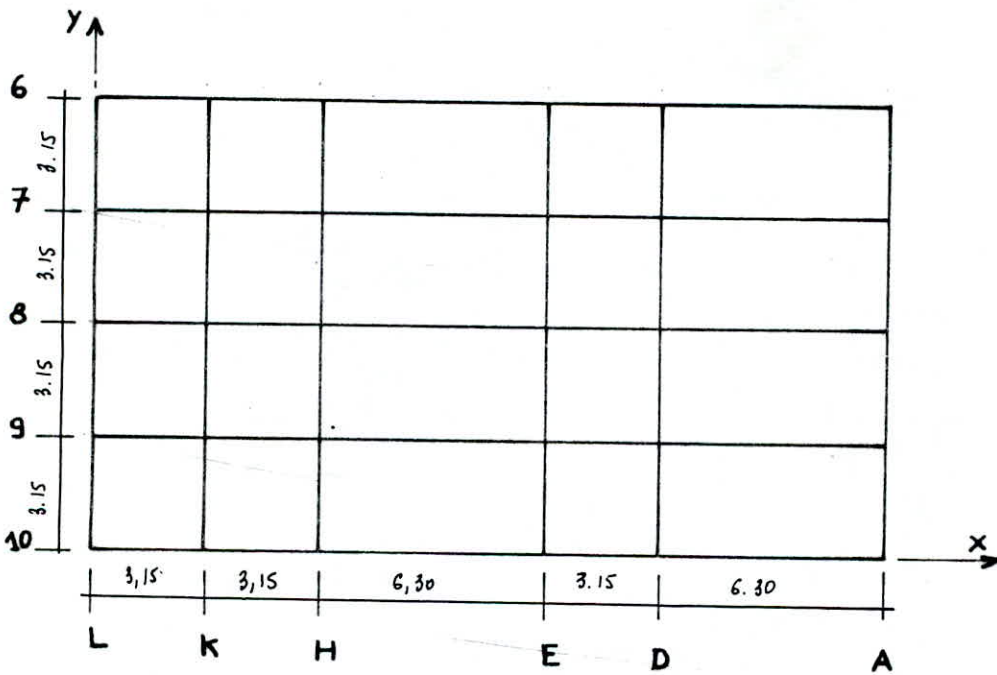
$$A = b_1 \times h_1 \geq \frac{k N'}{\sigma'_{28}} \quad \text{avec} \quad \left. \begin{array}{l} k = 4 \text{ Zone II} \\ N' = 81,840 \text{ t} \\ \sigma'_{28} = 270 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \rightarrow A \geq 1212,44 \text{ cm}^2$$

On choisira des poteaux carré : $b \times h_t = 35 \times 35 \text{ (cm)}$ pour le R.D.C
 $b \times h_t = 30 \times 30 \text{ (cm)}$ pour tous les autres niveaux

bloc A (Amphithéâtre)



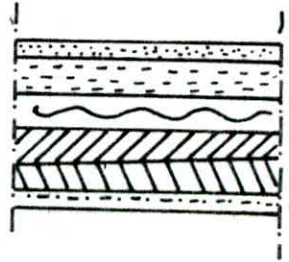
bloc B (Administration)



Charges:

Plancher terrasse

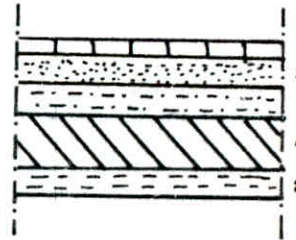
1. Protection solaire (gravillons roulés 5cm)	$0,05 \times 1800$	=	90 kg/m ²
2. Etanchéité multi couche			10 -
3. Isolation thermique (liège : 4cm)	$0,04 \times 400$	=	16 -
4. Forme de pente (6%)	$0,06 \times 2000$	=	120 -
5. Dalle de compression + hourdis : (4+16)		=	285 -
6. Enduit de plâtre (1,5cm)		=	30 -



$$G = 551 \text{ kg/m}^2$$

Plancher Courant

1. Carrelage (2cm)	$0,02 \times 2200$	=	44 kg/m ²
2. Mortier de pose	$0,02 \times 2000$	=	40 -
3. Sable (1cm)	$0,01 \times 1800$	=	18 -
4. Hourdis + table de compression (16 + 4)		=	285 -
5. Enduit de plâtre		=	30 -
6. Cloison		=	75 -



$$G = 492 \text{ kg/m}^2$$

Surcharges:

Plancher terrasse :		100 kg/m ²
Plancher Courant :	- bureaux + Archives	250 kg/m ²
	- Cafeteria	400 "

Calcul des rigidités

Le calcul des rigidités et le calcul des effets sous les charges horizontales sera fait par la méthode de "MUTO"

Condition d'application et étapes de calcul :

(voir "Conception et calcul des structures soumises aux séismes" (c.c.s.s.s) conformément au R.P.A 81 p. 18).

bloc B

Calcul des rigidités relatives de niveau (c.c.s.s.s. p. 21 et 22)

1/ Portique longitudinal

Niv.	Pot.	\bar{K}	a_j	$K_p = \frac{I}{h}$	$a_j K_p$	$D_j = \sum a_j K_p$	R_{jx}
5	F_H	2,392	0,658	217,74	143,273	652,786	30812,04
	$F_{D \div F_E}$	7,428	0,841	217,74	183,12		
	F_A	2,392	0,658	"	143,273		
4	F_H	4,910	0,783	"	170,49	680,00	32096,56
	$F_{D \div F_E}$	7,428	0,841	"	183,12		
	F_A	2,392	0,658	"	143,273		
3	F_K	7,553	0,843	"	183,555	876,185	41356,66
	$F_{H \div F_E}$	7,428	0,841	"	183,119		
	F_A	2,392	0,658	"	143,273		
2	F_L	5,035	0,787	"	171,361	1054,731	49784,18
	F_K	10,070	0,876	"	190,74		
	$F_{H \div F_E}$	7,428	0,841	"	183,119		
	F_A	2,392	0,658	"	143,273		
1	F_L	3,420	0,723	320,65	231,83	1442,99	43031,95
	F_K	6,840	0,830	"	266,139		
	$F_{H \div F_E}$	5,044	0,787	"	252,351		
	F_A	1,624	0,586	"	187,900		

2/ Portique transversal.

Niv.	Pot.	\bar{K}	a_j	$K_p = \frac{I}{h}$	$a_j K_p$	$D_j = \sum a_j K_p$	R_{jy}
5=2=4=3	D_6	1,088	0,514	217,74	111,918	642,549	30328,847
	$D_7 \div D_9$	2,176	0,641	"	139,571		
	D_{10}	1,088	0,514	"	111,918		
1	D_6	0,738	0,452	320,65	144,934	836,255	24939,202
	$D_7 \div D_9$	1,477	0,568	"	182,129		
	D_{10}	0,738	0,452	"	144,934		

Determination du centre de masse et du centre de torsion

1/ Centre de masse :

Comme on a une repartition presque uniforme de la masse sur la surface, donc les coordonnées du centre de masse sont données par les formules suivantes par rapport au repère (xoy) déterminé

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n S_i X_i}{\sum_{i=1}^n S_i} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n S_i Y_i}{\sum_{i=1}^n S_i}$$

Niveau	5° et 4°	3	2° et 1°
X_G	14,175	12,600	11,025
Y_G	6,300	6,300	6,300

2/ Centre de torsion (voir c.c.s.s p. 24)

2.1/ Calcul de la rigidité relative de l'étage (j)

. Sens longitudinal $\rightarrow R_{jx} = \sum R_{jx}^{(e)}$ (kg/cm).

. Sens transversal $\rightarrow R_{jy} = \sum R_{jy}^{(e)}$ (kg/cm)

Niveau	5	4	3	2	1
R_{jx}	154060,20	160482,83	206783,55	248920,90	215159,76
R_{jy}	121315,39	121315,39	151644,23	181973,10	149635,21

2.2/ Calcul de $\sum R_{jy} x_j$ et $\sum R_{jx} y_j$.

. portiques transversaux.

Niv.	Port.	L	k	H	E	D	A	$\sum R_{jy} x_j$ (H).
5	x_j	0,00	3,15	6,30	12,60	15,75	22,05	1719645,625
	R_{jy}	—	—	30328,84	30328,84	30328,84	30328,84	
4	x_j	0,00	3,15	6,30	12,60	15,75	22,05	//
	R_{jy}	—	—	30328,84	30328,84	30328,84	30328,84	
3	x_j	0,00	3,15	6,30	12,60	15,75	22,05	1815181,493
	R_{jy}	—	30328,84	30328,84	30328,84	30328,84	30328,84	
2	x_j	0,00	3,15	6,30	12,60	15,75	22,05	//
	R_{jy}	30328,84	30328,84	30328,84	30328,84	30328,84	30328,84	
1	x_j	0,00	3,15	6,30	12,60	15,75	22,05	1492611,24
	R_{jy}	24939,20	24939,20	24939,20	24939,20	24939,20	24939,20	

. portique longitudinaux

Niv.	Port.	6	7	8	9	10	$\sum R_{jx} y_j$ (H)
5	R_{jx}	30812,04	30812,04	30812,04	30812,04	30812,04	970579,26
4	R_{jx}	32096,71	32096,71	32096,71	32096,71	32096,71	1011046,36
3	R_{jx}	41356,66	41356,66	41356,66	41356,66	41356,66	1302734,79
2	R_{jx}	49784,18	49784,18	49784,18	49784,18	49784,18	1568201,67
1	R_{jx}	43031,95	43031,95	43031,95	43031,95	43031,95	1355506,49
	Y_j	12,6	9,45	6,3	3,15	0,00	

2.3/ Coordonnées du centre de torsion

Niveau	5	4	3	2	1
X (cm)	14,175	14,175	11,970	9,975	9,975
Y (cm)	6,30	6,30	6,30	6,30	6,30

. Calcul des excentricités entre C et G

Niv.	X _G	X _C	e _x = X _G - X _C	Y _G	Y _C	e _y = Y _G - Y _C
5	14,175	14,175	0	6,3	6,3	0
4	14,175	14,175	0	6,3	6,3	0
3	12,600	11,970	0,63	6,3	6,3	0
2	11,025	9,975	1,05	6,3	6,3	0
1	11,025	9,975	1,05	6,3	6,3	0

d'après Le RPA 81 (Art. 3.3.5 p.43)

Niveau	L _x (m)	L _y (m)	e _x h _i (m)	e _x accid. (m)	e _y h _i (m)	e _y accid. (m)
5	15,75	12,6	0	0,7875	0	0,63
4	"	"	"	"	"	"
3	18,90	"	0,63	0,9450	0	0,63
2	22,05	"	1,05	1,1025	"	"
1	"	"	"	"	"	"

. Calcul des coordonnées des portiques par rapport au centre de torsion
- portiques transversaux

Niv. / Port.	L	K	H	E	D	A
5°, 4°	-	-	-7,0875	-0,7875	2,3625	8,6625
3°	/	-8,5050	-5,3550	0,9450	4,0950	10,3950
2°, 1°	-9,9225	-6,7725	-3,6225	2,6775	5,8275	12,1275

- portiques longitudinaux.

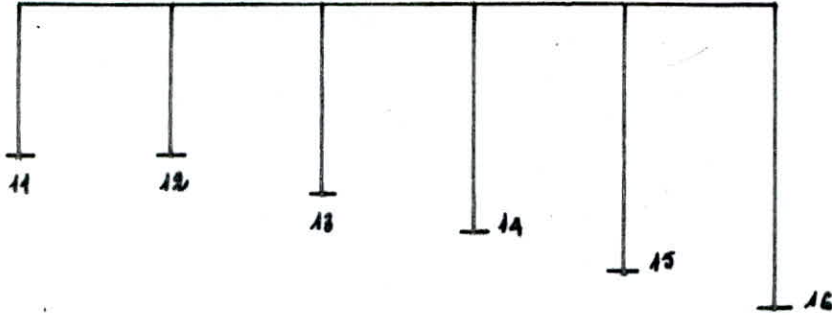
Niv. / Port.	6	7	8	9	10
5°, 4°	6,93	3,78	0,63	-2,52	-5,67
3°, 2°, 1°					

. Détermination de la rigidité à la torsion (c.c.s.s. p.24).

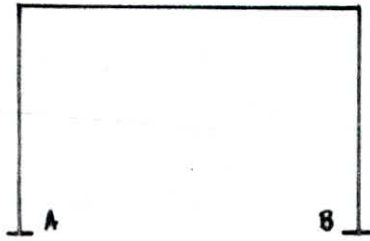
Niveau	5	4	3	2	1
R_{j0} (kg.cm)	$7,106 \cdot 10^{10}$	$7,288 \cdot 10^{10}$	$12,446 \cdot 10^{10}$	$20,277 \cdot 10^{10}$	$18,260 \cdot 10^{10}$

bloc A

Portique C (long)



Portique 15 (trans)



Portique	Poteau	h_m	k_{pot}	\bar{K}	a_j	a'_j	$a'_j k_f$	D_j	R_j
C	11	5,06	247,138	1,929	0,608	0,608	150,260	33,606	15243,680
	12	5,06	247,138	3,658	0,735	0,735	181,646		
	13	5,70	167,830	1,932	0,618	0,548	256,370		
	14	6,66	400,400	2,257	0,647	0,491	196,596		
	15	7,46	837,800	1,079	0,513	0,348	291,554		
	16	8,10	771,605	0,585	0,419	0,262	202,160		
15	A	7,46	1206,430	1,644	0,588	-	709,380	1418,760	11563,90
	C	7,46	1206,430	1,644	0,588	-	709,380		

- Détermination du centre de masse :

$$\begin{aligned}\sum m_i &= 76,146 \text{ t} \\ \sum m_i x_i &= 176,821 \text{ tm}\end{aligned}$$

$$x_G = \frac{\sum m_i x_i}{\sum m_i} = 2,32$$

$$\begin{aligned}\sum m_i &= 76,146 \text{ t} \\ \sum m_i y_i &= -65,983 \text{ tm}\end{aligned}$$

$$y_G = \frac{\sum m_i y_i}{\sum m_i} = -0,860$$

- Détermination du centre de torsion :

Portique	A	B	C
y_j	-6,30	0	6,30
R_{jx}	15243,680	5324,000	15243,680

$$\sum R_{jx} = 35811,360$$

$$y_c = 0$$

Portique	11	12	13	14	15	16
x_j	-12,60	-7,56	-2,52	2,52	7,56	12,60
R_{jy}	9424,830	9424,830	13916,311	9083,760	11563,900	9264,059

$$\sum R_{jy} = 62677,69$$

$$x_c = 31,4 \text{ cm}$$

- Détermination de l'excentricité :

$$e_x = |x_G - x_c| = 2,289 \text{ m}$$

$$e_y = |y_G - y_c| = 0,860 \text{ m}$$

En tenant compte de l'article du RPA 91 (Art 3.3.5) :

$$e_x = 1,260 \text{ m}$$

$$e_y = 2,289 \text{ m}$$

- Détermination de la rigidité à la torsion :

$$R_{j0} = \sum R_{jx} \cdot y_j^2 + \sum R_{jy} \cdot x_j^2$$

$$\text{d'où : } R_{j0} = 5,6282 \cdot 10^{10} \text{ kgw}$$

ETUDE AU SEISME

Generalité:

Chaque année, un grand nombre de mouvements sismiques se produisent dans les couches les plus superficielles de l'écorce terrestre et l'on peut même dire que la planète est perpétuellement soumise aux tremblements de terre. Vu les importants dégâts causés par le seisme, il est de notre devoir de concevoir et d'exécuter des constructions permettant de fournir un degré de protection acceptable aux vies humaines et aux biens matériels.

Notre bâtiment sera implanté à "ALGER" région de moyenne sismicité

. Reglement suivi:

Depuis le seisme d'EL ASNAM le 10 octobre 1980, le C.T.C a élaboré un règlement parasismique algérien (R.P.A 81), rendant les conditions de sécurité plus strictes.

. Principe de calcul: (Art 32 R.P.A 81)

- Constatation:

On ne peut pas faire un calcul simplifié en substituant aux effets dynamiques réels, des sollicitations statiques basées sur des coefficients (A, B, D, Q) car une des conditions exigée par le R.P.A n'est pas vérifiée (R.P.A 81 p.25)

* énoncé de cette condition:

Le R.P.A stipule que la rigidité de deux niveaux successifs ne doit pas varier de 25% dans chaque direction. Or dans notre cas la variation de rigidité entre le niveau 4^e et 3^e dépasse les 25%. (voir tableau ci-dessous)

Niveau	5	4	3	2	1
R_{jx}	154060,2	160482,83	206783,55	248920,9	215159,74
variation	4,16%	28,85%	20,37%	13,56%	
R_{jy}	121315,39	121315,39	151644,23	181973,1	149635,21
variation	0%	25%	20%	21,61%	

Pour cela on va faire un calcul sismique conventionnel (règlement) en tenant compte des vecteurs propres.

Calcul des caractéristiques dynamiques par la méthode de "holzer"

1/. Principe de la méthode (voir c.c.s.s. p. 130 . Annexe A)

2/. Détermination des charges soumises à l'action sismique.

Niveau	5	4	3	2	1
W (t)	169,260	158,286	188,573	281,855	289,830

3/. Détermination des pulsations et des formes propres correspondantes

3.1/ Premier mode de vibration

* Sens Longitudinal.

essai $\omega_x^2 = 93$

K	m_K	$m_K \omega^2 \cdot 10^4$	X_K	$m_K \omega^2 X_K \cdot 10^4$	$\sum m_K \omega^2 X_K \cdot 10^4$	$R_{XK} \cdot 10^7 N_m$	$\frac{\sum m_K X_K \omega^2}{R_{XK}}$
5	169260	1574,1200	1	1574,12	1574,12	15,40602	0,1021
4	158286	1472,0598	0,8978	1321,65	2895,77	16,0482	0,1804
3	188573	1753,7280	0,7173	1258,051	4153,82	20,6783	0,2008
2	281855	2621,2515	0,5164	1353,67	5507,49	24,892	0,2212
1	289830	2695,4190	0,2951	795,592	6303,08	21,5159	0,2929

↑ $0,2951 \approx 0,2929$ ↑

d'où : $\omega_{1x}^2 = 93 (rd/s)^2$ et $\{X\}_1 = \begin{pmatrix} 1 \\ 0,8978 \\ 0,7173 \\ 0,5164 \\ 0,2951 \end{pmatrix}$

* Sens Transversal

essai $\omega_y^2 = 67$

K	m_K	$m_K \omega^2 \cdot 10^4$	Y_K	$m_K \omega^2 Y_K \cdot 10^4$	$\sum m_K \omega^2 Y_K \cdot 10^4$	$R_{YK} \cdot 10^7 N_m$	$\frac{\sum m_K Y_K \omega^2}{R_{YK}}$
5	169260	1134,04	1,000	1134,04	1134,04	121315,39	0,093
4	158286	1060,52	0,907	961,89	2095,93	121315,39	0,173
3	188573	1263,43	0,734	927,36	3023,29	151644,23	0,199
2	281855	1888,43	0,535	1010,31	4033,60	181973,10	0,222
1	289830	1941,86	0,313	607,80	4641,40	149635,21	0,3130

↑ $0,313 \approx 0,310$ ↑

d'où : $\omega_{1y}^2 = 67 (rd/s)^2$ et $\{Y\}_1 = \begin{pmatrix} 1,000 \\ 0,907 \\ 0,734 \\ 0,535 \\ 0,313 \end{pmatrix}$

4/ Facteur de contribution pour le 1^{er} mode (voir c.c.s.s.s. p. 14)

$$\delta_{1x} = 1,3711 \quad (\text{sens Longitudinal})$$

$$\delta_{1y} = 1,358 \quad (\text{sens Transversal})$$

5/ Determination du facteur d'amplification dynamique moyen pour le 1^{er} mode (c.f R.P.A 81 art. 3.3.1.2)

$$D_x = 1,357$$

$$D_y = 1,25.$$

6/ Evaluation des forces sismiques de calcul pour le 1^{er} mode (voir c.c.s.s.s. p. 14-15).

• Sens Longitudinal

K	m_K	X_{1K}	$\delta_{1x} S_a' X_{1K}$	$F_{1K} (t)$
5	169260	1,000	0,1495	25,304
4	158286	0,8978	0,13422	21,245
3	188573	0,7173	0,10723	20,222
2	281855	0,51642	0,0772	21,760
1	289830	0,2951	0,044	12,786

• Sens Transversal

K	m_K	X_{1K}	$\delta_{1y} S_a' Y_{1K}$	$F_{1K} (t)$
5	169260	1,000	0,136	23,019
4	158286	0,907	0,123	19,469
3	188573	0,734	0,100	18,857
2	281855	0,535	0,073	20,575
1	289830	0,313	0,043	12,462

Determination des efforts tranchants de niveau par étage (voir c.c.s.s.s. p. 23)

τ_K	Sens Longitudinal	Sens Transversal
τ_5	25,304 . t	23,019 . t
τ_4	46,549 . t	42,488 . t
τ_3	66,771 . t	61,345 . t
τ_2	88,531 . t	81,920 . t
τ_1	101,317 t	94,382 t

Portiques longitudinaux

Niv.	R_{jx} (kg/cm)	R_{j0} (kg/cm)	τ_{jy} (H)	τ_{jx} (H)	Portiques	R_{jx} (kg/cm)	y_j (cm)	$\frac{\tau_{jy} R_{jx}}{R_{j0}}$	$\frac{\tau_{jx} R_{jx} y_j}{R_{j0}}$	$\frac{\tau_{jy} R_{jx} y_j}{R_{j0}}$	$T_{jx} = \sum T_i$	$b_{jx} = \frac{T_{jx}}{R_{jx}}$
5	154060,2	$7,106 \cdot 10^{10}$	23,019	25,304	6	30812,04	693	5,061	0,479	0,544	6,084	0,197
					7	"	378	"	0,261	0,297	5,619	0,182
					8	"	63	"	0,043	0,049	5,153	0,167
					9	"	-252	"	-0,174	-0,198	5,061	0,164
					10	"	-567	"	-0,392	0,445	5,061	0,164
4	160482,39	$7,288 \cdot 10^{10}$	42,448	46,549	6	32096,56	693	9,31	0,895	1,022	11,227	0,349
					7	"	378	"	0,488	0,556	10,354	0,322
					8	"	63	"	0,082	0,093	9,485	0,295
					9	"	-252	"	-0,325	-0,478	9,310	0,290
					10	"	-567	"	-0,732	-1,077	9,310	0,290
3	206783,55	$12,446 \cdot 10^{10}$	61,345	66,771	6	41356,66	693	13,354	0,968	1,334	15,634	0,378
					7	"	378	"	0,528	0,728	14,610	0,353
					8	"	63	"	0,088	0,121	13,563	0,328
					9	"	-252	"	-0,352	0,485	13,354	0,323
					10	"	-567	"	-0,792	1,092	13,354	0,323
2	248920,9	$20,277 \cdot 10^{10}$	81,920	88,531	6	49784,18	693	17,710	0,948	1,536	20,194	0,405
					7	"	378	"	0,515	0,836	19,065	0,385
					8	"	63	"	0,086	0,139	17,935	0,360
					9	"	-252	"	-0,345	-0,558	17,710	0,356
					10	"	-567	"	-0,776	-1,257	17,710	0,356
1	215159,76	$18,26 \cdot 10^{10}$	94,382	101,317	6	43031,95	693	20,263	1,042	1,699	23,004	0,534
					7	"	378	"	0,568	0,927	21,758	0,505
					8	"	63	"	0,094	0,154	20,511	0,476
					9	"	-252	"	-0,379	-0,658	20,263	0,471
					10	"	-567	"	-0,853	-1,390	20,263	0,471

Portiques Transversaux

Niv	R_{jy} (kg/cm)	R_{jo} (kg/cm)	T_{jx} (T)	T_{jy} (T)	Portiques	R_{jy} (kg/cm)	X_j (cm)	$\frac{T_{jy}}{R_{jy}}$	$\frac{T_{jy} X_j}{R_{jo}}$	$\frac{T_{jx}}{R_{jo}}$	$T_{jy} = \sum T_i$	$\frac{T_{jy}}{R_{jy}}$
5	121315,39	$7,106 \cdot 10^{10}$	25,304	23,019	A	30328,84	866,25	5,755	0,670	0,589	7,014	0,230
					D	"	236,25	"	0,183	0,161	6,099	0,201
					E	"	-78,75	"	-0,073	-0,214	5,755	0,189
					H	"	-708,75	"	-0,54	-0,053	5,755	0,189
4	121315,39	$7,288 \cdot 10^{10}$	46,549	42,448	A	30328,84	866,25	10,612	1,205	1,057	12,874	0,424
					D	"	236,25	"	0,328	0,285	11,226	0,370
					E	"	-78,75	"	-0,109	-0,098	10,612	0,350
					H	"	-708,75	"	-0,986	-0,887	10,612	0,350
3	151644,23	$12,446 \cdot 10^{10}$	66,771	61,345	A	30328,84	1039,5	12,269	1,468	1,065	14,802	0,488
					D	"	409,5	"	0,578	0,419	13,266	0,437
					E	"	94,5	"	0,133	0,096	12,498	0,412
					H	"	-535,5	"	-0,756	-0,504	12,269	0,404
					K	"	-850,5	"	-1,206	-0,801	12,269	0,404
2	181973,1	$20,277 \cdot 10^{10}$	88,531	81,920	A	30328,84	1212,75	13,653	1,844	1,012	16,509	0,544
					D	"	582,75	"	0,787	0,486	14,926	0,492
					E	"	267,75	"	0,362	0,223	14,238	0,469
					H	"	-362,75	"	-0,489	-0,302	13,653	0,450
					K	"	-677,25	"	-0,915	-0,523	13,653	0,450
					L	24939,2	-992,25	11,227	-1,102	-0,63	11,227	0,450
1	149635,21	$18,260 \cdot 10^{10}$	101,317	94,382	A	30328,84	1212,75	19,300	2,096	1,286	22,439	0,739
					D	"	582,75	"	1,007	0,617	20,754	0,684
					E	"	-362,75	"	0,463	0,284	19,877	0,655
					H	"	-362,75	"	-0,626	-0,383	19,130	0,630
					K	"	-677,25	"	-1,170	-0,718	19,130	0,630
					L	24939,2	-992,25	15,730	-1,410	-0,866	15,730	0,630

Portique 7-7

Niv	T _j (H)	D _j								
5	5,619	652,78	a _j K _j	-	-	143,27	183,12	183,12	143,27	
			t _j	-	-	1,233	1,576	1,576	1,233	
4	10,354	680,00	a _j K _j	-	-	170,49	183,12	183,12	143,27	
			t _j	-	-	2,596	2,788	2,788	2,182	
3	14,610	876,18	a _j K _j	-	183,55	183,12	183,12	183,12	143,27	
			t _j	-	3,060	3,053	3,053	3,053	2,389	
2	19,065	1054,73	a _j K _j	171,36	190,74	183,12	183,12	183,12	143,27	
			t _j	3,097	3,448	3,310	3,310	3,310	2,590	
1	21,758	1442,99	a _j K _j	231,83	266,14	252,35	252,35	252,35	187,9	
			t _j	3,495	4,013	3,805	3,805	3,805	2,833	
				L ₇	K ₇	H ₇	E ₇	D ₇	A ₇	Boiteau

Portique D.D

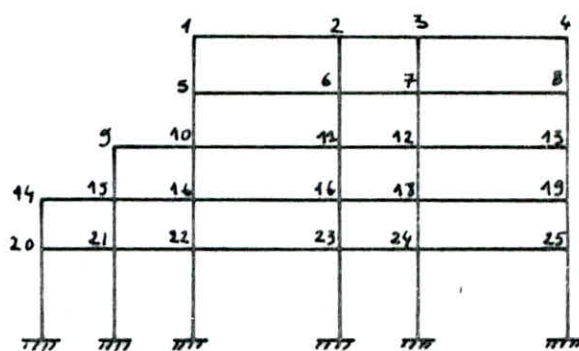
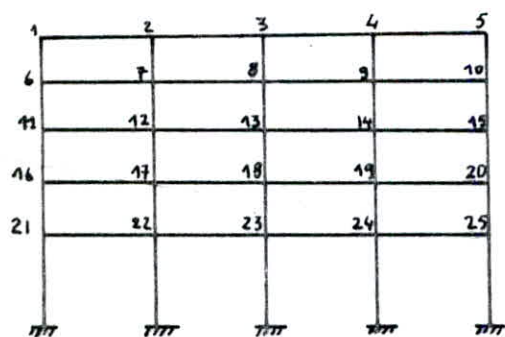
Niv	T _j (H)	D _j								
5	6,099	642,55	a _j K _j	111,92	139,57	139,57	139,57	111,92		
			t _j	1,062	1,325	1,325	1,325	1,062		
4	11,226	642,55	a _j K _j	111,92	139,57	139,57	139,57	111,92		
			t _j	1,955	2,438	2,438	2,438	1,955		
3	13,266	642,55	a _j K _j	111,92	139,57	139,57	139,57	111,92		
			t _j	2,311	2,882	2,882	2,882	2,311		
2	14,926	642,55	a _j K _j	111,92	139,57	139,57	139,57	111,92		
			t _j	2,600	3,242	3,242	3,242	2,600		
1	20,754	836,35	a _j K _j	144,93	182,13	182,13	182,13	144,93		
			t _j	3,597	4,520	4,520	4,520	3,597		
				D ₆	D ₇	D ₈	D ₉	D ₁₀	Boiteau	

Portique D-D

Niv.	Pot.	$t_j(h)$	\bar{K}	γ_0	α	γ_1	$\gamma = \sum \gamma_i$	$\beta = \gamma \cdot h$	M.inf	$h - \beta$	M.sup
5	D_6	1,062	1,088	0,354	1	0	0,354	1,097	1,165	2,003	2,128
	$D_7 \rightarrow D_9$	1,325	2,176	0,409	"	"	0,409	1,268	1,680	1,832	2,427
	D_{10}	1,062	1,088	0,354	"	"	0,354	1,097	1,165	2,003	2,128
4	D_6	1,955	1,088	0,45	1	0	0,45	1,395	2,727	1,705	3,333
	$D_7 \rightarrow D_9$	2,433	2,176	0,49	"	"	0,49	1,519	3,703	1,581	3,854
	D_{10}	1,955	1,088	0,45	"	"	0,45	1,395	2,727	1,705	3,333
3	D_6	2,311	1,088	0,454	1	0	0,454	1,407	3,251	1,693	3,912
	$D_7 \rightarrow D_9$	2,882	2,176	0,50	"	"	0,50	1,550	4,467	1,550	4,467
	D_{10}	2,311	1,088	0,454	"	"	0,454	1,407	3,251	1,693	3,912
2	D_6	2,600	1,088	0,50	1	0	0,500	1,550	4,030	1,550	4,030
	$D_7 \rightarrow D_9$	3,242	2,176	0,50	"	"	0,500	1,550	5,025	1,550	5,025
	D_{10}	2,600	1,088	0,50	"	"	0,500	1,550	4,030	1,550	4,030
1	D_6	3,597	0,738	0,681	1	0	0,681	2,656	3,553	1,244	4,475
	$D_7 \rightarrow D_9$	4,520	1,447	0,626	"	"	0,626	2,441	11,033	1,459	6,595
	D_{10}	3,597	0,738	0,681	"	"	0,681	2,656	9,553	1,244	4,475

Portique 7-7

Niv.	Pot.	$t_j(h)$	\bar{K}	γ_0	α	γ_1	$\gamma = \sum \gamma_i$	$\beta = \gamma \cdot h$	M.inf	$h - \beta$	M.sup
5	F_H	1,233	2,392	0,42	1	0	0,42	1,302	1,605	1,798	2,217
	$F_E \rightarrow F_B$	1,576	7,428	0,45	"	"	0,45	1,395	2,198	1,705	2,687
	F_A	1,233	2,392	0,42	"	"	0,42	1,302	1,605	1,798	2,217
4	F_H	2,596	4,910	0,50	0,32	0,55	0,676	2,096	5,441	1,004	2,606
	$F_E \rightarrow F_B$	2,788	7,428	0,50	1	0	0,50	1,550	4,321	1,550	4,321
	F_A	2,182	2,392	0,459	1	0	0,459	1,423	3,105	1,677	3,659
3	F_K	3,06	7,553	0,50	0,5	0	0,50	1,550	4,743	1,550	4,743
	$F_H \rightarrow F_D$	3,053	7,428	0,50	1	0	0,50	1,550	4,732	1,550	4,732
	F_A	2,389	2,392	0,50	"	"	0,50	1,550	3,703	1,550	3,703
2	F_L	3,097	5,035	0,50	1	0	0,50	1,550	4,800	1,550	4,800
	F_K	3,448	10,07	0,50	"	"	0,50	1,550	5,344	1,550	5,344
	$F_H \rightarrow F_B$	3,310	7,428	0,50	"	"	0,50	1,550	5,131	1,550	5,131
	F_A	2,590	2,392	0,50	"	"	0,50	1,550	4,014	1,550	4,014
1	F_L	3,495	3,420	0,55	/	0	0,55	2,145	7,497	1,755	6,134
	F_K	4,013	6,840	0,55	/	"	0,55	2,145	8,608	1,755	7,043
	$F_H \rightarrow F_B$	3,805	5,044	0,55	/	"	0,55	2,145	8,162	1,755	6,678
	F_A	2,833	1,624	0,619	/	"	0,619	2,414	6,839	1,486	4,210



Niv	Noeud	M_a (t.m)	M_b (t.m)	M_1 (t.m)	M_2 (t.m)
5	1	0	2,128	0	2,128
	2÷4	0	2,427	1,213	1,214
	5	0	2,128	2,128	0
4	6	1,165	3,333	0	4,498
	7÷9	1,680	3,854	2,767	2,767
	10	1,165	3,333	4,498	0
3	11	2,727	3,912	0	6,639
	12÷14	3,703	4,467	4,085	4,085
	15	2,727	3,912	6,639	0
2	16	3,251	4,03	0	7,281
	17÷19	4,467	5,025	4,746	4,746
	20	3,251	4,03	7,281	0
1	21	4,03	4,475	0	8,505
	22÷24	5,025	6,595	5,810	5,810
	25	4,03	4,475	8,505	0

Niv	Nœc.	M_a (t.m)	M_b (t.m)	M_1 (t.m)	M_2 (t.m)
5	1	0	2,217	0	2,217
	2	0	2,687	0,865	1,822
	3	0	2,687	1,822	0,865
	4	0	2,217	2,217	0
4	1	1,605	2,606	0	4,211
	6	2,198	4,321	2,099	4,420
	7	2,198	4,321	4,420	2,099
	8	1,605	3,659	5,264	0
3	9	0	4,743	0	4,743
	10	5,441	4,732	6,897	3,276
	11	4,321	4,732	3,276	6,897
	12	4,321	4,732	6,897	3,276
	13	3,105	3,703	6,808	0
	14	0	4,800	0	4,800
2	15	4,743	5,344	5,044	5,044
	16	4,732	5,131	6,687	3,176
	17	4,732	5,131	3,176	6,687
	18	4,732	5,131	6,687	3,176
	19	3,703	4,014	7,717	0
	20	4,800	6,134	0	10,934
1	21	5,344	7,043	6,193	6,194
	22	5,131	6,678	8,006	3,803
	23	5,131	6,678	3,803	8,006
	24	5,131	6,678	8,006	3,803
	25	4,014	4,210	8,224	0

Tableaux récapitulatif

Poutres sous SI

Portique 7.7

Niv.	Pout.	M _w	M _e	M _t	T
5	1-2	2,217	0,865	0,676	-1,541
	2-3	1,822	1,822	0,000	-1,822
	3-4	0,865	2,217	-0,676	-1,541
4	5-6	4,211	2,099	1,056	-3,155
	6-7	4,420	4,420	0,000	-4,420
	7-8	2,099	5,264	-1,582	-3,681
3	9-10	4,743	6,897	-1,077	-5,820
	10-11	3,276	3,276	0,000	-3,276
	11-12	6,897	6,897	0,000	-6,897
2	12-13	3,276	6,808	-1,766	-5,042
	14-15	4,800	5,043	-0,121	-4,921
	15-16	5,044	6,687	-0,821	-5,865
	16-17	3,176	3,176	0,000	-3,176
	17-18	6,687	6,687	0,000	-6,687
1	18-19	3,176	7,717	-2,270	-5,446
	20-21	10,934	6,193	2,370	-8,563
	21-22	6,194	8,006	-0,906	-7,100
	22-23	3,803	3,803	0,000	-3,803
	23-24	8,006	8,006	0,000	-8,006
	24-25	3,803	8,224	-2,210	-6,013

Portique D.D

Niv.	Pout.	M _w	M _e	M _t	T
5	1-2	2,128	1,214	0,457	-1,671
	2-3	1,214	1,214	0,000	-1,214
	3-4	"	"	"	"
	4-5	1,214	2,128	-0,457	-1,671
	6-7	4,498	2,767	0,865	-3,632
4	7-8	2,767	2,767	0,000	-2,767
	8-9	"	"	"	"
	9-10	2,767	4,498	-0,865	-3,632
3	11-12	6,639	4,085	1,277	-5,362
	12-13	4,085	4,085	0,000	-4,085
	13-14	"	"	"	"
	14-15	4,085	6,639	-1,277	-5,362
2	16-17	7,281	4,746	1,267	-6,013
	17-18	4,746	4,746	0,000	-4,746
	18-19	"	"	"	"
	19-20	4,746	7,281	-1,267	-6,013
1	21-22	8,505	5,810	1,347	-7,158
	22-23	5,810	5,810	0,000	-5,810
	23-24	"	"	"	"
	24-25	5,810	8,505	-1,347	-7,158

Poteaux sous SI

Portique 7.7

Niv.	Pot.	M _{sup.}	M _{inf.}	T	N
5	7H	2,217	1,605	1,233	-1,541
	7E	2,687	2,198	1,576	-0,281
	7D	"	"	"	0,281
	7A	2,217	1,605	1,233	1,541
4	7H	2,606	5,441	2,596	-3,155
	7E	4,321	4,321	2,788	-1,265
	7D	"	"	"	0,739
	7A	3,659	3,105	2,182	3,681
3	7K	4,743	4,743	3,060	-5,820
	7H	4,732	4,732	3,053	2,544
	7E	"	"	"	-3,621
	7D	"	"	"	1,855
2	7A	3,703	3,703	2,389	5,042
	7L	4,800	4,800	3,097	-4,921
	7K	5,344	5,344	3,448	-0,944
	7H	5,131	5,131	3,310	2,689
	7E	"	"	"	-3,511
1	7D	"	"	"	1,241
	7A	4,014	4,014	2,590	5,446
	7L	6,134	7,497	3,495	-8,563
	7K	7,043	8,608	4,013	1,463
	7H	6,678	8,162	3,805	5,297
	7E	"	"	"	-4,203
1	7D	"	"	"	1,993
	7A	4,210	6,839	2,833	6,013

Portique D.D

Niv.	Pot.	M _{sup.}	M _{inf.}	T	N
5	D6	2,128	1,165	1,062	-1,671
	D7	2,427	1,680	1,325	0,457
	D8	"	"	"	0,000
	D9	"	"	"	-0,457
	D10	2,128	1,165	1,062	1,671
4	D6	3,333	2,727	1,955	-3,632
	D7	3,854	3,703	2,433	0,865
	D8	"	"	"	0,000
	D9	"	"	"	-0,865
3	D10	3,333	2,727	1,955	3,632
	D6	3,912	3,251	2,311	-5,362
	D7	4,467	4,467	2,882	1,277
	D8	"	"	"	0,000
2	D9	"	"	"	-1,277
	D10	3,912	3,251	2,311	5,362
	D6	4,030	4,030	2,600	-6,013
	D7	5,025	5,025	3,242	1,267
1	D8	"	"	"	0,000
	D9	"	"	"	-1,267
	D10	4,030	4,030	2,600	6,013
	D6	4,475	9,553	3,597	-7,158
	D7	6,595	11,033	4,520	1,348
1	D8	"	"	"	0,000
	D9	"	"	"	-1,348
1	D10	4,475	9,553	3,597	7,158

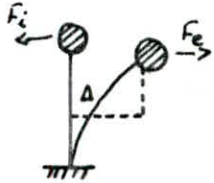
Analyse sismique: (bloc A)

Calcul de rigidité et valeurs propres:

On utilisera, pour cela, la méthode de Muto et pour la détermination des pulsations et périodes propres, nous utiliserons un calcul dynamique. Notre structure se modélisera de la manière suivante:



nous avons donc une console



nous avons : $F_i = -m\ddot{x}$ et $F_e = kx$
 et $F_e - F_i = 0$
 d'où $m\ddot{x} + kx = 0$ (1)

Nous travaillons dans le cas d'une oscillation non amortie:

$$(1) \Leftrightarrow \ddot{x} + \frac{k}{m}x = 0 \quad \text{avec} \quad \omega^2 = \frac{k}{m}$$

L'ensemble des solutions de l'équation différentielle $\ddot{x}(t) + \frac{k}{m}x(t) = 0$ est donné par la

forme : $x(t) = a \cos \omega t + b \sin \omega t$.

où : a et b sont des constantes arbitraires : $a = B \sin \theta$
 $b = B \cos \theta$.

d'où $x(t) = B \sin(\omega t + \theta)$ avec $B = \sqrt{a^2 + b^2}$ et $\tan \theta = \frac{a}{b}$
 en ayant, comme hypothèse : $x(0) = \Delta$
 $x'(0) = V_0$

On a : $a = \Delta$ et $b = \frac{V_0}{\omega}$

d'où $B = \sqrt{\Delta^2 + \frac{V_0^2}{\omega^2}}$ et nous avons à l'élongation de vibration l'amplitude
 $x_0 = \max x(t)$ qui s'y ajoute

$x_0 = B$
 $\Rightarrow \sin(\omega t + \theta) = 1 \Rightarrow \omega t + \theta = (2n+1) \frac{\pi}{2}$

à $t = 0$ $V_0 = 0 \Rightarrow x_0 = \Delta$.

$$x(t) = x(t+T) = B \sin[\omega(t+T) + \theta] = B \sin(\omega t + \theta)$$

d'où : $\omega t + \omega T + \theta = \omega t + \theta + 2\pi \Leftrightarrow \omega T = 2\pi \Rightarrow T = \frac{2\pi}{\omega}$

or $\omega^2 = \frac{k}{m} \Rightarrow T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}$ avec $W = mg \Rightarrow m = \frac{W}{g}$

W : poids du niveau considéré ($g = 981 \text{ cm/s}^2$)

$$T = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W}{k}} ; T = \frac{2\pi}{981} \sqrt{\frac{W}{k}} \Rightarrow T = 0,2 \sqrt{\frac{m}{k}} \quad \text{avec} \quad [k] = \text{kg/cm}$$

Evaluation de la force sismique de calcul :

Tout bâtiment sera conçu et construit pour résister aux forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux de la structure suivant la formule suivante :

$$F_{ki} = \sigma_i W_k (A D_i B Q) \Delta K_i \quad \text{où :$$

• ΔK_i : formes propres

$$\Delta K_i = \frac{\sin\left(\frac{2i-1}{2n+1} k \pi\right)}{\sin\left(\frac{2i-1}{2n+1} n \pi\right)}$$

où : n : nombre total d'étage = 1
 k : rang de l'étage = 1
 i : rang du mode = 1

d'où $\Delta K_i = 1$

• σ_i : facteur de contribution :

$$\sigma_i = \frac{\sum W_k \cdot \Delta K_i}{\sum W_k \Delta K_i^2} = 1$$

• Pour A, D_i, B, Q voir RPA 81 Art 3.3

Pour notre cas :

$$A = 0,15$$

$$B = 1/4$$

$$T = 0,2 \sqrt{s} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0,592 \text{ s} & \rightarrow D_x = 1,423 \\ T_y = 0,447 \text{ s} & \rightarrow D_y = 1,638 \end{cases}$$

$$Q \begin{cases} \text{sous longitudinal} = 1,5 \\ \text{sous transversal} = 1,5 \end{cases}$$

$$W = 313,755 \text{ t.}$$

Distribution des forces latérales :

$$V_x = A B D_x Q W = 25,114 \text{ t}$$

$$V_y = A B D_y Q W = 28,908 \text{ t}$$

Répartition des forces horizontales sur les portiques :

Nous allons utiliser pour cette répartition, la méthode de MUTO donnée dans le bulletin du C.T.C n° 6.

Calcul des déplacements relatifs : δ_j

Le déplacement relatif d'un étage est donné par : $\delta_j = T_j / R_j$.

où : T_j : effort tranchant de niveau. (Voir Bulletin du CTC n°6).
 R_j : rigidité d'étage (de niveau).

Les valeurs de T_j et δ_j sont données dans les tableaux ci-dessous :

sens longitudinal

Portique	$T_j (t)$	$\delta_j (cm)$
A	10,690	0,70
B	3,733	0,70
C	12	0,60

sens transversal

Portique	$T_j (t)$	$\delta_j (cm)$
11	4,346	0,46
12	4,346	0,46
13	6,418	0,46
14	4,455	0,49
15	6,357	0,55
16	5,641	0,60

Effort tranchant revenant à chaque poteau :

Portique	T_{jx}	D_j ou D_j	Pot	11	12	13	14	15	16
C	12,000	33,605	t_j	2,096	2,533	2,817	1,582	1,870	1,100
A	10,690	33,605		1,867	2,257	2,510	1,409	1,666	0,980
B	3,733	300,520		1,867	1,867	—	—	—	—

Portique	T_{jy}	D_j	Pot	A	B	C
11	4,346	531,988	t_j	1,370	1,606	1,370
12	4,346	531,988	t_j	1,370	1,606	1,370
13	6,418	996,783	t_j	3,209	—	3,209
14	4,455	888,262	t_j	2,212	—	2,212
15	6,357	1418,76	t_j	3,178	—	3,178
16	5,644	1339,98	t_j	2,822	—	2,822
—	—	—	t_j	—	—	—

Calcul des moments dans les poteaux :

On le représente les tableaux de patique C et 15 uniquement.

Poutique	Pot	$t_j (h)$	K	y_0	$y = \sum y_i$	$z = y \cdot h$	M_{inf}	$h - z$	M_{sup}
C	11	2,096	1,829	0,55	0,55	2,783	5,833	2,277	4,772
	12	2,533	3,658	0,55	0,55	2,783	5,833	2,277	4,772
	13	2,817	1,932	0,55	0,55	3,135	8,831	2,565	7,225
	14	1,582	2,257	0,55	0,55	3,663	5,794	2,997	4,741
	15	1,870	1,079	0,55	0,55	4,103	7,672	3,357	6,276
	16	1,100	0,585	0,61	0,61	4,921	5,414	3,179	3,497
15	A	3,178	1,644	0,55	0,55	4,103	13,039	3,357	10,668
	C	3,178	1,644	0,55	0,55	4,103	13,039	3,357	10,668

P.S : $\alpha_1 = 0 \Rightarrow y_1 = \infty$; $\alpha_2 = 0 \Rightarrow y_2 = \infty$; $\alpha_3 = \infty \Rightarrow y_3 = \infty$.

Calcul des moments dans les poutres :
(voir Annexe)

Poutique	Nœud	M_s	M_i	M_1	M_2
C	C11	0	4,772	0	4,772
	C12	0	4,772	2,386	2,386
	C13	0	7,225	3,612	3,613
	C14	0	4,741	2,370	2,371
	C15	0	6,278	3,139	3,139
	C16	0	3,497	3,497	0
15	15A	0	10,668	0	10,668
	15C	0	10,668	10,668	0

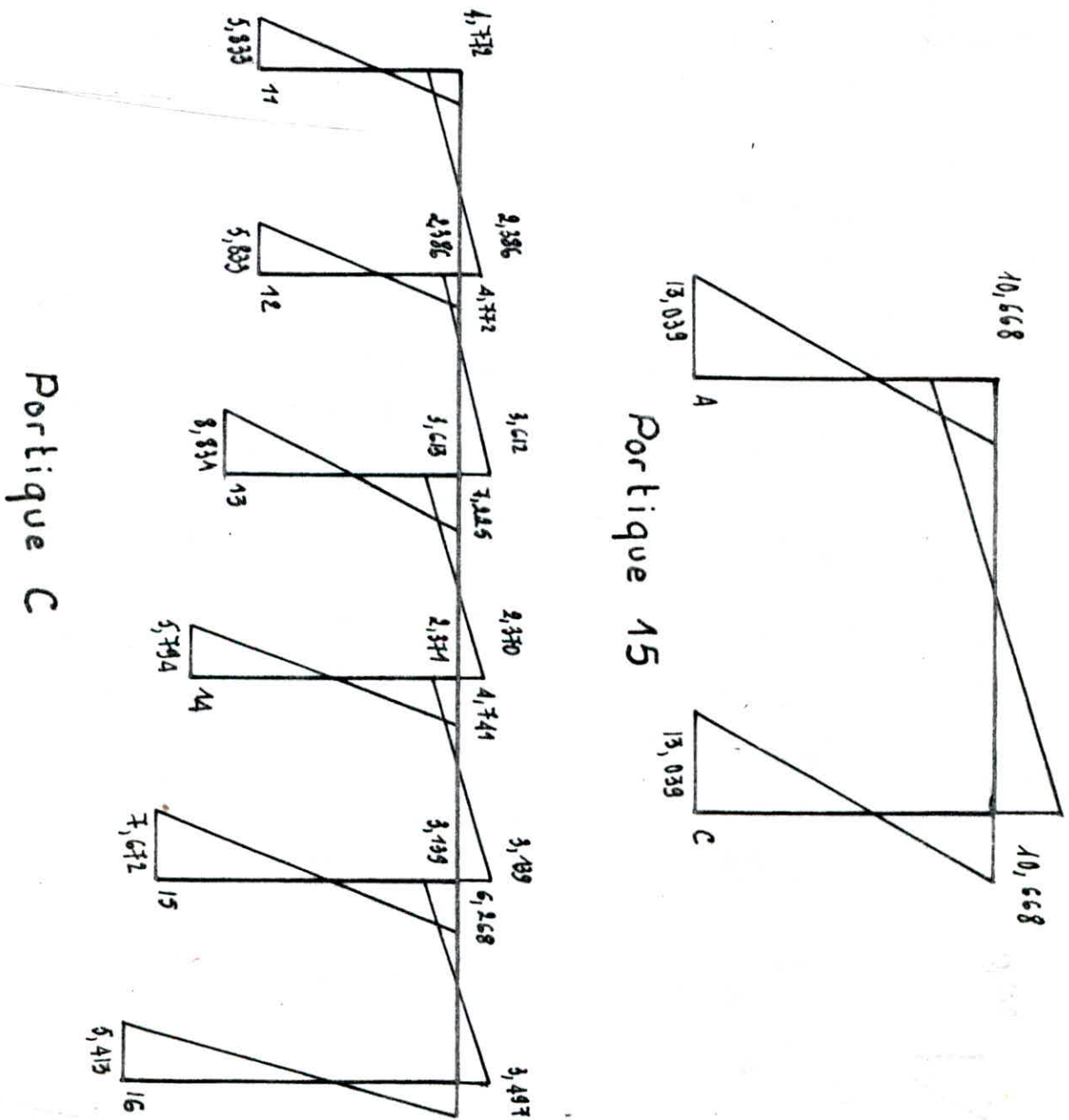
Moments en travée et effort tranchant dans les poutres :

Poutique	Poutre	M_w	M_e	M_t	T
C	C11 - C12	4,772	2,386	1,193	-1,420
	C12 - C13	2,386	3,612	-0,613	-1,190
	C13 - C14	3,613	2,370	0,622	-1,187
	C14 - C15	2,371	3,139	-0,384	-1,093
	C15 - C16	3,139	3,497	-0,179	-1,317
	—	—	—	—	—
15	15A - 15C	10,668	10,668	0	-1,693
	—	—	—	—	—

Moments, Efforts tranchants et Efforts normaux dans les poteaux :

Poutique	Rot	M _{inf}	M _{sup}	T	N
C	C11	5,833	4,772	2,096	-1,420
	C12	5,833	4,772	2,533	0,230
	C13	8,831	7,225	2,817	0,003
	C14	5,794	4,741	1,582	0,094
	C15	7,672	6,278	1,870	-0,224
	C16	5,413	3,497	1,100	1,317
15	15A	13,039	10,668	3,178	-1,693
	15C	13,039	10,668	3,178	1,693

Diagrammes des Moments flechissants



Deformations horizontales

Le calcul des déplacements horizontaux relève du souci d'éviter la procréation du désordre dans les éléments de remplissage, ainsi que l'aggravation des contraintes dans le système de contreventement du fait que les pièces en béton armé sont suffisamment rigide et que seulement une partie de l'énergie est dissipée sous forme d'énergie élastique. Ainsi pour les sollicitations horizontales, il y a lieu d'éviter le heurt de deux constructions voisines affectées de tels déplacements. On voit donc qu'une limitation des déplacements horizontaux est indispensable

Détermination des déplacements relatifs d'étage :

Le déplacement relatif est donné par la formule suivante :

$$\delta_j = \frac{\tau_j}{R_j} \frac{1}{2B} \quad \text{avec : } \begin{array}{l} \tau_j : \text{effort tranchant d'étage (j)} \\ R_j : \text{rigidité relative d'étage (j)} \\ B : \text{facteur de comportement de la} \\ \text{structure (structure auto-stable : } B = \frac{1}{4} \text{)} \end{array}$$

Les déplacements relatifs d'un étage, par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 0,0075 fois la hauteur de l'étage (R.P.A 81 - Art. 3.7.7.1)

bloc B

Sens longitudinal

Niv.	τ_{jx} (t)	R_{jx} (kg/cm)	δ_{jx}	$\bar{\delta}_{jx}$
5	25,304	154060,2	0,33	2,325
4	46,549	160,482,83	0,58	2,325
3	66,771	206,783,5	0,65	2,325
2	88,531	248920,9	0,71	2,325
1	101,317	215759,76	0,94	2,925

Sens transversal

Niv.	τ_{jy} (t)	R_{jy} (kg/cm)	δ_{jy}	$\bar{\delta}_{jy}$
5	23,019	121315,39	0,38	2,325
4	42,488	121315,39	0,70	2,325
3	61,345	151645,23	0,81	2,525
2	81,920	181973,1	0,90	2,325
1	94,382	149,635,21	1,26	2,925

bloc A

Sens Longitudinal

Niv.	τ_{jx} (t)	R_{jx} (kg/cm)	δ_{jx}	$\bar{\delta}_{jx}$
1	25,114	35811,36	0,70	3,45

Sens transversal.

Niv.	τ_{jy}	R_{jy} (kg/cm)	δ_{jy}	$\bar{\delta}_{jy}$
1	28,908	62677,69	0,46	3,45

Calcul du joint de dilatation (Art. 2.3.2 R.P.A 81 p.19)

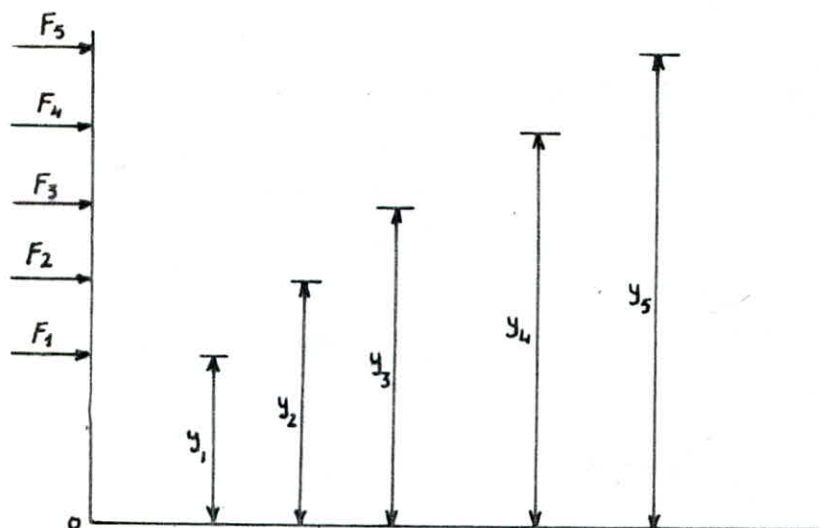
$$d^{\text{théorique}} = 1,96 \text{ cm.}$$

$$d_{\text{min}} (\text{R.P.A}) = 2 \text{ cm (Art. 2.3.2.5 R.P.A 81)}$$

$$d \geq \frac{H_i}{300} = \frac{460}{300} = 1,53 \text{ cm} \quad \text{d'ou on prend } d = 2,5 \text{ cm.}$$

Verification au renversement

Chaque structure doit être calculée afin de résister aux effets de renversement qui peuvent être causés par les effets sismiques.



Moment de renversement = Moment extérieur en console (o)

. Moment en console (o) = $\sum_{i=1}^5 F_i y_i$

. Moment résistant : $M_r = b \sum_{i=1}^5 W_i$

Niv.	h_i	$W_i(t)$	Sens	$F_i(t)$	$F_i h_i$	Sens	$F_i(t)$	$F_i h_i$
5	16,3	169,260	Longitudinal	25,304	412,45	Transversal	23,019	375,21
4	13,2	158,286		46,549	614,44		42,488	560,84
3	10,1	188,573		66,771	674,39		61,345	619,584
2	7,0	281,855		88,537	619,76		81,92	573,44
1	3,9	289,850		101,323	395,16		94,382	368,10

Verification : Il faut que $\frac{M_{resist}}{M_{renv.}} > 1,5$

. Sens Longitudinal

$$M_{resist} = \sum_{i=1}^5 b_i W_i = 169,26 \times 7,875 + 158,286 \times 7,875 + 188,573 \times 9,45 + 281,855 \times 11,03 = 10667,125$$

$$\frac{M_{res}}{M_{renv}} = 3,92 > 1,5 \rightarrow \text{vérifiée}$$

. Sens transversal

$$M_{resist} = b \sum_{i=1}^5 W_i = 6,3 \times 1087,804$$

$$\frac{M_{res}}{M_{renv}} = 2,74 > 1,5 \rightarrow \text{vérifiée}$$

EFFORTS DANS LES PORTIQUES ENGENDRES PAR LES FORCES VERTICALES

Le calcul des portiques sous les charges verticales sera fait par la méthode de "M^r CAQUOT" exposée en annexe A du C.C.B.A 68.

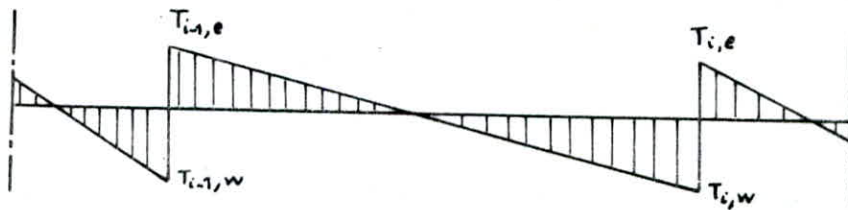
. Efforts tranchants dans les poteaux, Efforts normaux ds les poutres.

par simplification, On ne fait pas état, dans les calculs, des efforts tranchants dans les poteaux, ni des efforts normaux dans les poutres.

. Efforts normaux dans les poteaux :

Ils sont engendrés par les efforts tranchants dans les poutres et ils seront déterminés à partir de ceux-ci.

Ainsi pour les charges verticales uniformément réparties on a les efforts tranchants schématisés sur le diagramme ci-dessous :



Les réactions développées dans les appuis (i-1) et (i) donnent des efforts normaux dans les poteaux dont les valeurs sont :

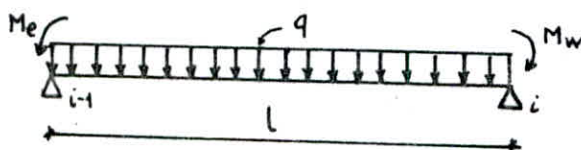
$$N_{i-1} = T_{i-1,e} - T_{i-1,w}$$

$$N_i = T_{i,e} - T_{i,w}$$

$T_{i-1,w}$; $T_{i-1,e}$; $T_{i,e}$; $T_{i,w}$ en valeurs algébriques.

. Efforts tranchants dans les poutres :

Ils sont calculés en considérant la travée indépendante et en faisant état des moments de continuité et de la charge qui lui est appliquée (q/ml).



$$T_{i-1,e} = q \frac{l}{2} + \frac{M_{i-1,e} - M_{i,w}}{l}$$

$$T_{i,e} = -q \frac{l}{2} + \frac{M_{i-1,e} - M_{i,w}}{l}$$

Caracteristiques geometriques
Portiques Longitudinaux

Niv.	Noe.	l_w	$l_{e(m)}$	$h_{n(m)}$	h_s	$I_w \cdot 10^3$	$I_e \cdot 10^3$	$I_n \cdot 10^3$	$I_s \cdot 10^3$	l'_w	l'_e	h'_n	h'_s	$K_w \cdot 10^3$	$K_e \cdot 10^3$	$K_n \cdot 10^3$	$K_s \cdot 10^3$	$D \cdot 10^{-3}$
5	1	/	6,00	/	2,60	/	3,125	/	0,675	/	4,80	/	2,08	/	0,651	/	0,325	0,976
	2	6,00	2,85	/	"	3,125	"	/	"	5,598	2,28	/	"	0,558	1,371	/	"	2,254
	3	2,85	6,00	/	"	"	"	/	"	2,28	5,598	/	"	1,371	0,558	/	"	2,254
	4	6,00	/	/	"	"	/	/	"	4,80	/	/	"	0,651	/	/	"	0,976
4	5	/	6,00	2,60	2,60	/	3,125	0,675	0,675	/	4,80	2,34	2,08	/	0,651	0,288	0,325	1,264
	6	6,00	2,85	"	"	3,125	"	"	"	5,25	2,28	"	"	0,595	1,371	"	"	2,579
	7	2,85	6,00	"	"	"	"	"	"	2,28	5,25	"	"	1,371	0,595	"	"	"
	8	6,00	/	"	"	"	/	"	"	4,80	/	"	"	0,651	/	"	"	1,264
3	9	/	2,85	/	2,60	/	3,125	/	0,675	/	2,28	/	2,08	/	1,371	/	0,325	1,696
	10	2,85	6,00	2,60	"	3,125	"	0,675	"	2,759	4,80	2,08	"	1,133	0,651	0,325	"	2,434
	11	6,00	2,85	"	"	"	"	"	"	4,80	2,28	"	"	0,651	1,371	"	"	2,672
	12	2,85	6,00	"	"	"	"	"	"	2,28	5,2	"	"	1,371	0,601	"	"	2,622
	13	6,00	/	"	"	"	/	"	"	4,80	/	"	"	0,651	/	"	"	1,301
2	14	/	2,85	/	2,60	/	3,125	/	0,675	/	2,28	/	2,08	/	1,371	/	0,325	1,696
	15	2,85	2,85	2,60	"	3,125	"	0,675	"	2,759	"	2,34	"	1,133	1,371	0,288	"	3,117
	16	"	6,00	"	"	"	"	"	"	2,28	4,80	2,08	"	1,371	0,651	0,325	"	2,672
	17	6,00	2,85	"	"	"	"	"	"	4,80	2,28	"	"	0,651	1,371	"	"	"
	18	2,85	6,00	"	"	"	"	"	"	2,28	5,20	"	"	1,371	0,601	"	"	2,622
	19	6,00	/	"	"	"	/	"	"	4,80	/	"	"	0,651	/	"	"	1,301
1	20	/	2,80	2,60	2,60	/	3,125	0,675	1,25	/	2,24	2,34	2,08	/	1,395	0,288	0,601	2,284
	21	2,80	"	"	"	3,125	"	"	"	2,562	"	2,08	"	1,22	"	0,325	"	3,541
	22	"	5,95	"	"	"	"	"	"	2,24	4,76	"	"	1,395	0,657	"	"	2,978
	23	5,95	2,80	"	"	"	"	"	"	4,76	2,24	"	"	0,657	1,395	"	"	"
	24	2,80	5,95	"	"	"	"	"	"	2,24	4,88	"	"	1,395	0,641	"	"	2,962
	25	5,95	/	"	"	"	/	"	"	4,76	/	"	"	0,657	/	"	"	1,583

Moments aux noeuds (portique D.D)

Sous: G

Niv.	Noe.	q_w	q_e	M'_w	M'_e	M_w	M_e	M_n	M_s
5	1	/	0,583	-	0,357	-	0,180	-	0,180
	2	0,583	"	0,415	0,357	0,397	0,377	-	-0,020
	3	"	"	0,357	0,357	0,357	0,357	-	0,000
	4	"	"	0,357	0,415	0,377	0,397	-	0,020
	5	"	/	0,357	-	0,180	-	-	-0,180
4	6	/	0,545	/	0,334	/	0,220	0,104	0,116
	7	0,545	"	0,334	"	0,334	0,334	0,000	0,000
	8	"	"	"	"	"	"	"	"
	9	"	"	"	"	"	"	"	"
	10	"	/	"	/	0,220	/	-0,104	-0,116
3	11	/	0,545	/	0,334	-	0,224	0,112	0,112
	12	0,545	"	0,334	"	0,334	0,334	0,000	0,000
	13	"	"	"	"	"	"	"	"
	14	"	"	"	"	"	"	"	"
	15	"	/	"	/	0,224	/	-0,112	-0,112
2	16	/	0,545	-	0,334	-	0,224	0,112	0,112
	17	0,545	"	0,334	"	0,334	0,334	0,000	0,000
	18	"	"	"	"	"	"	"	"
	19	"	"	"	"	"	"	"	"
	20	"	/	"	/	0,224	/	-0,112	-0,112
1	21	/	0,545	-	0,322	-	0,238	0,083	0,155
	22	0,545	"	0,322	"	0,322	0,322	0,000	0,000
	23	"	"	"	"	"	"	"	"
	24	"	"	"	"	"	"	"	"
	25	"	/	"	/	0,238	/	-0,083	-0,155

Sous: P

Niv.	Noe.	q_w	q_e	M'_w	M'_e	M_w	M_e	M_n	M_s
5	1	/	0,065	-	0,040	-	0,020	-	0,020
	2	0,065	"	0,046	0,040	0,044	0,042	-	-0,020
	3	"	"	0,040	0,040	0,040	0,040	-	0,000
	4	"	"	"	"	0,042	0,044	-	0,002
	5	"	/	"	/	0,020	-	-	-0,020
4	6	/	0,1625	-	0,099	/	0,065	0,030	0,035
	7	0,1625	"	0,099	"	0,099	0,099	0,000	0,000
	8	"	"	"	"	"	"	"	"
	9	"	"	"	"	"	"	"	"
	10	"	/	"	/	0,065	/	-0,030	-0,035
3	11	/	0,1625	-	0,099	-	0,066	0,033	0,033
	12	0,1625	"	0,099	"	0,099	0,099	0,000	0,000
	13	"	"	"	"	"	"	"	"
	14	"	"	"	"	"	"	"	"
	15	"	/	"	/	0,066	/	-0,033	-0,033
2	16	/	0,260	-	0,159	-	0,066	0,033	0,033
	17	0,260	"	0,159	"	0,159	0,159	0,000	0,000
	18	"	"	"	"	"	"	"	"
	19	"	"	"	"	"	"	"	"
	20	"	/	"	/	0,066	-	-0,033	-0,033
1	21	/	0,260	-	0,154	-	0,114	0,040	0,074
	22	0,260	"	0,154	"	0,154	0,154	0,000	0,000
	23	"	"	"	"	"	"	"	"
	24	"	"	"	"	"	"	"	"
	25	"	/	"	/	0,114	/	-0,040	-0,074

Moments aux nœuds (portique 7.7)

Sous: G

Niv.	Nœ.	q _w	q _e	M' _w	M' _e	M _w	M _e	M _n	M _s
5	1	/	2,111	/	5,722	/	1,905	/	1,905
	2	2,111	2,111	7,783	1,291	6,176	5,240	/	-0,936
	3	"	"	1,291	7,783	5,240	6,176	/	0,936
	4	/	/	5,722	/	1,905	/	/	-1,905
4	5	/	1,925	/	5,218	/	2,531	1,189	1,342
	6	1,925	/	6,242	1,177	5,073	3,870	-0,565	-0,638
	7	"	"	1,177	6,242	3,870	5,075	0,565	0,638
	8	"	/	5,218	/	2,531	/	-1,189	-1,342
3	9	/	1,925	/	1,177	/	0,226	0,000	0,226
	10	1,925	"	1,724	5,218	3,350	4,284	0,467	0,467
	11	"	"	5,218	1,177	4,234	3,250	-0,492	-0,492
	12	"	"	1,177	6,124	3,764	4,990	0,613	0,613
	13	/	/	5,218	/	2,606	/	-1,305	-1,305
2	14	/	1,925	/	1,177	/	0,226	0,000	0,226
	15	1,925	"	1,724	1,177	1,525	1,418	-0,050	-0,057
	16	"	"	1,177	5,218	3,250	4,231	0,492	0,492
	17	"	"	5,218	1,177	4,231	3,250	-0,492	-0,492
	18	"	"	1,177	6,124	3,764	4,990	0,613	0,613
	19	"	/	5,218	/	2,606	/	-1,305	-1,305
1	20	/	1,925	/	1,132	/	0,442	0,143	0,299
	21	1,925	"	1,487	1,136	1,366	1,274	-0,032	-0,060
	22	"	"	1,136	5,131	3,008	4,250	0,436	0,806
	23	"	"	5,131	1,136	4,250	3,008	-0,436	-0,806
	24	"	"	1,136	5,391	3,140	4,470	0,467	0,863
	25	"	/	5,131	/	3,008	/	-1,053	-1,948

Sous: P

Niv.	Nœ.	q _w	q _e	M' _w	M' _e	M _w	M _e	M _n	M _s
5	1	/	0,315	/	0,854	/	0,284	/	0,284
	2	0,315	0,315	1,161	0,193	0,929	0,782	/	-0,140
	3	"	"	0,193	1,161	0,782	0,922	/	0,140
	4	/	/	0,854	/	0,284	/	/	-0,284
4	5	/	0,788	/	2,136	/	1,036	0,487	0,549
	6	0,788	"	2,555	0,482	2,077	1,584	-0,232	-0,261
	7	0,788	0,788	0,482	2,555	1,584	2,077	0,232	0,261
	8	0,788	/	2,136	/	1,036	/	-0,487	-0,549
3	9	/	0,788	/	0,482	/	0,092	0	0,092
	10	0,788	"	0,706	2,136	1,372	1,754	0,191	0,191
	11	"	"	2,136	0,482	1,733	1,331	-0,201	-0,201
	12	"	"	0,482	2,507	1,541	2,043	0,251	0,251
	13	"	/	2,136	/	1,066	/	-0,534	-0,534
2	14	/	1,260	/	0,771	/	0,148	0,000	0,148
	15	1,260	"	1,128	0,771	0,998	0,928	-0,033	-0,037
	16	"	"	0,771	3,415	2,128	2,772	0,322	0,322
	17	"	"	3,415	0,771	2,772	2,128	-0,322	-0,322
	18	"	"	0,771	4,010	2,466	3,268	0,401	0,401
	19	"	/	3,415	/	1,706	/	-0,853	-0,853
1	20	/	1,260	/	0,744	/	0,290	0,094	0,196
	21	1,260	"	0,973	0,744	0,894	0,834	-0,021	-0,039
	22	"	"	0,744	3,356	1,968	2,780	0,285	0,527
	23	"	"	3,356	0,744	2,780	1,968	-0,285	-0,527
	24	"	"	0,744	3,523	2,053	2,922	0,305	0,564
	25	"	/	3,356	/	1,963	/	-0,689	-1,274

Moments et efforts Tranchants dans les poutres (portique D.D)

Sous : G

Niv.	Trav.	L(m)	q(t)	M _w	Me	Tw	Te
5	1-2	2,85	0,583	0,180	0,397	0,755	-0,907
	2-3	"	"	0,377	0,357	0,838	-0,824
	3-4	"	"	0,357	0,377	0,824	-0,838
	4-5	"	"	0,397	0,180	0,907	-0,755
4	6-7	2,85	0,545	0,220	0,334	0,737	-0,817
	7-8	"	"	0,334	0,334	0,777	-0,777
	8-9	"	"	0,334	0,334	0,777	-0,777
	9-10	"	"	0,334	0,220	0,817	-0,737
3	11-12	2,85	0,545	0,224	0,334	0,738	-0,816
	12-13	"	"	0,334	0,334	0,777	-0,777
	13-14	"	"	"	"	"	"
	14-15	"	"	"	0,224	0,816	-0,738
2	16-17	2,85	0,545	0,224	0,334	0,738	-0,816
	17-18	"	"	0,334	0,334	0,777	-0,777
	18-19	"	"	"	"	"	"
	19-20	"	"	"	0,224	0,816	-0,738
1	21-22	2,80	0,545	0,238	0,322	0,733	-0,793
	22-23	"	"	0,322	0,322	0,763	-0,763
	23-24	"	"	"	"	"	"
	24-25	"	"	"	0,238	0,793	-0,733

Sous : P

Niv.	Trav.	L(m)	q(t)	M _w	Me	Tw	Te
5	1-2	2,85	0,065	0,020	0,044	0,084	-0,101
	2-3	"	"	0,042	0,040	0,094	-0,092
	3-4	"	"	0,040	0,042	0,092	-0,094
	4-5	"	"	0,044	0,020	0,101	-0,084
4	6-7	2,85	0,1625	0,065	0,099	0,220	-0,244
	7-8	"	"	0,099	0,099	0,232	-0,232
	8-9	"	"	"	"	"	"
	9-10	"	"	"	0,065	0,244	-0,220
3	11-12	2,85	0,1625	0,066	0,099	0,220	-0,244
	12-13	"	"	0,099	0,099	0,232	-0,232
	13-14	"	"	"	"	"	"
	14-15	"	"	"	0,066	0,244	-0,220
2	16-17	2,85	0,260	0,066	0,159	0,338	-0,404
	17-18	"	"	0,159	0,159	0,371	-0,371
	18-19	"	"	"	"	"	"
	19-20	"	"	"	0,066	0,404	-0,338
1	21-22	2,80	0,260	0,114	0,154	0,357	-0,385
	22-23	"	"	0,154	0,154	0,371	-0,371
	23-24	"	"	"	"	"	"
	24-25	"	"	"	0,114	0,385	-0,357

Moments et efforts tranchants dans les poutres (portique 7.7)

Sous : G

Niv.	Trav.	l (m)	q	M _w	M _e	T _w	T _e
5	1.2	6,00	2,111	1,905	6,176	5,622	-7,045
	2.3	2,850	"	5,240	5,240	3,010	-3,010
	3.4	6,00	"	6,176	1,905	7,045	-5,622
4	5.6	6,00	1,925	2,531	5,073	5,352	-6,200
	6.7	2,85	"	3,870	3,870	2,743	-2,743
	7.8	6,00	"	5,073	2,531	6,200	-5,352
3	9.10	2,85	1,925	0,226	3,350	1,650	-3,840
	10.11	6,00	"	4,284	4,234	5,783	-5,767
	11.12	2,85	"	3,250	3,764	2,563	-2,923
	12.13	6,00	"	4,990	2,606	6,172	-5,378
2	14.15	2,85	1,925	0,226	1,525	2,290	-3,200
	15.16	2,85	"	1,418	3,250	2,100	-3,390
	16.17	6,00	"	4,234	4,234	5,775	-5,775
	17.18	2,85	"	3,250	3,764	2,563	-2,923
	18.19	6,00	"	4,990	2,606	6,172	-5,378
1	20.21	2,80	1,925	0,442	1,366	2,365	-3,025
	21.22	2,80	"	1,274	3,008	2,076	-3,314
	22.23	5,95	"	4,250	4,250	5,727	-5,727
	23.24	2,80	"	3,008	3,140	2,648	-2,742
	24.25	5,95	"	4,470	3,001	5,974	-5,480

Sous : P

Niv.	Trav.	l (m)	q	M _w	M _e	T _w	T _e
5	1.2	6,00	0,315	0,284	0,922	0,839	-1,051
	2.3	2,85	"	0,782	0,782	0,449	-0,449
	3.4	6,00	"	0,922	0,284	1,051	-0,839
4	5.6	6,00	0,788	1,036	2,077	2,191	-2,558
	6.7	2,85	"	1,584	1,584	1,123	-1,123
	7.8	6,00	"	2,077	1,036	2,538	-2,191
3	9.10	2,85	0,788	0,092	1,372	0,674	-1,572
	10.11	6,00	"	1,754	1,733	2,368	-2,361
	11.12	2,85	"	1,331	1,541	1,049	-1,197
	12.13	6,00	"	2,043	1,068	2,527	-2,202
2	14.15	2,85	1,260	0,148	0,998	1,497	-2,094
	15.16	2,85	"	0,928	2,128	1,374	-2,217
	16.17	6,00	"	2,772	2,772	3,780	-3,780
	17.18	2,85	"	2,128	2,466	1,677	-1,914
	18.19	6,00	"	3,268	1,706	4,040	-3,520
1	20.21	2,80	1,260	0,290	0,894	1,548	-1,980
	21.22	2,80	"	0,834	1,968	1,359	-2,169
	22.23	5,95	"	2,780	2,780	3,750	-3,750
	23.24	2,80	"	1,968	2,053	1,734	-1,794
	24.25	5,95	"	2,922	1,963	3,894	-3,606

Moments et efforts normaux dans les poteaux (portique D-D)

Sous : G

Niv.	Pot.	M _n	M _s	T _w	T _e	N	N _{cum.}
5	D ₆	0,180	0,104	/	0,755	0,755	0,755
	D ₇	-0,020	0,000	-0,907	0,838	1,745	1,745
	D ₈	0,000	0,000	-0,824	0,824	1,648	1,648
	D ₉	0,020	0,000	-0,838	0,907	1,745	1,745
	D ₁₀	-0,180	-0,104	-0,755	/	0,755	0,755
4	D ₆	0,116	0,112	/	0,737	0,737	1,492
	D ₇	0,000	0,000	-0,817	0,777	1,594	3,339
	D ₈	"	"	-0,777	0,777	1,554	3,202
	D ₉	"	"	-0,777	0,817	1,594	3,339
	D ₁₀	-0,116	-0,112	-0,737	/	0,737	1,492
3	D ₆	0,112	0,112	/	0,737	0,737	2,229
	D ₇	0,000	0,000	-0,816	0,777	1,593	4,932
	D ₈	"	"	-0,777	0,777	1,554	4,756
	D ₉	"	"	-0,777	0,816	1,593	4,932
	D ₁₀	-0,112	-0,112	-0,738	/	0,738	2,230
2	D ₆	0,112	0,083	/	0,738	0,738	2,967
	D ₇	0,000	0,000	-0,816	0,777	1,593	6,525
	D ₈	"	"	-0,777	0,777	1,554	6,310
	D ₉	"	"	-0,777	0,816	1,593	6,525
	D ₁₀	-0,112	-0,083	-0,738	/	0,738	2,968
1	D ₆	0,155	0,155	/	0,733	0,733	3,700
	D ₇	0,000	0,000	-0,793	0,763	1,556	8,081
	D ₈	"	"	-0,763	0,763	1,526	7,836
	D ₉	"	"	-0,763	0,793	1,556	8,081
	D ₁₀	-0,155	-0,155	-0,733	/	0,733	3,701

Sous : P

Niv.	Pot.	M _n	M _s	T _w	T _e	N	N _{cum.}
5	D ₆	0,020	0,030	/	0,085	0,085	0,085
	D ₇	-0,002	0,000	-0,101	0,094	0,195	0,195
	D ₈	0,000	0,000	-0,092	0,092	0,185	0,185
	D ₉	0,002	0,000	-0,094	0,101	0,195	0,195
	D ₁₀	-0,020	-0,030	-0,085	/	0,085	0,085
4	D ₆	0,035	0,033	/	0,220	0,220	0,305
	D ₇	0,000	0,000	-0,244	0,232	0,476	0,671
	D ₈	"	"	-0,232	0,232	0,464	0,649
	D ₉	"	"	-0,232	0,244	0,476	0,671
	D ₁₀	-0,035	-0,033	-0,220	/	0,220	0,305
3	D ₆	0,033	0,033	/	0,220	0,220	0,525
	D ₇	0,000	0,000	-0,244	0,232	0,476	1,147
	D ₈	"	"	-0,232	0,232	0,464	1,113
	D ₉	"	"	-0,232	0,244	0,476	1,147
	D ₁₀	-0,033	-0,033	-0,220	/	0,220	0,525
2	D ₆	0,033	0,040	/	0,338	0,338	0,863
	D ₇	0,000	0,000	-0,404	0,371	0,775	1,922
	D ₈	"	"	-0,371	0,371	0,742	1,855
	D ₉	"	"	-0,371	0,404	0,775	1,922
	D ₁₀	-0,033	-0,040	-0,338	/	0,338	0,863
1	D ₆	0,074	0,074	/	0,357	0,357	1,220
	D ₇	0,000	0,000	-0,385	0,371	0,756	2,678
	D ₈	"	"	-0,371	0,371	0,742	2,597
	D ₉	"	"	-0,371	0,385	0,756	2,678
	D ₁₀	-0,074	-0,074	-0,357	/	0,357	1,220

Moments et efforts normaux dans les poteaux (portique 7.7)

Sous : G

Niv.	Pot.	M _n	M _s	T _w	T _e	N	N _{cum}
5	↑ _n	1,905	1,189	—	5,622	5,622	5,622
	↑ _e	-0,936	-0,565	-7,045	3,010	10,055	10,055
	↑ _D	0,936	0,565	-3,010	7,045	10,055	10,055
	↑ _A	-1,905	-1,189	-5,622	—	5,622	5,622
4	↑ _H	1,342	0,467	—	5,352	5,352	10,974
	↑ _E	-0,638	-0,492	-6,200	2,743	8,943	18,998
	↑ _D	0,638	0,613	-2,743	6,200	8,943	18,998
	↑ _A	-1,342	-1,303	-5,352	—	5,352	10,974
3	↑ _K	0,226	-0,050	—	1,650	1,650	1,650
	↑ _H	0,467	0,492	-3,840	5,783	9,623	20,597
	↑ _E	-0,492	-0,492	-5,767	2,563	8,330	27,328
	↑ _D	0,613	0,613	-2,923	6,172	9,095	28,093
2	↑ _A	-1,303	-1,303	-5,378	—	5,378	16,352
	↑ _L	0,226	0,143	—	2,290	2,290	2,290
	↑ _B	-0,057	-0,032	-3,200	2,100	5,300	6,950
	↑ _H	0,492	0,436	-3,390	5,775	9,165	29,762
	↑ _E	-0,492	-0,436	-5,775	2,563	8,338	35,624
	↑ _D	0,613	0,467	-2,923	6,172	9,095	37,188
1	↑ _A	-1,303	-1,053	-5,378	—	5,378	21,730
	↑ _L	0,299	0,299	—	2,365	2,365	4,655
	↑ _K	-0,060	-0,060	-3,025	2,076	5,101	12,051
	↑ _H	0,806	0,806	-3,314	5,727	9,041	38,803
	↑ _E	-0,806	-0,806	-5,727	2,648	8,375	43,999
	↑ _D	0,863	0,863	-2,742	5,974	8,716	45,904
↑ _A	-1,948	-1,948	-5,480	—	5,480	27,210	

Sous : P

Niv.	Pot.	M _n	M _s	T _w	T _e	N	N _{cum}
5	↑ _H	1,122	0,711	—	0,839	0,839	0,839
	↑ _E	-0,055	-0,338	-1,051	0,449	1,500	1,500
	↑ _D	0,055	0,338	-0,449	1,051	1,500	1,500
	↑ _A	-1,122	-0,711	-0,839	—	0,839	0,839
4	↑ _H	0,802	0,279	—	2,191	2,191	3,030
	↑ _E	-0,381	-0,294	-2,538	1,123	3,661	5,161
	↑ _D	0,381	0,366	-1,123	2,538	3,661	5,161
	↑ _A	-0,802	-0,779	-2,191	—	2,191	3,030
3	↑ _E	0,135	-0,030	—	0,674	0,674	0,674
	↑ _H	0,279	0,294	-1,572	2,368	3,940	6,970
	↑ _E	-0,294	-0,294	-2,368	1,049	3,417	8,578
	↑ _D	0,366	0,366	-1,197	2,527	3,724	8,885
2	↑ _A	-0,779	-0,779	-2,202	—	2,202	5,232
	↑ _L	0,135	0,086	—	1,497	1,497	1,497
	↑ _K	-0,034	-0,019	-2,094	1,374	3,468	4,142
	↑ _H	0,294	0,260	-2,217	3,780	5,997	12,967
	↑ _E	-0,294	-0,260	-3,780	1,677	5,457	14,035
	↑ _D	0,366	0,279	-1,914	4,040	5,954	14,839
1	↑ _A	-0,779	-0,630	-3,520	—	3,520	8,752
	↑ _L	0,179	0,179	—	1,548	1,548	3,045
	↑ _K	-0,036	-0,036	-1,980	1,359	3,339	7,481
	↑ _H	0,482	0,482	-2,169	3,750	5,919	18,886
	↑ _E	-0,482	-0,482	-3,750	1,734	5,484	19,519
	↑ _D	0,516	0,516	-1,794	3,894	5,688	20,527
↑ _A	-1,164	-1,164	-3,606	—	3,606	12,358	

bloc A

Caractéristiques Géométriques

Portique	Noeud	l_w	l_e	l_s	$I_w \cdot 10^3$	$I_e \cdot 10^3$	$I_s \cdot 10^3$	l'_w	l'_e	l'_s	$K_w \cdot 10^3$	$K_e \cdot 10^3$	$K_s \cdot 10^3$	$D \cdot 10^3$
C	C11	—	4,69	3,11	—	2,278	1,25	—	3,752	2,488	—	0,607	0,502	1,109
	C12	4,69	4,665	3,11	2,278	2,278	1,25	4,174	3,732	2,488	0,546	0,610	0,502	1,658
	C13	4,665	4,64	4,20	2,278	2,278	2,67	3,732	3,712	3,36	0,610	0,614	0,745	2,019
	C14	4,64	4,59	5,16	2,278	2,278	2,67	3,712	3,672	4,128	0,614	0,620	0,647	1,891
	C15	4,59	4,54	5,96	2,278	2,278	6,25	3,672	3,632	4,768	0,620	0,627	1,311	2,558
	C16	4,54	—	6,60	2,278	—	6,25	3,632	—	5,28	0,627	—	1,184	1,811
15	15A	—	12	4,96	—	25	9	—	9,6	3,968	—	2,604	2,268	4,872
	15B	12	—	4,96	25	—	9	9,6	—	3,968	2,604	—	2,268	4,872

avec : $h_n = 0$, $h'_n = 0$, $I_n = 0$; $I'_n = 0$, $K_n = -$

Moments aux Noeuds

Sous : G

Portique	Noeud	q_w	q_e	M'_w	M'_e	M_w	M_e	M_s
C	C11	—	0,511	—	0,846	—	0,383	0,383
	C12	0,511	0,511	1,047	0,837	0,978	0,914	-0,064
	C13	"	"	0,837	0,828	0,834	0,831	-0,003
	C14	"	"	0,828	0,811	0,822	0,817	-0,005
	C15	"	"	0,811	0,793	0,806	0,797	-0,009
	C16	"	—	0,793	—	0,518	—	-0,518
15	15A	—	3,49	—	37,84	—	17,615	17,615
	15B	3,49	—	37,84	—	17,615	—	-17,615

avec $M_n = 0$

Sous : P

Port	Noeud	q_w	q_e	M'_w	M'_e	M_w	M_e	M_s
C	C11	—	0,03	—	0,049	—	0,023	0,023
	C12	0,03	0,03	0,062	0,049	0,057	0,054	-0,003
	C13	"	"	0,049	0,049	0,049	0,049	0
	C14	"	"	0,049	0,048	0,048	0,048	0
	C15	"	"	0,048	0,047	0,047	0,047	0
	C16	"	—	0,047	—	0,030	—	-0,030
15	15A	—	0,474	—	5,139	—	2,392	2,392
	15B	0,474	—	5,139	—	2,392	—	-2,392

avec $M_n = 0$

Sous: G

Moments et Efforts tranchants dans les poutres.

Pnt	Travée	$l(m)$	q	M_w	M_e	T_w	T_e
C	C11-C12	4,69	0,511	0,383	0,978	1,071	-1,325
	C12-C13	4,665	"	0,914	0,834	1,209	-1,175
	C13-C14	4,64	"	0,831	0,822	1,187	-1,183
	C14-C15	4,59	"	0,817	0,806	1,175	-1,170
	C15-C16	4,54	"	0,797	0,518	1,221	-1,098
15	15A-15C	12	3,49	17,615	17,615	20,940	-20,940

Sous: P

Pnt	Travée	l	q	M_w	M_e	T_w	T_e
C	C11-C12	4,69	0,03	0,023	0,057	0,063	-0,078
	C12-C13	4,665	"	0,054	0,049	0,071	-0,069
	C13-C14	4,64	"	0,049	0,048	0,070	-0,070
	C14-C15	4,59	"	0,048	0,047	0,069	-0,069
	C15-C16	4,54	"	0,047	0,030	0,072	-0,064
15	15A-15C	12	0,474	2,392	2,392	2,844	-2,844

Efforts Normaux

Sous: G

Pnt	Pot	T_w	T_e	N
C	C11	/	1,071	1,071
	C12	-1,325	1,209	2,534
	C13	-1,175	1,187	2,362
	C14	-1,183	1,175	2,358
	C15	-1,170	1,221	2,391
	C16	-1,098	/	1,098
15	15A	/	-20,940	20,940
	15C	20,940	/	20,940

Sous: P

Pnt	Pot	T_w	T_e	N
C	C11	/	0,063	0,063
	C12	-0,078	0,071	0,149
	C13	-0,069	0,070	0,139
	C14	-0,070	0,069	0,139
	C15	-0,069	0,072	0,140
	C16	-0,064	/	0,064
15	15A	/	2,844	2,844
	15C	-2,844	/	2,844

SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS

Les combinaisons des forces sismiques et des charges verticales sont données ci-dessous. Les éléments structuraux doivent être dimensionnés pour ces combinaisons de charges sur la base des règlements de béton en vigueur (R.P.A 81)

* poutres :

$$\begin{array}{l} G+P+\overline{\overline{SI}} \\ 0,8G+\overline{\overline{SI}} \end{array}$$

* poteaux :

$$\begin{array}{l} 0,8G+\overline{\overline{SI}} \\ G+P+1,2\overline{\overline{SI}} \end{array}$$

où : G : sollicitation due à la charge permanente
P : sollicitation due à la surcharge d'exploitation
SI : sollicitation due aux séismes.

. Moments en travées des poutres : (C.C.B.A. art. 12)

pour déterminer le moment en travée sous les charges verticales, on trace la courbe des moments de la travée indépendante complète de portée "l" avec les charges permanentes puis avec les surcharges. On prend comme ligne de fermeture :

- pour les moments positifs, celle qui joint les moments d'appuis minimaux en valeur absolue.
- pour les moments négatifs, celle qui joint les moments d'appuis maximaux en valeur absolue.

Et ceci dans chaque cas de charge en supposant que les surcharges peuvent être indépendantes les unes des autres.

. le moment en travée sous $(G+1,2P)$: $M_t = M_0(G+1,2P) - \frac{M_w(a) + M_e(a)}{2}$
avec $M_0(G+1,2P) = (G+1,2P) \frac{l^2}{8}$

. le moment en appuis sous $(G+1,2P)$: $M_a = M_a(G) + M_a(1,2P)$

. le moment en travée sous $\overline{\overline{SI}}$: $M_t = \frac{M_e - M_w}{2}$

Donc pour les poutres on a :

Moments en travée "M_t"

. sous $(G+1,2P) \rightarrow M_t = M_0(G+1,2P) - \frac{M_w(a) + M_e(a)}{2}$

. sous $(G+P+\overline{\overline{SI}}) \rightarrow M_t = M_0(G+P) - \frac{M_w(a) + M_e(a)}{2} + M_t(\overline{\overline{SI}})$

. sous $(0,8G+\overline{\overline{SI}}) \rightarrow M_t = M_0(0,8G) - \frac{M_w(0,8G) + M_e(0,8G)}{2} + M_t(\overline{\overline{SI}})$

Moments aux appuis "M_a"

. sous $(G+1,2P) \rightarrow M_a = M_a(G) + 1,2 M_a(P)$

. sous $(G+P+\overline{\overline{SI}}) \rightarrow M_a = M_a(G) + M_a(P) + M_a(\overline{\overline{SI}})$

. sous $(0,8G+\overline{\overline{SI}}) \rightarrow M_a = M_a(0,8G) + M_a(\overline{\overline{SI}})$

Efforts tranchants "T"

. sous $(G+1,2P) \rightarrow T = T(G) + 1,2 T(P)$

. sous $(G+P+\overline{\overline{SI}}) \rightarrow T = T(G) + T(P) + T(\overline{\overline{SI}})$

. sous $(0,8G+\overline{\overline{SI}}) \rightarrow T = 0,8 T(G) + T(\overline{\overline{SI}})$

Niv.	Part. Pout.	G + 1,2 P		G + P + \overrightarrow{SI}		G + P + \overleftarrow{SI}		0,8G + \overrightarrow{SI}		0,8G + \overleftarrow{SI}	
		T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e
		D.D		D.D		D.D		D.D		D.D	
5	1.2	0,856	-1,029	-0,831	-2,679	2,511	0,663	-1,067	-2,400	2,275	0,945
	2.3	0,951	-0,935	-0,286	-2,130	2,146	0,300	-0,544	-1,873	1,884	0,555
	3.4	0,935	-0,951	-0,300	-2,146	2,130	0,286	-0,555	-1,884	1,875	0,544
	4.5	1,029	-0,856	-0,663	-2,511	2,679	0,831	-0,945	-2,275	2,400	1,067
4	6.7	1,001	-1,110	-2,675	-4,693	4,589	2,571	-3,042	-4,286	4,222	2,978
	7.8	1,055	-1,055	-1,758	-3,776	3,776	1,758	-2,145	-3,389	3,389	2,145
	8.9	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
3	9.10	1,110	-1,001	-2,571	-4,589	4,693	2,675	-2,978	-4,222	4,286	3,042
	11.12	1,002	-1,109	-4,464	-6,422	6,319	4,302	-4,772	-6,015	5,952	4,709
	12.13	1,055	-1,055	-3,076	-5,094	5,094	3,076	-3,463	-4,707	4,707	3,463
	13.14	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	14.15	1,109	-1,002	-4,302	-6,319	6,422	4,404	-4,709	-5,952	6,015	4,772
2	16.17	1,144	-1,301	-4,937	-7,233	7,089	4,793	-5,423	-6,666	6,603	5,360
	17.18	1,222	-1,222	-3,598	-5,894	5,894	3,598	-4,121	-5,368	5,368	4,121
	18.19	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	19.20	1,301	-1,144	-4,793	-7,089	7,233	4,937	-5,360	-6,603	6,666	5,423
1	21.22	1,161	-1,255	-6,068	-8,336	8,248	5,980	-6,572	-7,792	7,744	6,524
	23.23	1,208	-1,208	-4,678	-7,938	6,944	5,670	-5,199	-7,414	6,421	6,194
	23.24	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	24.25	1,255	-1,161	-5,980	-8,248	8,336	6,068	-6,524	-7,744	7,792	6,572

Niv.	pout.	G + 1,2 P		G + P + \overrightarrow{SI}		G + P + \overleftarrow{SI}		0,8G + \overrightarrow{SI}		0,8G + \overleftarrow{SI}	
		T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e
		7.7		7.7		7.7		7.7		7.7	
5	1.2	6,629	-8,306	4,920	-9,637	8,002	-6,555	2,957	-7,177	6,039	-4,095
	2.3	3,549	-3,549	1,637	-5,281	5,281	-1,637	0,586	-4,230	4,230	-0,586
	3.4	8,306	-6,629	6,555	-8,002	9,637	-4,920	4,095	-6,039	7,177	-2,957
4	5.6	7,981	-9,246	4,388	-11,893	10,698	-5,583	1,127	-8,115	7,437	-1,805
	6.7	4,091	-4,091	-0,554	-8,286	8,286	0,554	-2,226	-6,614	6,614	2,226
	7.8	9,246	-7,981	5,057	-11,224	12,419	-3,862	1,279	-7,963	8,641	-0,601
3	9.10	2,459	-5,726	-3,496	-11,232	8,144	0,408	-4,500	-8,892	7,140	2,748
	10.11	8,625	-8,600	4,875	-11,404	11,427	-4,852	1,350	-7,890	7,902	-1,338
	11.12	3,822	-4,359	-3,285	-11,017	10,509	2,777	-4,847	-9,235	8,947	4,559
	12.13	9,204	-8,020	3,657	-12,622	13,741	-2,538	-0,104	-9,344	9,980	0,744
2	14.15	4,086	-5,713	-1,134	-10,215	8,708	-0,373	-3,089	-7,481	6,753	2,361
	15.16	3,749	-6,050	-2,391	-11,472	9,339	0,258	-4,185	-8,577	7,545	3,153
	16.17	10,311	-10,311	6,379	-12,731	12,731	-6,379	1,444	-7,796	7,796	-1,444
	17.18	4,575	-5,220	-2,447	-11,524	10,927	1,850	-4,637	-9,025	8,737	4,349
	18.19	11,020	-9,602	4,766	-14,344	15,658	-3,452	-0,508	-9,748	10,384	1,144
1	20.21	4,223	-5,401	-4,650	-13,568	12,476	3,558	-6,671	-10,983	10,455	6,143
	21.22	3,707	-5,917	-3,665	-12,583	10,535	1,617	-5,439	-9,751	8,766	4,449
	22.23	10,227	-10,227	5,674	-13,280	13,280	-5,674	0,779	-8,385	0,385	-0,779
	23.24	4,729	-4,895	-3,624	-12,542	12,388	3,470	-5,888	-10,200	10,124	5,812
	24.25	10,647	-9,807	3,855	-15,099	15,881	-3,073	-1,234	-10,397	10,792	1,629

Calcul des efforts normaux dans les poteaux

Niv.	Port.	G + 1,2 P				0,8 G + $\bar{S}I$				0,8 G + $\bar{S}I$				G + P + 1,2 $\bar{S}I$				G + P + 1,2 $\bar{S}I$			
		7-7		D-D		7-7		D-D		7-7		D-D		7-7		D-D		7-7		D-D	
		N	N _c	N	N _c	N	N _c	N	N _c	N	N _c	N	N _c	N	N _c	N	N _c	N	N _c	N	N _c
5	I			0,857	0,857			-1,067	-1,067			2,275	2,275			-1,165	-1,165			2,845	2,845
	II	6,629	6,629	1,979	1,979	2,957	2,957	1,853	1,853	6,039	6,039	0,939	0,939	4,612	4,612	2,488	2,488	8,310	8,310	1,392	1,392
	III	11,855	11,855	1,870	1,870	7,763	7,763	1,318	1,388	8,325	8,325	1,318	1,318	11,218	11,218	1,833	1,833	11,892	11,892	1,853	1,853
	IV	11,855	11,855	1,979	1,979	8,325	8,325	0,939	0,939	7,763	7,763	1,853	1,853	11,892	11,892	1,392	1,392	11,218	11,218	2,488	2,488
	V	6,629	6,629	0,857	0,857	6,039	6,039	2,275	2,275	2,957	2,957	-1,067	-1,067	8,310	8,310	2,845	2,845	4,612	4,612	-1,165	-1,165
4	I			1,001	1,858			-3,042	-4,109			4,222	6,497			-3,401	-4,566			5,315	8,160
	II	7,981	14,610	2,165	4,144	1,127	4,084	2,140	3,993	7,437	13,476	0,410	1,349	3,757	8,369	3,108	5,596	11,329	19,639	1,032	2,424
	III	13,336	25,191	2,111	4,090	5,889	13,652	1,243	2,561	8,419	16,744	1,243	2,561	11,086	22,304	2,018	3,851	14,122	26,014	2,018	3,851
	IV	13,336	25,191	2,165	4,144	7,893	16,218	0,410	1,349	6,415	14,178	2,140	3,993	13,491	25,383	1,032	2,424	11,717	22,935	3,108	5,596
	V	7,981	14,610	1,001	1,858	7,963	14,002	4,222	6,497	0,601	3,558	-3,042	-4,109	11,960	20,270	5,315	8,160	3,126	7,758	-3,401	-4,566
3	I	2,459	2,459	1,001	2,858	-4,500	-4,500	-4,772	-8,881	7,140	7,140	5,952	12,449	-4,660	-4,660	-5,477	-10,043	9,308	9,308	7,391	15,551
	II	14,393	29,003	2,165	6,309	10,276	14,360	2,551	6,544	5,188	18,664	-0,003	1,346	16,658	25,027	3,601	9,197	10,552	30,191	0,537	2,961
	III	12,388	37,579	2,111	6,201	3,009	16,661	1,243	3,804	10,251	26,995	1,243	3,804	7,360	29,664	2,018	5,869	16,050	42,064	2,018	5,869
	IV	13,564	38,755	2,165	6,309	9,131	25,349	-0,003	1,346	5,421	19,599	2,551	6,544	15,045	40,428	0,537	2,961	10,593	33,528	3,601	9,197
	V	8,020	22,630	1,001	2,858	9,344	23,346	5,952	12,449	-0,740	2,818	-4,772	-8,881	13,630	33,900	7,391	15,551	1,530	9,268	-5,477	-10,043
2	VI	4,086	4,086			-3,089	-3,089			6,753	6,753			-2,118	-2,118			9,692	9,692		
	I	9,462	11,921	1,144	4,003	3,296	-1,204	-5,423	-14,304	5,184	12,324	6,603	19,052	7,635	2,975	-6,140	-16,183	9,901	19,205	8,292	23,843
	II	16,361	43,364	2,523	8,832	10,021	24,381	2,541	9,085	4,643	23,307	0,007	1,353	18,389	43,416	3,888	13,085	11,935	42,126	0,848	3,809
	III	14,886	52,465	2,444	8,645	3,159	19,820	1,243	5,047	10,181	37,176	1,243	5,047	9,582	39,246	2,296	8,165	18,008	60,072	2,296	8,165
	IV	16,240	54,995	2,523	8,832	8,517	33,866	0,007	1,353	6,035	25,634	2,541	9,085	16,338	56,966	0,848	3,809	13,560	47,088	3,888	13,085
1	V	9,602	32,232	1,144	4,003	9,748	33,094	6,603	19,052	-1,144	1,674	-5,423	-14,304	15,433	49,333	8,292	23,843	2,363	11,631	-6,140	-16,183
	VI	4,223	8,309			-6,671	-9,760			10,455	17,208			-6,363	-8,481			14,189	23,881		
	I	9,108	21,029	1,161	5,164	5,544	4,340	-6,572	-20,876	2,618	14,942	7,745	26,797	10,196	13,171	-7,499	-23,682	6,684	25,895	9,679	33,522
	II	16,144	61,508	2,463	11,295	10,530	34,911	2,593	11,678	3,936	27,243	-0,103	1,250	18,916	62,332	3,929	17,014	11,004	53,150	0,694	4,503
	III	14,956	67,421	2,416	11,061	2,497	22,317	1,221	6,268	10,903	48,079	1,221	6,268	8,815	48,061	2,268	10,433	18,903	78,975	2,268	10,433
1	IV	15,542	70,537	2,463	11,295	8,966	42,832	-0,103	1,250	4,980	30,614	2,593	11,678	16,796	73,762	0,694	4,503	12,012	59,100	3,929	17,014
	V	9,807	42,039	1,161	5,164	10,397	43,491	7,745	26,797	-1,629	0,045	-6,579	-20,876	16,302	65,635	9,679	33,522	1,870	13,501	-7,499	-23,682

Calcul des moments dans les poutres transversales (portique D.B)

Niv.	Pout.	G + 1,2 P			G + P + $\vec{S}\vec{I}$			G + P + $\overleftarrow{S}\vec{I}$			0,8 G + $\vec{S}\vec{I}$			0,8 G + $\overleftarrow{S}\vec{I}$		
		M _w	M _t	M _e	M _w	M _t	M _e	M _w	M _t	M _e	M _w	M _t	M _e	M _w	M _t	M _e
5	1-2	-0,204	0,372	-0,450	1,928	0,826	-1,655	-2,328	-0,088	0,773	1,984	0,699	-1,532	-2,272	-0,215	0,896
	2-3	-0,427	0,304	-0,405	0,795	0,291	-1,611	-1,633	0,291	0,817	0,912	0,180	-1,500	-1,516	0,180	0,928
	3-4	-0,405	0,304	-0,427	0,817	0,291	-1,633	-1,611	0,291	0,795	0,928	0,180	-1,516	-1,500	0,180	0,912
	4-5	-0,450	0,372	-0,204	0,773	-0,088	-2,328	-1,655	0,826	1,928	0,896	-0,215	-2,272	-1,532	0,699	1,984
4	6-7	-0,298	0,474	-0,453	4,213	1,306	-3,200	-4,783	-0,424	2,334	4,322	1,086	-3,034	-4,674	-0,644	2,500
	7-8	-0,453	0,417	-0,453	2,334	0,384	-3,200	-3,200	0,384	2,334	2,500	0,175	-3,034	-3,034	0,175	2,500
	8-9	-0,453	0,417	-0,453	2,334	0,384	-3,200	-3,200	0,384	2,334	2,500	0,175	-3,034	-3,034	0,175	2,500
	9-10	-0,453	0,474	-0,298	2,334	-0,424	-4,783	-3,200	1,306	4,213	2,500	-0,644	-4,674	-3,034	1,086	4,322
3	11-12	-0,303	0,472	-0,453	6,349	1,716	-4,518	-6,929	-0,838	3,652	6,460	1,496	-4,352	-6,818	-1,058	3,818
	12-13	-0,453	0,417	-0,453	3,652	0,384	-4,518	-4,518	0,384	3,652	3,818	0,175	-4,352	-4,352	0,175	3,818
	13-14	-0,453	0,417	-0,453	3,652	0,384	-4,518	-4,518	0,384	3,652	3,818	0,175	-4,352	-4,352	0,175	3,818
	14-15	-0,453	0,472	-0,303	3,652	-0,838	-6,929	-4,518	1,716	6,349	3,818	-1,058	-6,820	-4,352	1,496	6,460
2	16-17	-0,303	0,591	-0,525	6,991	1,805	-5,239	-7,571	-0,729	4,253	7,102	1,486	-5,013	-7,460	-1,048	4,479
	17-18	-0,525	0,536	-0,525	4,253	0,483	-5,239	-5,239	0,483	4,253	4,479	0,175	-5,013	-5,013	0,175	4,479
	18-19	-0,525	0,536	-0,525	4,253	0,483	-5,239	-5,239	0,483	4,253	4,479	0,175	-5,013	-5,013	0,175	4,479
	19-20	-0,525	0,591	-0,303	4,253	-0,729	-7,571	-5,239	1,805	6,991	4,479	-1,048	-7,460	-5,013	1,486	7,102
1	21-22	-0,375	0,560	-0,507	8,153	1,856	-6,286	-8,857	-0,838	5,334	8,315	1,550	-6,068	-8,695	-1,144	5,552
	22-23	-0,507	0,518	-0,507	5,334	0,467	-6,286	-6,286	0,467	5,334	5,552	0,170	-6,068	-6,068	0,170	5,552
	23-24	-0,507	0,518	-0,507	5,334	0,467	-6,286	-6,286	0,467	5,334	5,552	0,170	-6,068	-6,068	0,170	5,552
	24-25	-0,507	0,560	-0,375	5,334	-0,838	-8,857	-6,286	1,856	8,857	5,552	-1,144	-8,695	-6,068	1,550	8,315

Calcul des moments dans les poteaux

Niv.		$G + 1,2P$				$0,8G + \vec{S}_I$				$0,8G + \overleftarrow{S}_I$				$G + P + 1,2\vec{S}_I$				$G + P + 1,2\overleftarrow{S}_I$			
		M sup.		M inf.		M sup.		M inf.		M sup.		M inf.		M sup.		M inf.		M sup.		M inf.	
		7-7	D-D	7-7	D-D	7-7	D-D	7-7	D-D	7-7	D-D	7-7	D-D	7-7	D-D	7-7	D-D	7-7	D-D	7-7	D-D
5	I		0,204		0,140		-1,984		-1,082		2,272		1,248		-2,354		-1,264		2,754		1,552
	II	2,246	-0,022	1,773	0,00	-0,693	-2,443	-0,654	-1,680	3,741	2,411	2,556	1,680	-0,471	-2,934	-0,250	-2,016	4,849	2,890	3,602	2,016
	III	-1,104	0,00	-0,843	0,00	-3,436	-2,427	-2,650	-1,680	1,938	2,427	1,746	1,680	-4,300	-2,912	-3,435	-2,016	2,148	2,912	1,841	2,016
	IV	1,104	0,022	0,843	0,00	-1,938	-2,411	-1,746	-1,680	3,436	2,443	2,650	1,680	-2,148	-2,890	-1,841	-2,016	4,300	2,934	3,435	2,016
	V	-2,246	-0,204	-1,773	-0,140	-3,741	-2,272	-2,556	-1,248	0,693	1,984	0,654	1,082	-4,849	-2,754	-3,602	-1,532	0,471	2,354	0,250	1,264
4	I		0,158		0,152		-3,240		-2,637		3,426		2,817		-3,849		-3,127		4,151		3,417
	II	2,001	0,00	0,696	0,00	-1,532	-3,854	-5,067	-3,707	3,680	3,854	5,815	3,707	-1,236	-4,625	-5,871	-4,448	5,018	4,625	7,187	4,448
	III	-0,951	"	-0,733	"	-4,831	"	-4,715	"	3,811	"	3,927	"	-6,084	"	-5,878	"	4,286	"	4,492	"
	IV	0,951	"	0,733	"	-3,811	"	-3,831	"	4,831	"	4,811	"	-4,286	"	-4,321	"	6,084	"	6,049	"
	V	-2,001	-0,158	-1,644	-0,152	-4,733	-3,246	-4,147	-2,817	2,585	3,240	2,063	2,637	-6,282	-4,151	-5,563	-3,417	2,500	3,849	1,889	3,127
3	I	0,336	0,152	-0,090	0,152	-4,562	-3,822	-4,783	-3,161	4,924	4,002	4,703	3,341	-5,374	-4,549	-5,775	-3,756	6,010	4,839	5,605	4,046
	II	0,696	0,00	0,878	0,00	-4,358	-4,467	-4,338	-4,467	5,106	4,467	5,126	4,467	-5,020	-5,360	-4,864	-5,360	6,336	5,360	6,492	5,360
	III	-0,733	"	-0,878	"	-5,126	"	-5,126	"	4,338	"	4,338	"	-6,371	"	-6,492	"	4,983	"	4,864	"
	IV	0,914	"	1,094	"	-4,242	"	-4,242	"	5,222	"	5,222	"	-4,814	"	-4,664	"	6,542	"	6,692	"
	V	-1,944	-0,152	-2,327	-0,152	-4,745	-4,002	-4,745	-3,341	2,661	3,822	2,661	3,161	-6,281	-4,839	-6,600	-4,046	2,607	4,549	2,288	3,756
2	VI	0,404		0,256		-4,619		-4,686		4,981		4,914		-5,386		-5,523		6,134		5,997	
	I	-0,101	0,152	-0,057	0,131	-5,390	-3,940	-5,370	-3,964	5,298	4,120	5,318	4,096	-6,507	-4,691	-6,466	-4,713	6,319	4,981	6,360	4,959
	II	0,878	0,00	0,778	0,00	-4,737	-5,025	-4,782	-5,025	5,525	5,025	5,480	5,025	-5,343	-6,03	-5,436	-6,03	6,971	6,03	6,878	6,03
	III	-0,878	"	-0,778	"	-5,525	"	-5,480	"	4,737	"	4,782	"	-6,971	"	-6,878	"	5,343	"	5,346	"
	IV	1,094	"	0,833	"	-4,642	"	-4,757	"	5,621	"	5,505	"	-5,143	"	-5,385	"	7,171	"	6,929	"
1	V	-2,327	-0,152	-1,880	-0,131	-5,056	-4,120	-4,856	-4,096	2,872	3,940	3,172	3,964	-6,975	-4,981	-6,559	-4,959	2,661	4,691	3,075	4,713
	VI	0,534		0,534		-5,895		-7,256		6,373		7,736		-6,866		-8,501		7,856		9,492	
	I	-0,107	0,244	-0,107	0,244	-7,091	-4,351	-8,656	-9,429	6,995	4,599	8,560	9,677	-8,551	-5,141	-10,429	-11,235	8,353	5,599	10,231	11,693
	II	1,438	0,00	1,438	0,00	-6,033	-6,595	-7,517	-11,033	7,323	6,595	8,807	11,033	-6,681	-7,974	-8,461	-13,239	9,347	7,974	11,127	13,239
	III	-1,438	"	-1,438	"	-6,033	"	-7,517	"	7,323	"	8,807	"	-6,681	"	-8,461	"	9,347	"	11,127	"
IV	1,540	"	1,540	"	-5,988	"	-7,472	"	7,368	"	8,852	"	-6,587	"	-8,367	"	9,441	"	11,221	"	
V	-3,477	-0,244	-3,477	-0,244	-5,768	-4,599	-8,397	-9,677	2,652	4,351	5,281	9,429	-8,274	-5,599	-11,429	-11,693	1,830	5,141	4,985	11,235	

Calcul des moments dans les poutres longitudinales (portique 7.7).

Niv	Pout.	G + 1,2 P			G + P + \overrightarrow{SI}			G + P + \overleftarrow{SI}			0,8 G + \overrightarrow{SI}			0,8 G + \overleftarrow{SI}		
		M _w	M _t	M _e	M _w	M _t	M _e	M _w	M _t	M _e	M _w	M _t	M _e	M _w	M _t	M _e
5	1.2	-2,246	7,160	-7,282	0,028	7,552	-7,963	-4,406	6,200	-6,233	0,693	5,043	-5,806	-3,741	3,691	-4,076
	2.3	-6,178	-2,713	-6,178	-4,200	-2,777	-7,844	-7,844	-2,777	-4,200	-2,370	-2,477	-6,014	-6,014	-2,477	-2,370
	3.4	-7,282	7,160	-2,246	-6,233	6,200	-4,406	-7,963	7,552	0,028	-4,076	3,691	-3,741	-5,806	5,043	0,693
4	5.6	-3,774	9,116	-7,565	0,644	9,463	-9,249	-7,778	7,351	-5,051	2,186	4,944	-6,157	-6,236	2,832	-1,959
	6.7	-5,771	-0,955	-5,771	-1,034	-1,115	-9,874	-9,874	-1,115	-1,034	1,324	-1,532	-7,516	-7,516	-1,532	1,324
	7.8	-7,565	9,116	-3,774	-5,051	6,825	-8,831	-9,249	9,982	1,697	-1,959	2,832	-7,289	-6,157	4,944	3,239
3	9.10	-0,336	1,127	-4,996	4,425	-0,110	11,619	-5,061	2,044	2,175	4,562	-0,944	-9,577	-4,924	1,210	4,217
	10.11	-6,389	8,659	-6,314	-2,762	7,950	-9,243	-9,314	7,950	-2,691	-0,151	3,523	-6,663	-6,703	3,523	-0,111
	11.12	-4,872	-0,592	-5,613	2,316	-0,752	-12,202	-11,478	-0,752	+1,952	4,297	-1,242	-9,908	-9,497	-1,242	3,886
2	12.13	-7,442	9,120	-3,888	-3,757	6,645	-10,482	-10,309	10,177	3,134	-0,716	2,126	-8,893	-7,268	5,658	4,723
	14.15	-0,404	2,614	-2,723	4,426	2,237	-7,566	-5,174	2,479	2,520	4,619	0,742	-6,263	-4,981	0,984	3,823
	15.16	-2,532	1,156	-5,804	2,698	0,079	-12,064	-7,390	1,721	1,309	3,909	-1,125	-9,287	-6,178	0,517	4,087
	16.17	-7,560	11,233	-7,560	-3,830	10,099	-10,182	-10,182	10,099	-3,830	-0,211	3,543	-6,563	-6,563	3,543	-0,211
	17.18	-5,804	-0,017	-6,723	1,309	-0,273	-12,917	-12,065	-0,273	0,457	4,087	-1,242	-9,698	-9,287	-1,242	3,676
1	18.19	-8,912	11,669	-4,653	-5,082	8,265	-12,029	-11,434	12,805	3,405	-0,816	1,622	-9,802	-7,168	6,162	5,632
	20.21	-0,790	2,464	-2,439	10,202	4,587	-8,453	-11,666	-0,153	3,933	10,580	3,156	-7,286	-11,287	-1,584	5,100
	21.22	-2,275	1,227	-5,370	4,086	0,074	-12,982	8,302	1,886	3,03	5,175	-1,110	-10,412	-7,213	0,702	5,599
	22.23	-7,586	10,960	-7,586	-3,227	9,845	-10,833	-10,833	9,845	-3,227	0,403	3,415	-7,203	-7,203	3,415	0,403
	23.24	-5,370	0,284	-5,604	3,030	0,047	-13,199	-12,982	0,047	2,813	5,599	-0,950	-10,518	-10,412	-0,950	5,499
	24.25	-7,976	11,474	-5,357	-3,589	8,149	-13,188	-11,195	12,569	3,260	0,227	1,676	-10,625	-7,379	6,036	5,823

Moments en travées

Poutique	Travée	Portée	$\frac{1}{55} \frac{(M_e + M_o)}{G}$	G + 1,2P			G + P			0,8G		
				q	M ₀	M _e	q	M ₀	M _e	q	M ₀	M _e
C	C ₁₁ -C ₁₂	4,690	0,681	0,541	1,504	0,823	0,541	1,487	0,806	0,409	1,124	0,443
	C ₁₂ -C ₁₃	4,665	0,874	"	1,488	0,614	"	1,472	0,598	"	1,112	0,283
	C ₁₃ -C ₁₄	4,64	0,827	"	1,472	0,645	"	1,456	0,629	"	1,100	0,273
	C ₁₄ -C ₁₅	4,59	0,812	"	1,441	0,629	"	1,425	0,613	"	1,077	0,265
	C ₁₅ -C ₁₆	4,54	0,658	"	1,409	0,751	"	1,394	0,736	"	1,053	0,395
15	15A-15C	12	17,615	4,059	73,058	55,443	3,964	74,352	53,737	2,792	50,256	32,641

Moments dans les Poutres

Poutique	Travée	G + 1,2P			G + P + 5I			G + P + 5I			0,8G + 5I			0,8G + 5I		
		M _w	M _t	M _e	M _w	M _t	M _e	M _w	M _t	M _e	M _w	M _t	M _e	M _w	M _t	M _e
C	C ₁₁ -C ₁₂	-0,410	0,823	-1,047	4,367	1,999	-3,421	-5,178	-0,387	1,351	4,466	1,636	-3,168	-5,078	-0,750	1,604
	C ₁₂ -C ₁₃	-0,978	0,614	-0,893	1,418	-0,015	-4,495	-3,354	1,211	2,729	1,655	-0,375	-4,279	-3,117	0,851	2,945
	C ₁₃ -C ₁₄	-0,889	0,645	-0,880	2,733	1,251	-3,240	-4,493	0,008	1,500	2,948	0,895	-3,028	-4,278	-0,349	1,712
	C ₁₄ -C ₁₅	-0,874	0,629	-0,862	1,506	0,029	-3,992	-3,236	0,997	2,286	1,717	-0,119	-3,784	-3,025	0,649	2,494
	C ₁₅ -C ₁₆	-0,853	0,751	-0,554	2,295	0,557	-4,045	-3,983	0,915	2,949	2,501	0,216	-3,911	-3,777	0,574	3,083
15	15A-15C	-20,485	55,443	-20,485	-9,339	53,737	-30,675	-30,675	53,737	-9,339	-3,424	32,641	-24,760	-24,760	32,641	-3,424

Effort Tranchant dans les Poutres

Poutique	Travée	G + 1,2P		G + P + 5I		G + P + 5I		0,8G + 5I		0,8G + 5I	
		T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e
C	C ₁₁ -C ₁₂	1,146	-1,418	-0,286	-2,823	2,554	0,017	-0,563	-2,480	2,277	0,360
	C ₁₂ -C ₁₃	1,294	-1,258	0,090	-2,434	2,470	-0,054	-0,223	-2,130	2,157	0,250
	C ₁₃ -C ₁₄	1,271	-1,266	0,070	-2,440	2,444	-0,066	-0,237	-2,133	2,137	0,241
	C ₁₄ -C ₁₅	1,258	-1,252	0,151	-2,332	2,337	-0,146	-0,153	-2,029	2,033	0,157
	C ₁₅ -C ₁₆	1,207	-1,175	-0,024	-2,479	2,610	0,155	-0,340	-2,195	2,294	0,439
15	15A-15C	24,353	-24,353	22,091	-22,477	25,477	-22,091	15,059	-18,445	18,445	-15,059

Moments dans les Poteaux

Poutre	Pot	$G + 1,2P$		$0,8G + SI$		$0,8G - SI$		$G + P + 1,2SI$		$G + P - 1,2SI$	
		M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}
C	C11	0,410	-0,410	-5,527	-5,078	6,139	4,466	-6,594	-6,132	7,405	5,321
	C12	-0,069	0,069	-5,884	-4,721	5,782	4,823	-7,067	-5,659	6,932	5,794
	C13	-0,005	0,005	-8,833	-7,223	9,829	7,227	-10,602	-8,665	10,592	8,675
	C14	-0,006	0,006	-5,798	-4,737	5,790	4,745	-6,958	-5,684	6,947	5,695
	C15	-0,010	0,010	-7,679	-6,271	7,665	6,285	-9,216	-7,524	9,197	7,543
	C16	-0,554	0,554	-5,827	-3,083	4,999	3,911	-7,044	-3,648	5,948	4,744
15	15A	20,485	-20,485	1,053	-24,760	27,131	-3,424	4,360	-32,809	35,654	-7,205
	15C	-20,485	20,485	-27,131	3,424	-1,053	24,760	-35,654	7,205	-4,360	32,809

Efforts Normaux dans les Poteaux

Poutre	Pot	$G + 1,2P$	$0,8G + SI$	$0,8G - SI$	$G + P + 1,2SI$	$G + P - 1,2SI$
		N	N	N	N	N
C	C11	1,146	-0,563	2,277	-0,570	2,838
	C12	2,713	2,257	1,797	2,959	2,407
	C13	2,528	1,893	1,887	2,504	2,497
	C14	2,524	1,980	1,792	2,609	2,384
	C15	2,559	1,689	2,137	2,263	2,800
	C16	1,175	2,195	-0,439	2,743	-0,418
15	15A	24,354	15,059	18,445	21,752	25,916
	15C	"	18,445	15,059	25,916	21,752

FERRAILLAGE DES PORTIQUES

Prescription (R.P.A. 81)

Notre structure étant constituée par une ossature auto-stable, donc toutes les prescriptions relatives à ce type d'ossature en Zone II (Art. 4.2 R.P.A. 81) doivent être respectées.

A/ Ferrailage des poutres

Les poutres sont soumises à des efforts tranchants et des moments flechissants. On les étudiera sous les sollicitations du 1^{er} genre et 2^{em} genre, et le ferrailage adopté sera donné par la sollicitation la plus défavorable.

On utilisera pour le calcul de ferrailage la méthode de "P.CHARON"

B/ Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments flechissants en tête et à la base dans le sens longitudinal et dans le sens transversal.

Les poteaux seront donc calculés en flexion composée.

Le calcul sera fait sous (S_P) et sous la plus défavorable des combinaisons du second genre et on optera pour la plus grande section d'acier.

On distingue 3 types d'efforts :

$N^{\min}, M^{\text{corr}}$ → pour le calcul des armatures tendues

$N^{\max}, M^{\text{corr}}$ } → pour le calcul du béton comprimé
 $N^{\text{corr}}, M^{\max}$ } et éventuellement pour les armatures comprimées.

On utilisera pour le calcul de ferrailage la méthode de "P.CHARON"

Portique transversal D-D

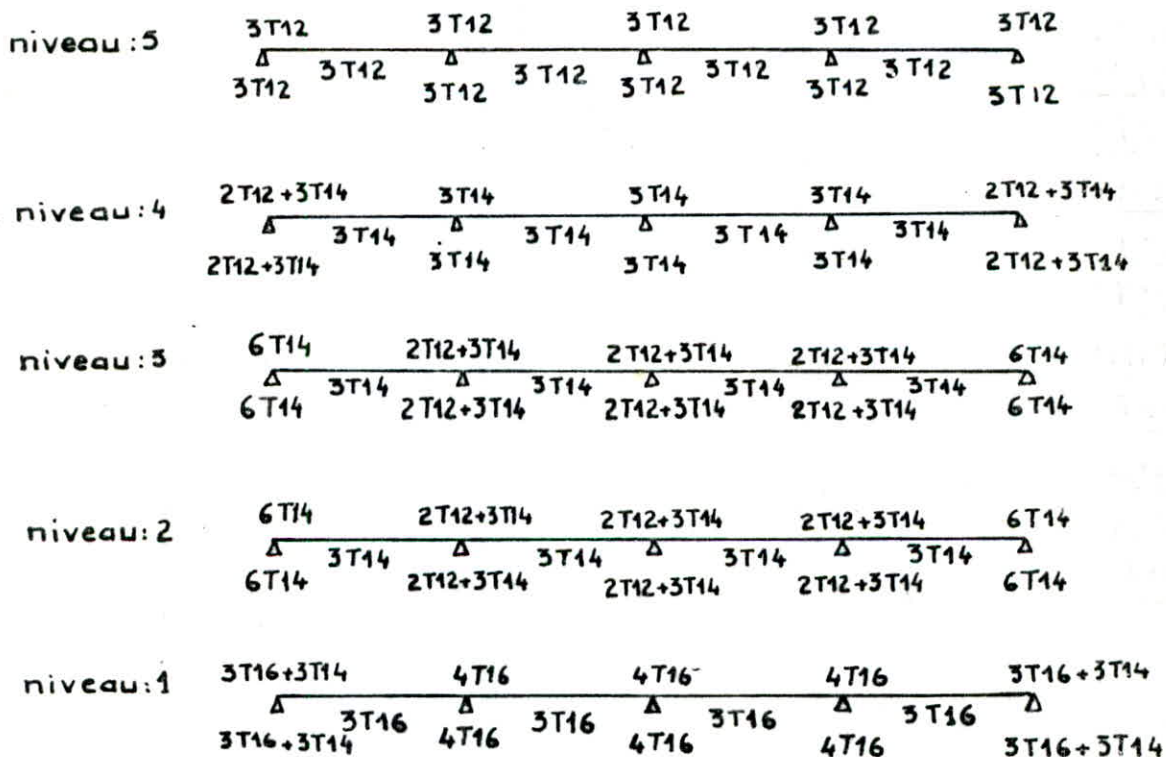
Les poutres auront des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui, d'après le R.P.A 81 (Art. A.1.3.2.1).

Sections d'acières aux appuis

$$b = 30 \text{ cm} \quad h_t = 30 \text{ cm} \quad d = d' = 3 \text{ cm} \quad h = 27 \text{ cm}$$

Niv.	soll.	section	M (k.m)	μ	ϵ	κ	σ'_b (kg/cm ²)	A_{cal} (cm ²)	$A_{adoptée}$	ϕ
5	SP ₂	D ₆ ; D ₁₀	2,328	0,038	0,9169	45,2	92,92	2,239	3,39	3T12
	"	D ₇ +D ₉	1,655	0,027	0,9286	55	76,36	1,572	3,39	3T12
4	"	D ₆ ; D ₁₀	4,783	0,078	0,8864	29	144,82	4,758	6,88	2T12+3T14
	"	D ₇ +D ₉	3,200	0,052	0,9046	37,4	112,30	3,119	4,62	3T14
3	"	D ₆ ; D ₁₀	6,929	0,113	0,8677	22,8	184,21	7,041	9,23	6T14
	"	D ₇ +D ₉	4,518	0,073	0,8896	30,3	138,61	4,478	6,88	2T12+3T14
2	"	D ₆ ; D ₁₀	7,571	0,124	0,8630	21,5	195,35	7,736	9,23	6T14
	"	D ₇ +D ₉	5,239	0,085	0,8824	27,5	152,73	5,236	6,88	2T12+3T14
1	"	D ₆ ; D ₁₀	8,857	0,144	0,8547	19,4	216,49	9,138	10,65	3T14+3T16
	"	D ₇ +D ₉	6,286	0,1036	0,8729	24,35	190,04	6,350	8,04	4T16

Sections d'acières adoptées



Verifications

1° Condition de la flèche (Art. 61.21 C.C.B.A 68 p.116)

$$. h_f = 30 \text{ cm} > \frac{285}{16} = 17,812 \text{ cm} \longrightarrow \text{verifié}$$

$$. h_f = 30 \text{ cm} > \frac{285}{10} = 28,5 \text{ cm.} \longrightarrow \text{verifiée}$$

. $A \leq b \cdot h \frac{43}{\sigma_{en}}$ cette condition sera vérifiée pour la plus grande section d'acier en travée

$$A_{max} = 3T16 = 6,03 \text{ cm}^2 < 30 \times 27 \times \frac{43}{\sigma_{en}} = 8,293 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{verifié}$$

2° Condition de non fragilité (Art. 52.1 C.C.B.A 68 p.95)

$$A \geq b h \gamma_4 \frac{\sqrt{f_c}}{\sigma_a} \left(\frac{h_f}{h} \right)^2 \quad \gamma_4 = 0,54.$$

$$A_{min} = 3T12 = 3,39 > 30 \times 27 \times 0,54 \times \frac{7,13}{4200} \left(\frac{30}{27} \right)^2 = 0,916 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{verifié}$$

3° Condition aux appuis (Art. 35.32 C.C.B.A 68 p.64)

a° béton : On doit avoir $c \geq c_0 = \frac{2T}{b \cdot \sigma'_c}$

On a le même ferrailage aux appuis de rive, donc il suffit de vérifier cette condition pour l'appui ou Test maximum.

Niv.	5	4	3	2	1
T(t)	2,511	4,529	6,311	7,089	9,419
r(cm)	6,6	8	10	10	13
C(cm)	19,400	18,000	16,000	16,000	18,000
c ₀ (cm)	1,350	2,468	3,400	3,815	5,067

$$c = a - (d + r)$$

$$r \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 5 + 5,5 \phi \\ 0,10 \phi \frac{\sigma_c}{\sigma'_c} (1 + \frac{\phi}{d_1}) \gamma \end{array} \right.$$

$$\text{avec } \gamma = \frac{5}{3}$$

$c > c_0$ pour tous Les appuis de rive

B° armatures inférieures

on doit vérifier : $A \geq \frac{T}{\sigma_a} + \frac{M}{2\sigma_a}$

Niv.	5		4		3		2		1	
	D ₆ ; D ₁₀	D ₇ ; D ₉	D ₆ ; D ₁₀	D ₇ ; D ₉	D ₆ ; D ₁₀	D ₇ ; D ₉	D ₆ ; D ₁₀	D ₇ ; D ₉	D ₆ ; D ₁₀	D ₇ ; D ₉
M (t.m)	1,984	0,912	4,322	2,500	6,460	3,818	7,102	4,479	8,315	5,552
T (t)	2,511	2,679	4,589	4,693	6,319	6,422	7,089	7,233	8,248	8,336
$(T + \frac{M}{2}) \frac{1}{\sigma_a}$	2,506	1,504	5,392	3,550	8,069	5,314	8,944	6,198	10,343	7,580

4% Condition de non fissuration (Art. 49.22 C.C.B.A 68 p. 89)

$K = 1,5 \cdot 10^6 \rightarrow$ fissuration peu nuisible ; $\eta = 1,6$ (H.A)

Niv.	Section	A	$\bar{\omega}_f$	σ_1	σ_2	verification
5	D ₆ ; D ₁₀	3,39	0,0188	3165	2866	OUI
	D ₇ +D ₉	"	"	"	"	"
	Travée	"	"	"	"	"
4	D ₆ ; D ₁₀	6,88	0,0382	4738	2653	"
	D ₇ +D ₉	4,62	0,0256	3494	"	"
	Travée	"	"	"	"	"
3	D ₆ ; D ₁₀	9,23	0,0513	5812	"	"
	D ₇ +D ₉	6,88	0,0382	4738	"	"
	Travée	4,62	0,0256	3494	"	"
2	D ₆ ; D ₁₀	9,23	0,0513	5812	"	"
	D ₇ +D ₉	6,88	0,0382	4738	"	"
	Travée	4,62	0,0256	3494	"	"
1	D ₆ ; D ₁₀	10,65	0,0507	5046	2482	"
	D ₇ +D ₉	8,04	0,0382	4729	2653	"
	Travée	6,03	0,0287	3345	2482	"

$\max(\sigma_1, \sigma_2) \geq \frac{2}{3} \sigma_{en}$

5% Verification des contraintes

Niv.	Soll.	Section	M (t.m)	A (cm ²)	$\bar{\omega}$	E	K	σ_a	σ'_b
5	SP ₂	D ₆ ; D ₁₀	2,328	3,39	0,419	0,9008	35,40	2824	79,77
	"	D ₇ ; D ₉	1,655	"	"	"	"	2007	56,69
	"	Travée	0,826	"	"	"	"	1002	28,30
4	"	D ₆ ; D ₁₀	4,783	6,88	0,849	0,8689	23,15	2963	127,99
	"	D ₇ +D ₉	3,200	4,62	0,570	0,8871	29,30	2892	98,70
	"	Travée	1,306	"	"	"	"	1180	40,28
3	"	D ₆ ; D ₁₀	6,929	9,23	1,139	0,8539	19,18	3256	169,76
	"	D ₇ +D ₉	4,518	6,88	0,849	0,8689	23,15	2799	120,91
	"	Travée	1,716	3,39	0,419	0,9008	35,40	2081	58,78
2	"	D ₆ ; D ₁₀	7,571	9,23	1,139	0,8539	19,18	3558	185,51
	"	D ₇ +D ₉	5,239	6,88	0,849	0,8689	23,15	3246	140,22
	"	Travée	1,805	3,39	0,419	0,9008	35,4	2189	61,84
1	"	D ₆ ; D ₁₀	8,857	10,650	1,339	0,8453	17,325	3741	215,92
	"	D ₇ +D ₉	6,286	8,04	1,011	0,8601	20,75	3430	165,30
	"	Travée	1,856	6,03	0,758	0,8745	24,84	1328	53,47

Toutes les σ_a et les σ'_b sont inférieures aux valeurs admissibles \rightarrow vérifiée

Armatures Transversales

On utilise pour les armatures transversales des $\phi 8$ FE24, un cadre et un étrier $\Rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

$\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en}$ (on suppose qu'on a reprise de bétonnage.)

Niv.	$T^{(max)} (SP_2)$	σ'_b	τ_b	$\bar{\tau}_b$	$\bar{\sigma}_{at}$	A_t	t	t adopté	
								z. nodale	z. courante
5	2,679	56,69	3,780	37,432	2400	2,01	42,54	6	13
4	4,693	98,70	6,621	"	"	"	24,284	6	13
3	6,422	120,91	9,061	"	"	"	17,746	6	13
2	7,233	140,22	10,205	36,027	"	"	15,756	6	13
1	8,336	165,50	11,980	33,845	"	"	13,418	6	13

Remarque: d'après le tableau ci-dessus on a à chaque niveau $\tau_b < \bar{\tau}_b \Rightarrow$ On utilise des cadres et étriers droits

Verification

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > \begin{cases} 0,003 t.b = 0,54 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en zone nodale} \\ 0,003 t.b = 1,17 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en zone courante} \end{cases}$$

Portique longitudinal 7.7

Armatures superieures et inferieures sur appuis

 $b = 30 \text{ cm}$ $h_c = 50 \text{ cm}$ $d = d' = 4 \text{ cm}$ $h = 46 \text{ cm}$

Niv.	app.	Soll	M		μ	ϵ	K	σ_b	A _{cal.}	A _{adopté}	\emptyset
			Minf.	sup							
5	7 _H	SP ₂	4,406 0,693	4,406 0,0247	0,0247 0,0039	0,9315 0,9714	58 160	72,41 26,25	2,448 0,369	4,62 4,62	3T14 3T14
	7 _E	SP ₁	7,282 -	7,282 -	0,0614 -	0,8973 -	33,7 -	83,09 -	6,30 -	4,62 6,88	3T14+2T12 3T14
	7 _D	SP ₁	7,282 -	7,282 -	0,0614 -	0,8973 -	33,7 -	83,09 -	6,30 -	4,62 6,88	3T14+2T12 3T14
	7 _A	SP ₂	4,406 0,693	4,406 0,0247	0,0247 0,0039	0,9315 0,9714	58 160	72,41 26,25	2,448 0,369	4,62 4,62	3T14 3T14
4	7 _H	SP ₂	7,778 2,186	7,778 0,0437	0,0437 0,0123	0,9117 0,9505	41,6 86	100,96 48,83	4,416 1,190	4,62 4,62	3T14 3T14
	7 _E	SP ₁ SP ₂	7,565 1,324	7,565 0,0638	0,0638 0,0074	0,8956 0,9612	32,9 114	85,106 36,84	6,558 0,715	6,88 4,62	3T14+2T12 3T14
	7 _D	SP ₁ SP ₂	7,565 1,324	7,565 0,0638	0,0638 0,0074	0,8956 0,9612	32,9 114	85,106 36,84	6,558 0,715	6,88 4,62	3T14+2T12 3T14
	7 _A	SP ₂	8,831 3,239	8,831 0,0497	0,0497 0,0182	0,9064 0,9405	38,4 69	103,38 60,87	5,043 1,782	5,75 4,62	3T14+1T12 3T14
3	7 _K	SP ₂	5,061 4,562	5,061 0,0284	0,0284 0,0256	0,9270 0,9306	53,5 57	78,5 73,68	2,825 2,537	4,62 6,08	3T14 3T14
	7 _H	SP ₁ SP ₂	6,389 11,619	6,389 0,054	0,054 0,0653	0,9029 0,8947	36,5 32,5	76,71 129,2	5,494 6,722	5,75 10,65	3T14+1T12 3T14+3T16
	7 _E	SP ₂	11,478 4,297	11,478 0,0646	0,0646 0,0242	0,8952 0,9322	32,7 58,75	128,4 71,43	6,636 2,306	6,88 8,03	3T14+2T12 3T16
	7 _D	SP ₂	12,202 3,886	12,202 0,0686	0,0686 0,0218	0,8925 0,9355	31,5 62,5	133,33 67,2	7,076 2,15	8,01 6,03	3T14+3T12 3T16
	7 _A	SP ₂	10,482 4,723	10,482 0,0589	0,0589 0,0266	0,8992 0,9290	34,6 55,4	121,39 75,81	6,034 2,631	6,88 7,87	3T14+2T12 3T16+1T12
	7 _L	SP ₂	5,174 4,619	5,174 0,0291	0,0291 0,0260	0,9262 0,9301	52,7 56,5	79,62 74,34	2,891 2,570	4,62 6,03	3T14 3T16
2	7 _K	SP ₂	7,566 3,909	7,566 0,0425	0,0425 0,022	0,9126 0,9346	42,2 61,5	99,53 68,29	4,291 2,165	4,62 6,08	3T14 3T16
	7 _H	SP ₂	12,064 4,087	12,064 0,0679	0,0679 0,023	0,8929 0,9338	31,7 60,5	132,49 69,42	6,993 2,265	8,01 6,03	3T14+3T12 3T16
	7 _E	SP ₂	12,064 4,087	12,064 0,0679	0,0679 0,023	0,8929 0,9338	31,7 60,5	132,49 69,42	6,993 2,265	8,01 6,03	3T14+3T12 3T16
	7 _D	SP ₁ SP ₂	8,912 3,676	8,912 0,0752	0,0752 0,0207	0,8881 0,9369	29,7 64,25	94,27 65,37	7,791 2,031	8,01 7,57	3T14+3T12 3T16+1T12
	7 _A	SP ₂	12,029 5,632	12,029 0,0677	0,0677 0,0317	0,8931 0,9234	31,75 50,25	132,3 83,58	6,971 3,157	8,01 7,57	3T14+3T12 3T16+1T12
	7 _L	SP ₂	11,664 10,580	11,664 0,0656	0,0656 0,0595	0,8945 0,8988	32,4 34,4	129,63 122,09	6,75 4,095	6,88 10,65	3T14+2T12 3T14+3T16
1	7 _K	SP ₂	8,453 5,175	8,453 0,0475	0,0475 0,0291	0,9082 0,9262	39,5 52,75	106,33 79,62	4,817 2,892	5,75 7,87	3T14+1T12 3T16+1T12
	7 _H	SP ₂	12,982 5,599	12,982 0,0730	0,0730 0,0315	0,8896 0,9237	30,3 50,5	138,6 83,17	7,553 3,157	8,01 7,57	3T14+3T12 3T16+1T12
	7 _E	SP ₂	12,982 5,599	12,982 0,0730	0,0730 0,0315	0,8896 0,9237	30,3 50,5	138,6 83,17	7,553 3,157	8,01 7,57	3T14+3T12 3T16+1T12
	7 _D	SP ₂	13,199 5,499	13,199 0,0743	0,0743 0,0309	0,8886 0,9242	29,9 51	140,47 82,55	7,688 3,099	8,01 8,11	3T14+3T12 3T16+1T12
	7 _A	SP ₂	13,188 5,823	13,188 0,0742	0,0742 0,0327	0,8887 0,9223	29,95 49,3	140,25 85,19	7,681 3,268	8,01 9,11	3T14+3T12 3T16+1T12

$$b = 30 \text{ cm} \quad h_f = 50 \text{ cm} \quad d = d' = 4 \text{ cm} \quad h = 46 \text{ cm}$$

Niv.	Soll.	Travée	M	N	E	K	σ'_b	A calc.	A adoptée	\emptyset
5°	SP ₁	$f_H - f_E$	7,160	0,0604	0,8982	34,1	82,11	6,189	6,88	3T14+2T12
	SP ₁	$f_E - f_D$	2,715	0,0289	0,9265	53	52,83	2,273	4,62	3T14
	SP ₁	$f_D - f_A$	7,160	0,0604	0,8982	34,1	82,11	6,189	6,88	3T14+2T12
4	SP ₁	$f_H - f_E$	9,116	0,0769	0,8871	29,3	95,56	7,878	8,01	3T14+3T12
	SP ₂	$f_E - f_D$	1,532	0,00057	0,9893	450	9,333	0,801	4,62	3T14
	SP ₁	$f_D - f_A$	9,116	0,0769	0,8871	29,3	95,56	7,879	8,01	3T14+3T12
3	SP ₂	$f_K - f_H$	0,944	0,00035	0,9912	550	7,636	0,493	4,62	3T14
	SP ₂		2,044	0,00076	0,9870	370	11,35	1,072	6,03	3T16
	SP ₁	$f_H - f_E$	8,659	0,0730	0,8896	30,3	92,41	7,557	7,57	3T16+1T14
	SP ₂	$f_E - f_D$	1,242	0,00046	0,9901	490	8,571	0,649	6,03	3T16
	SP ₁	$f_D - f_A$	9,120	0,0769	0,8871	29,3	95,563	7,982	7,57	3T16+1T14
2	SP ₁	$f_L - f_K$	2,614	0,0220	0,9351	62	45,16	2,170	6,03	3T16
	SP ₂	$f_K - f_H$	1,125	0,00042	0,9903	500	8,4	0,588	4,62	3T14
	SP ₁		1,156	0,0097	0,9558	98	28,57	0,939	6,03	3T16
	SP ₁	$f_H - f_E$	11,233	0,0948	0,9561	99	28,28	9,122	10,65	3T14+3T16
	SP ₂	$f_E - f_D$	1,242	0,00046	0,9901	490	8,571	0,649	6,03	3T16
	SP ₁	$f_D - f_A$	11,669	0,0984	0,8750	25	112	10,354	10,65	3T14+3T16
1	SP ₂	$f_L - f_K$	1,584	0,00059	0,9885	420	10	0,829	4,62	3T14
	SP ₂		4,587	0,00172	0,9808	245	17,143	2,421	6,03	3T16
	SP ₂	$f_K - f_H$	1,111	0,00042	0,9903	500	8,4	0,580	4,62	3T14
	SP ₂		1,886	0,00071	0,9873	380	11,053	0,988	6,03	3T16
	SP ₁	$f_H - f_E$	10,960	0,0925	0,8780	26	107,69	9,692	10,65	3T14+3T16
	SP ₂	$f_E - f_D$	0,95	0,00035	0,9912	550	7,636	0,496	4,62	3T14
	SP ₁		0,284	0,00239	0,9773	205	13,658	0,226	6,03	3T16
	SP ₁		$f_D - f_A$	11,474	0,0968	0,8757	25,25	110,89	10,173	10,65

Verifications

1/ Condition de La flèche

$$h_f = 50 \text{ cm} > \frac{1}{16} \ell = \frac{1}{16} 630 = 39,75 \text{ cm} \rightarrow \text{verifié}$$

$$h_f \geq \frac{1}{10} \frac{M_f}{M_0} \ell = h^* \rightarrow \text{verifié}$$

Niv.	Travée	ℓ (m)	M_f	M_0	h^*	h_f (cm)
5	$f_H - f_D$	6,00	7,160	11,201	38,353	50
4	"	"	9,116	12,918	42,341	"
3	"	"	9,120	12,968	42,196	"
2	"	"	11,669	15,467	45,267	"
1	"	"	11,474	15,210	45,262	"

$$A^{\max} = 10,65 \text{ cm}^2 < \frac{b \ell}{\sigma_{en}} 43 = \frac{30 \times 46 \times 43}{4200} = 14,128 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{verifié}$$

2% Condition de non fragilité

$$A^{\min} = 3T14 = 4,62 \text{ cm}^2 \gg b R Y_4 \frac{\sigma_b}{f_{t0}} \left(\frac{h_x}{R} \right)^2 = 2,242 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{verifiée.}$$

3% Condition aux appuis

α% beton:

Niv.	5		4		3		2		1	
appuis	7 _A	7 _H	7 _A	7 _H	7 _A	7 _K	7 _A	7 _L	7 _A	7 _L
T	8,002	8,002	11,224	10,698	12,622	8,144	14,344	8,708	15,099	12,476
C ₀	4,304	4,304	6,038	5,755	6,790	4,381	7,716	4,684	8,122	6,721
C	18,3	18,3	16,5	15,5	16,5	18,3	16,5	18,3	15,5	13,5

C > C₀ → vérifiée.

β% armatures inférieures

Niv.	appuis	M ^{max}	T ^{max}	$\frac{(T+M)}{f_{t0}}$	A
5	7 _H , 7 _A	0,693	8,002	2,315	4,62
	7 _E , 7 _D	-7,282	8,306	< 0	4,62
4	7 _H	2,186	10,698	3,840	4,62
	7 _E , 7 _D	1,324	11,893	3,615	4,62
	7 _A	3,239	11,224	4,588	4,62
3	7 _K	4,562	8,144	4,637	6,03
	7 _H	11,619	11,427	9,594	10,65
	7 _E	4,297	11,402	5,256	6,03
	7 _D	3,886	13,741	5,570	6,03
	7 _A	4,723	12,622	5,799	7,57
2	7 _L	4,619	8,708	4,805	6,03
	7 _K	3,909	10,215	4,744	6,03
	7 _H , 7 _E	4,087	12,731	5,449	6,03
	7 _D	3,676	15,658	5,903	7,57
	7 _A	5,632	14,344	6,744	7,57
1	7 _L	10,580	12,476	9,229	10,65
	7 _K	5,175	13,568	6,292	7,57
	7 _H , 7 _E	5,599	13,280	6,474	7,57
	7 _D	5,499	15,881	7,034	9,11
	7 _A	5,823	15,099	7,039	9,11

4% Condition de non entrainement des barres

On doit vérifier que $\tau_d \leq \bar{\tau}_d$

Niv.	appuis	T	n.p	T/n.p.?	$\bar{\tau}_d$
5	7 _E , 7 _D	8,306	13,195	15,639	21,39
4	"	9,246	"	17,409	21,39
3	7 _A	12,622	17,224	18,206	32,085
2	7 _H	10,215	13,195	19,233	32,085
1	7 _K	13,568	14,390	23,425	32,085

$$\bar{\tau}_d = 21,39 \text{ kg/cm}^2 \text{ (sous SP}_1\text{)}$$

$$\bar{\tau}_d = 32,085 \text{ kg/cm}^2 \text{ (sous SP}_2\text{)}$$

 $\tau_d < \bar{\tau}_d \rightarrow$ vérifiée

5/ Condition de non fissuration

A	3T14	3T14+1T12
$\bar{\omega}_f$	0,0256	0,0319
σ_s	3494	4146
	$\max.(\sigma_s, \sigma_s) > \frac{2}{3} \sigma_{en}$	

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2b.d}$$

$$\sigma_s = \frac{\kappa \eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f}$$

Pas de risque de fissuration.

Armatures transversales

On utilise pour les armatures transversales des $\phi 8$ FE 24
(un cadre et un étrier) $\Rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$.

Niv.	Soll.	Travée	T ^{max.}	σ'_s	τ_b	$\bar{\tau}_b$	$\bar{\sigma}_{ar}$	A_t	t _{calc.}	t adoptée	
										\bar{z} . nodale	\bar{z} . courante
5	SP ₁	$\bar{z}_D - \bar{z}_E$	8,306	80,343	6,878	24,955	1600	2,01	15,584	11	11
	SP ₁	$\bar{z}_E - \bar{z}_D$	3,549	"	2,939	"	"	2,01	36,470	11	13
4	SP ₁	$\bar{z}_H - \bar{z}_E$	9,246	83,463	7,657	24,882	"	"	14,000	11	11
	SP ₂	$\bar{z}_E - \bar{z}_D$	8,286	125,194	6,862	37,323	2400	"	23,433	11	13
3	SP ₂	$\bar{z}_K - \bar{z}_H$	11,232	110,67	9,302	37,432	"	"	17,282	11	13
	SP ₁	$\bar{z}_H - \bar{z}_E$	8,625	73,78	7,143	37,432	1600	"	15,008	11	11
	SP ₂	$\bar{z}_E - \bar{z}_D$	11,017	127,876	9,124	37,092	2400	"	17,624	11	13
	SP ₁	$\bar{z}_D - \bar{z}_A$	9,204	85,25	7,622	24,728	1600	"	14,064	11	11
2	SP ₂	$\bar{z}_L - \bar{z}_K$	10,215	96,856	8,459	37,432	2400	"	19,000	11	13
	SP ₂	$\bar{z}_K - \bar{z}_H$	11,472	126,438	9,500	37,216	"	"	16,925	11	13
	SP ₁	$\bar{z}_H - \bar{z}_E$	10,311	84,292	8,539	24,811	1600	"	12,550	11	11
	SP ₂	$\bar{z}_E - \bar{z}_D$	11,524	140,085	9,544	36,038	2400	"	16,849	11	13
	SP ₁	$\bar{z}_D - \bar{z}_A$	11,020	93,390	9,126	24,025	1600	"	11,746	11	11
1	SP ₂	$\bar{z}_L - \bar{z}_K$	13,568	99,887	11,236	37,432	2400	"	14,310	11	13
	SP ₂	$\bar{z}_K - \bar{z}_H$	12,583	136,06	10,421	36,385	"	"	15,431	11	13
	SP ₁	$\bar{z}_H - \bar{z}_E$	10,227	90,70	8,469	24,258	1600	"	12,657	11	11
	SP ₂	$\bar{z}_E - \bar{z}_D$	12,542	138,322	10,312	36,190	2400	"	15,481	11	13
	SP ₁	$\bar{z}_D - \bar{z}_A$	10,647	92,215	8,817	24,127	1600	"	12,158	11	11

Verification

$$A_t^{\min} = 0,003 \times 13 \times 30 = 1,17 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifié.}$$

bloc:A

sections d'aciers en travées

Portique	Travée	M	sol	b	h	ρ	ϵ	κ	σ'_b	A calculé	A adopté	A ad
C	C11 - C12	1,999	SP2	30	41	0,0142	0,9471	79,5	52,83	1,23	2T14+1T12	4,21
	C12 - C13	1,211	"	"	"	0,0086	0,9582	104,8	40,08	0,73	"	"
	C13 - C14	1,251	"	"	"	0,0089	0,9576	103	40,78	0,76	"	"
	C14 - C15	0,997	"	"	"	0,0071	0,9618	116	36,21	0,60	"	"
	C15 - C16	0,751	SP1	"	"	0,0080	0,9597	109	25,59	0,68	"	"
15	15A - 15C	59,443	"	"	93	0,1145	0,8671	22,6	123,86	24,55	6T20+3T16	24,87

Le minimum du RPA :

$$30 \times 45 \Rightarrow 4,05 \leq A \leq 33,75 \text{ cm}^2$$

$$30 \times 55 \Rightarrow 4,95 \leq A \leq 41,25 \text{ cm}^2$$

$$30 \times 100 \Rightarrow 9 \leq A \leq 78 \text{ cm}^2$$

Pour le ferrailage on a utilisé la méthode de M^e Pierre Charon. (Voir Annexe).

Section d'aciers aux appuis

Portique	Appuis	M	sol	b	h	ρ	ϵ	κ	σ'_b	A calculé	A adopté	A ad
C	C11	5,178	SP2	30	41	0,0367	0,9180	46	91,30	3,28	2T14+1T12	4,21
	C12	3,421	"	"	"	0,0242	0,9320	58,5	71,79	2,13	"	"
	C13	4,495	"	"	"	0,0318	0,9231	50	84,00	2,83	"	"
	C14	3,240	"	"	"	0,0229	0,9338	60,5	69,42	2,01	"	"
	C15	3,992	"	"	"	0,0283	0,9273	53,8	78,07	2,50	"	"
	C16	4,045	"	"	"	0,0286	0,9270	53,5	78,50	2,53	"	"
15	15A - 15C	-20,485	SP1	30	93	0,0423	0,9129	42,4	66,04	8,61	3T20	9,42

Verification des armatures inferieures aux appuis :

Patique	Appui	T	M	\bar{z}	M/\bar{z}	$T + \frac{M}{\bar{z}}$	$\frac{1}{\sigma_a} (T + \frac{M}{\bar{z}})$	A adop	Verif
C	C11	2,554	5,178	35,88	14,431	16,985	4,04	4,21	Oui
	C12	2,823	3,421	"	9,535	12,358	2,94	"	"
	C13	2,444	4,495	"	12,528	14,972	3,56	"	"
	C14	2,440	3,240	"	9,030	11,470	2,73	"	"
	C15	2,610	3,992	"	11,126	13,736	3,27	"	"
	C16	2,479	4,045	"	11,274	13,753	3,27	"	"
15	15A-15C	24,353	0	81,38	0	24,353	8,70	9,42	"

Verification de contraintes et de la fissuration en travée :

Patique	Travée	I: Contraintes								II: Fissuration				Verificat ⁿ	
		A	$\bar{\omega}$	μ'	κ	M	Soll	σ'_b	σ_a	ϕ	$10^2 w_f$	σ_1	σ_2	I	II
C	C11-C12	4,21	0,334	0,1231	40,4	1,999	2	30,69	1240	14	2,34	3251	2629	Oui	Oui
	C12-C13	"	"	"	"	1,211	"	18,59	751	"	"	"	"	"	"
	C13-C14	"	"	"	"	1,251	"	19,20	776	"	"	"	"	"	"
	C14-C15	"	"	"	"	0,997	"	15,30	618	"	"	"	"	"	"
	C15-C16	"	"	"	"	0,751	1	11,53	466	"	"	"	"	"	"
15	15A-15C	24,87	0,882	0,1729	22,6	55,443	1	121,90	2735	20	6,91	4904	2200	"	"

Verification de contraintes et de la fissuration aux appuis :

Patique	Appui	I: Contraintes								II: fissuration				Verification	
		A	$\bar{\omega}$	μ'	κ	M	Soll	σ'_b	σ_a	ϕ	$10^2 w_f$	σ_1	σ_2	I	II
C	C11	4,21	0,334	0,1231	40,4	5,178	2	79,48	3211	14	2,34	3251	2629	Oui	Oui
	C12	"	"	"	"	3,421	"	52,51	2122	"	"	"	"	"	"
	C13	"	"	"	"	4,495	"	69,00	2788	"	"	"	"	"	"
	C14	"	"	"	"	3,240	"	49,74	2009	"	"	"	"	"	"
	C15	"	"	"	"	3,992	"	61,28	2476	"	"	"	"	"	"
	C16	"	"	"	"	4,045	"	62,09	2509	"	"	"	"	"	"
15	15A	9,42	0,327	0,1220	41,0	20,485	1	60,73	2490	20	3,93	3381	2200	"	"

Verification de la fleche :

Patique	Travée	l (m)	h_c (cm)	$l/16$	M_0	M_c	$\frac{M_c}{M_0} \times \frac{l}{10}$	$h_c \cdot \frac{43}{\sigma_{cm}}$	A
C	C11-C12	4,69	45	29,31	1,504	0,803	26,00	12,90	4,21
	C12-C13	4,67	"	29,19	1,488	0,614	19,27	"	"
	C13-C14	4,64	"	29,00	1,472	0,645	20,33	"	"
	C14-C15	4,59	"	28,69	1,441	0,629	20,04	"	"
	C15-C16	4,54	"	28,38	1,409	0,751	24,20	"	"
15	15A-15C	12,00	100	75	73,058	55,443	91,07	28,87	24,87

si les 3 conditions suivantes sont verifiées il n'y a pas lieu de verifier la fleche

$$h_c \geq l/16$$

$$h_c \geq \frac{l}{10} \cdot \frac{M_c}{M_0}$$

$$A \leq b h_c \cdot \frac{43}{\sigma_{cm}}$$

les 3 conditions sont verifiées.

verification de la condition de non fragilité :

Portique	b_{cm}	$h_{t_{cm}}$	h_{cm}	$A_{min_{cm^2}}$	\bar{A}_{cm^2}	$A > \bar{A}$
C	30	45	42	4,21	1,95	Oui
15	30	100	94	24,87	4,58	Oui

$$A \geq \bar{A} = b_0 h \psi_A \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h} \right)^2$$

$$\psi_A = 0,54 \text{ pour le acier H. A}$$

Verification aux appuis :

$$C \geq \frac{2T}{b \bar{\sigma}_b} = c_0 \quad \text{ou} : c = a - (d_1 + r)$$

Portique	T	r	$C_{(m)}$	C_0
C	2,554	7,7	28,3	1,40
15	24,353	11	45	20,04

ARMATURES TRANSVERSALES :

Portique	T	SP	σ'_b	τ_b	$\bar{\tau}_b$	$\bar{\sigma}_{at}$	A_t	t	t_{adopte}		b	$0,003 t b$	
									Z.N	Z.C		Z.N	Z.C
C	2,823	2	79,48	2,56	36,75	2400	2,01	62	10	20	30	0,9	1,8
15	24,353	1	60,73	9,87	24,50	1600	2,01	10	10	10	30	0,9	0,9

$$A_t \geq 0,003 t b$$

Condition de non entrainement des barres: (Portique 15).

$$T = 24,353 \text{ t (SP1)}$$

$$n_P = 18,85 \text{ cm}$$

$$\tau_{ed} = 15,38 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_{ed} = 2 \psi_d \bar{\tau}_b = 21 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{verifié.}$$

$$\text{avec : } \psi_d = 1,5 \text{ (Acier H.A.)}$$

Ferraillage des poteaux

bloc: B

Poteau 70

Sens longitudinal

Niv.	SP ₁					SP ₂					SP ₂					SP ₂				
	N	M	e _o	Soll.	$\bar{\sigma}'_b$	N ^{max}	M ^{corr.}	e _o	Soll.	$\bar{\sigma}'_b$	N ^{min}	M ^{corr.}	e _o	Soll.	$\bar{\sigma}'_b$	N ^{corr.}	M ^{max}	e _o	Soll.	$\bar{\sigma}'_b$
5	11,855	1,104	0,093	P.C	133,8	11,892	1,841	0,155	P.C	247,86	7,763	3,436	0,443	P.C	247,86	11,218	4,300	0,383	P.C	247,86
4	25,191	0,951	0,038	E.C	103,55	25,383	4,321	0,170	P.C	247,86	14,178	4,831	0,341	P.C	247,86	22,935	6,084	0,265	P.C	247,86
3	38,755	1,094	0,028	"	98,04	40,428	4,664	0,115	"	218,94	19,599	5,222	0,266	"	"	33,528	6,692	0,188	"	"
2	54,995	1,094	0,020	"	93,636	56,966	5,385	0,094	"	201,59	25,634	5,621	0,219	"	"	47,088	7,171	0,152	"	"
1	70,537	1,540	0,022	"	93,066	73,762	8,367	0,113	"	204,41	30,614	8,852	0,289	"	"	59,100	11,221	0,190	"	"

Sens transversal

Niv.	SP ₁					SP ₂					SP ₂					SP ₂				
	N	M	e _o	Soll.	$\bar{\sigma}'_b$	N ^{max}	M ^{corr.}	e _o	Soll.	$\bar{\sigma}'_b$	N ^{min}	M ^{corr.}	e _o	Soll.	$\bar{\sigma}'_b$	N ^{corr.}	M ^{max}	e _o	Soll.	$\bar{\sigma}'_b$
5	1,979	0,022	0,011	E.C	88,679	2,488	2,934	1,179	P.C	247,86	0,939	2,411	2,568	P.C	247,86	2,488	2,934	1,179	P.C	247,86
4	4,144	0,000	/	C.S	82,62	5,596	4,625	0,826	"	"	1,349	3,854	2,857	"	"	5,596	4,625	0,826	"	"
3	6,309	"	/	"	"	9,197	5,360	0,583	"	"	1,346	4,467	3,319	"	"	9,197	5,360	0,583	"	"
2	8,832	"	/	"	"	13,085	6,030	0,461	"	"	1,353	5,025	3,714	"	"	13,085	6,030	0,461	"	"
1	11,295	"	/	"	"	17,014	13,239	0,778	"	"	1,250	11,033	8,826	"	"	17,014	13,239	0,778	"	"

Calcul des armatures longitudinales (sous SP_1)

Remarque:

Le calcul fait sous (SP_1) a donné des sections d'armatures négatives c.à.d qu'on a pas besoin d'acier et le béton peut supporter à lui seul les efforts (pour les sections entièrement comprimées). Tandis que pour les sections partiellement comprimées on a trouvé dans quelques niveaux des sections d'acier très faibles, pour cela on donne seulement les sections minimales

Armatures minimales sous (SP_1)

Pot.	F_D								
Sens	Longitudinal				transversal				
Niv.	4	3	2	1	5	4	3	2	1
Soll.	E.C	E.C	E.C	E.C	E.C	C.S	C.S	C.S	C.S
N	25191	38755	54995	70537	1979	4144	6309	8832	11295
θ_1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
θ_2	2,87	2,87	2,87	3,010	2,87	2,87	2,87	2,87	3,58
θ_3	1,514	1,514	1,514	1,514	1,514	1,514	1,514	1,514	1,514
A_{min}	1,656	2,547	3,615	4,863	0,130	0,2705	0,412	0,576	0,926

. Section partiellement comprimée

Niv.	Sens	N	α	$y_c = \alpha h$	σ'_m	θ_1	θ_2	θ_3	A_{min}
5	Long	11855	0,417	11,259	35,098	1	2,87	1,514	0,779

Calcul des armatures longitudinales : Poteau 70 (sous SP₂)

Soll.	M ^{max} et N ^{corr.}					N ^{max.} et M ^{corr.}					N ^{min} et M ^{corr.}									
Sens	Long.					Trans.					Long.					Trans.				
Niv.	5	4	3	2	1	5	4	3	2	1	5	4	3	2	1	5	4	3	2	1
N	11,218	29,935	33,528	56,966	73,762	2,488	5,596	9,197	13,085	17,014	7,763	14,178	19,599	25,634	30,614	0,939	1,349	1,346	1,353	1,250
M	4,300	6,084	6,692	5,385	8,367	2,934	4,625	5,360	6,030	13,239	3,436	4,831	5,222	5,621	8,852	2,411	3,854	4,467	5,025	11,023
e ₀	0,383	0,265	0,188	0,094	0,113	1,179	0,826	0,583	0,461	0,778	0,443	0,341	0,266	0,219	0,289	2,568	2,857	3,319	3,714	8,826
σ _b	247,86	247,86	247,86	201,59	204,41	247,86	247,86	247,86	247,86	247,86	247,86	247,86	247,86	247,86	247,86	247,86	247,86	247,86	247,86	247,86
f	0,503	0,385	0,308	0,214	0,253	1,299	0,946	0,703	0,581	0,918	0,563	0,461	0,386	0,339	0,429	2,688	2,977	3,439	3,831	8,966
M _f	5,642	8,830	10,327	12,19	18,66	3,232	5,294	6,465	7,602	15,619	4,370	6,536	7,565	8,690	13,133	2,524	4,016	4,629	5,187	11,207
μ	0,092	0,144	0,1686	0,199	0,192	0,053	0,086	0,1056	0,1241	0,1606	0,0714	0,1067	0,1235	0,1419	0,1350	0,0412	0,0655	0,0756	0,0847	0,1152
K	26,10	19,40	17,40	15,50	15,90	37,00	27,20	23,90	21,45	18,00	30,70	23,70	21,51	19,60	20,29	43,00	32,40	29,60	27,55	22,55
E	0,8783	0,8547	0,8457	0,8361	0,8382	0,9038	0,8815	0,8715	0,8628	0,8485	0,8906	0,8708	0,8631	0,8555	0,8583	0,9138	0,8945	0,8879	0,8825	0,8669
σ _b	160,91	216,49	241,37	270,96	264,15	113,51	154,41	175,73	195,80	235,34	136,81	177,21	195,26	214,28	206,99	97,67	129,63	141,89	152,45	186,25
R				20,834	20,547															
α				0,418	0,422															
E				0,8605	0,8594															
μ'				0,1800	0,1813															
y ₁				11,286	13,293															
σ _a				222,0	2258,8															
M ₁				7,936	12,870															
ΔM				4,254	5,790															
A'				7,980	9,154															
A _{fs}	5,665	9,110	10,768	12,351	16,243	3,153	5,296	6,547	7,770	13,914	4,327	6,619	7,729	8,957	11,565	2,436	3,959	4,597	5,183	9,771
A _{fc}	2,993	3,650	2,783	<0	<0	2,561	3,964	4,352	4,654	9,863	2,480	3,243	3,062	2,853	4,276	2,212	3,638	4,276	4,861	9,473

Ferrailage du poteau C15 :

Verification au flambement :

Poteau	Sens	l_0	l_c	b	h_t	$i_x \sqrt{\frac{I}{B}}$	λ_c
C15	L	7,48	6,71	60	50	14,434	46,49
	T	7,46	5,22	50	60	17,321	30,138

Dans le sens longitudinal $\lambda_c > 35 \rightarrow$ on doit tenir compte d'une excentricité additionnelle.

Calcul de l'excentricité accidentelle :

Pot	λ	SP1			SP2			SP2			SP2		
		e	f_1	e_0	e	f_1	e_0	e	f_1	e_0	e	f_1	e_0
C15	46,49	0,004	0,007	0,041	3,285	6,039	9,324	4,546	8,357	12,903	4,072	7,486	11,558

$f_1 = 0,16(\lambda - 35) e$; $e_0 = e + f_{1c}$; $e = \frac{M}{N}$

Determination de sollicitations :

Pot	Sens	SP1					SP2				
		N	M	e_0	sol	$\bar{\sigma}'_b$	N^{max}	M^{corr}	e_0	sol	$\bar{\sigma}'_b$
C15	L	2,559	0,010	0,041	EC	83,97	2,800	9,197	9,324	PC	243
	T	24,353	20,485	0,841	PC	162	25,816	35,654	1,381	"	"

Pot	Sens	SP2					SP2				
		N^{min}	M^{corr}	e_0	sol	$\bar{\sigma}'_b$	N^{corr}	M^{max}	e_0	sol	$\bar{\sigma}'_b$
C15	L	1,699	7,679	12,903	PC	243	2,263	9,216	11,558	PC	243
	T	15,059	24,760	1,644	PC	"	25,816	35,654	1,381	PC	"

Calcul des aciers :

1° sous SP1 :

Pot	sol	Sens	N	M	e_0	$\bar{\sigma}'_b$	f	M_f	μ	k	E	σ'_b	A'_{fs}	A'_{fc}
C15	PC	T	24,353	20,485	0,841	162	1,081	26,326	0,0967	25,3	0,8749	110,67	19,88	11,18

Pot	sol	Sens	s'	N	e_0	h_t	b	$\bar{\sigma}'_b$	s	β	C	D	E	$\tilde{\omega}'$	A
C15	E.C	L	0,1	2,559	0,041	50	60	83,97	99,44	0,132	17,01	85,62	97,31	-1,79	<0

2° sous SP2 :

Pot	sol	Sens	N	M	e_0	$\bar{\sigma}'_b$	f	M_f	μ	k	E	σ'_b	A'_{fs}	A'_{fc}
C15	N^{max} ;	L	2,800	9,197	9,324	243	9,524	26,667	0,0794	28,95	0,8863	145,08	15,92	15,25
	M^{corr}	T	25,816	35,654	1,381	"	1,621	41,848	0,1025	24,35	0,8728	172,48	21,14	14,99

Pot	Soll	Sens	N	M	e	$\bar{\sigma}_b$	f	M _b	N	k	E	σ'_b	A _s	A _c
C15	N ^{min} ; M ^{corr}	L	1,689	7,679	12,903	243	13,103	22,131	0,0651	32,5	0,8947	128,23	13,09	12,69
		T	15,059	24,760	1,644	4	1,884	28,371	0,0695	31,20	0,8947	134,62	14,03	10,44
	N ^{corr} , M ^{max}	L	2,263	9,216	11,558	4	11,753	26,608	0,0782	29	0,8864	144,83	15,88	15,34

Calcul de aciers minimum sous SP1 :

Pot	Sens	N	l _c	θ ₁	θ ₂	θ ₃	A _{min}
C15	L	2,359	6,71	1,4	4,42	1,51	0,37

Pot	Sens	N	$\bar{\sigma}_b$	θ ₁	θ ₂	θ ₃	b	d	γ _{redh}	σ _m	A _{min}
C15	T	24,353	162	1,4	3,36	1,51	50	0,4646	25,09	19,41	2,91

Tableau récapitulatif des aciers :

Soll	SP1			SP2		A _{RPA} ^{min}	A _{RPA} ^{max}	A _{adap}	Ferraillage	
	A _s ^{min}	A _s ^{max}	A _s ^{max} _{tot}	A=A' _{lg}	A=A' _{tr}				long	trans
C15	0,37	22,36	24,73	15,34	14,99	30	120	50,26	2(5T20)	2(5T20)

$$A_{RPA}^{\min} = 0,01 b h t \quad , \quad A_{RPA}^{\max} = 0,04 b h t.$$

Armatures transversales :

Vérification du cisaillement, (Art 4.2.2.1 RPA 81).

Pot	Sens	l _c	λ	n	T (k)	Z (cm)	τ _b	$\bar{\sigma}_b$
C15	L	6,71	46,49	2	1,870	40,26	1,55	40,5
	T	5,22	30,138	2	3,178	49	2,59	.

Calcul des espacements (Art 4.2.3.1.2 RPA 81)

Pot	Sens	l _{xT}	z	A _t cm ²	nombre de câbles et étriers	t cm	Zone Courante			Zone Nodale		
							E	t _{adap}	A _t ^{min}	E	t _{adap}	A _t ^{max}
C15	L	3,740	40,26	1,71	2C	61	24	20	3,60	15	15	2,70
	T	6,356	49	"	2C+1E	44	24	20	3	15	15	2,26

$$\text{où : } A_t = 0,004 t b \quad \text{en zone II}$$

La longueur de recouvrement est : $l_d = \max \left\{ \begin{array}{l} 50 \phi_l \\ \phi \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{1,25 \psi_d \bar{\sigma}_b} = 36 \phi_l \Rightarrow l_d = 50 \phi_l \end{array} \right.$

Les fondations permettent de transmettre les charges ramené par les poteaux au sol. Pour ce le système de fondation dépend du poids de la structure et de la nature du sol.
 Les fondations que nous allons étudier sont des fondations superficielles.

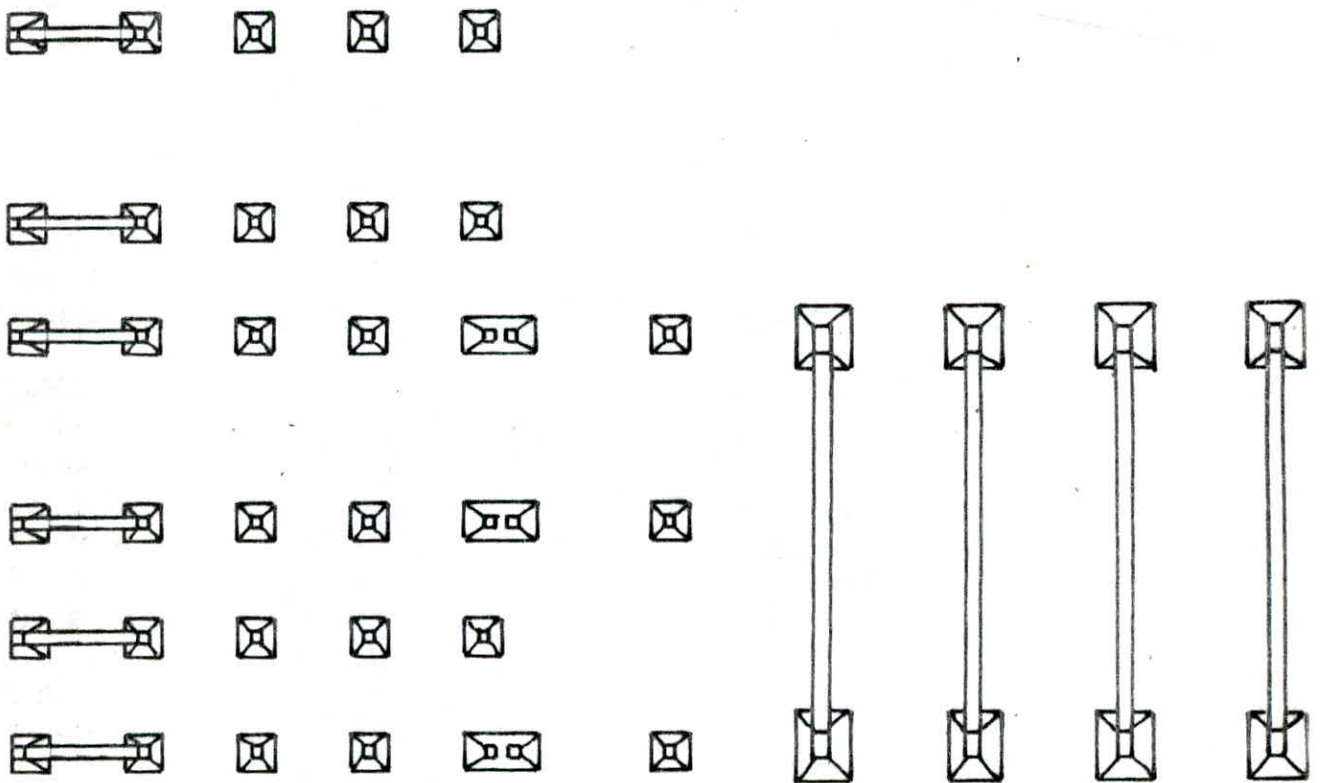
La contrainte du sol est de 2,5 bars à 1,5 m d'ancrage (dans le rapport de sol, la portance du sol est de 3 bars, mais pour plus de sécurité on prend $\bar{\sigma}_s = 2,5 \text{ bars}$, $\gamma = 2$ ou aura (04) quatre types de fondations à calculer :

1. semelle isolée
2. semelle sous 2 poteaux
3. semelle excentrée avec porte de redressement.
4. semelle isolée centrée avec " " "

Choix de ces semelles :

1. semelle isolée : les poteaux sont suffisamment espacés et il n'y a pas à craindre l'interférence des contraintes.
2. semelle sous 2 poteaux : Vu que les 2 blocs sont séparés par un joint de dilatation on a opté pour une semelle sous 2 poteaux.
3. semelle excentrée : les semelles du bloc B sont délimitées par un joint de rupture d'où l'on choisit la semelle excentrée.

Les fondations se présentent comme suit :



1. Semelle isolée :

La méthode de calcul est exposée dans le C.C.S.S. Chapitre IV Page 113

Sous SP1 :

$$N = 81,932 \text{ t}$$

$$M = 1,540 \text{ t.m.}$$

Sous SP2 : L 0,86 + SI

$$N = 54,51 \text{ t}$$

$$M = 11,033 \text{ t.m.}$$

d'où : $e = 20,24 \text{ cm.}$

2- G + P + SI

$$N = 90,776 \text{ t}$$

$$M = 8,367 \text{ t.m.}$$

d'où $e = 9,22 \text{ cm}$

• Dimensionnement de la semelle : ($a = b = 35 \text{ cm}$).

on choisira une semelle carrée $\Rightarrow S = A \cdot B = A^2 = B^2$.

$$\sigma_{(A/4)} \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\text{or } \sigma = \frac{Q}{S} + \frac{M}{I} y \quad \text{où : } I = \frac{B^4}{12} \quad \text{et } S = B^2.$$

$$\sigma_{(A/4)} = \frac{Q}{B^2} + \frac{12M}{B^4} \cdot \frac{B}{4} = \frac{Q}{B^2} + \frac{3M}{B^3} \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow \bar{\sigma}_s B^3 - QB - 3M \leq 0.$$

d'où : $2,5 B^3 - 81932 B - 1,540 \cdot 10^5 \times 3 = 0$

Après itération on obtient : $B = 195 \text{ cm}$. Sous SP1.

a- Vérification sous SP2 :

La stabilité nous impose $B \geq 4e_0$ (avec 0,86 + SI) $e_0 = 20,24 \text{ cm} < \frac{B}{4} = 47,5 \text{ cm}$.

La vérification des contraintes nous impose : $B \geq \frac{Nz}{1,5 \bar{\sigma}_s B} \left(1 + \frac{3e_2}{B}\right)$ car $B > 6e_2$.

d'où on doit avoir $A \geq 168,12 \text{ cm}$ ce qui est vérifié.

Donc les dimensions de la semelle seront : $A = B = 190 \text{ cm}$.

h : hauteur de la semelle : $\geq \max\left(\frac{A-a}{4}; \frac{B-b}{4}\right)$ ce qui va nous éviter la vérification au cisaillement.

$$h \geq 38,74 \text{ cm} \Rightarrow h = 50 \text{ cm.}$$

$$h_f = 55 \text{ cm.}$$

b. Calcul des Armatures :

on calcule la contrainte à A/4. Pour cela on doit calculer σ_1, σ_2 .

$$\sigma_{1,2} = \frac{Q}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot y = \frac{Q}{B^2} \pm \frac{6M}{B^3}$$

$$\sigma_1 = 2,55 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,29 \text{ kg/cm}^2.$$

où : $Q = 92,871 \text{ t}$
(en ajoutant le pds des terres et le pds propre de la semelle).

$$\sigma_{(B/4)} = (\sigma_1 + \sigma_2)/4 = 2,48 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s$$

d'où : $Q' = \sigma_{(B/4)} \cdot A \cdot B = 2,48 \cdot 195^2 \Rightarrow Q' = 94,302 \text{ t}$

Pour la détermination de la section des aciers on utilise la méthode des bielles :

$$A_x = A_y = \frac{Q'(A-a)}{8 \bar{\sigma}_a h} = \frac{94,302 \cdot (195 - 35)}{8 \times 2800 \times 50} = 13,47 \text{ cm}^2.$$

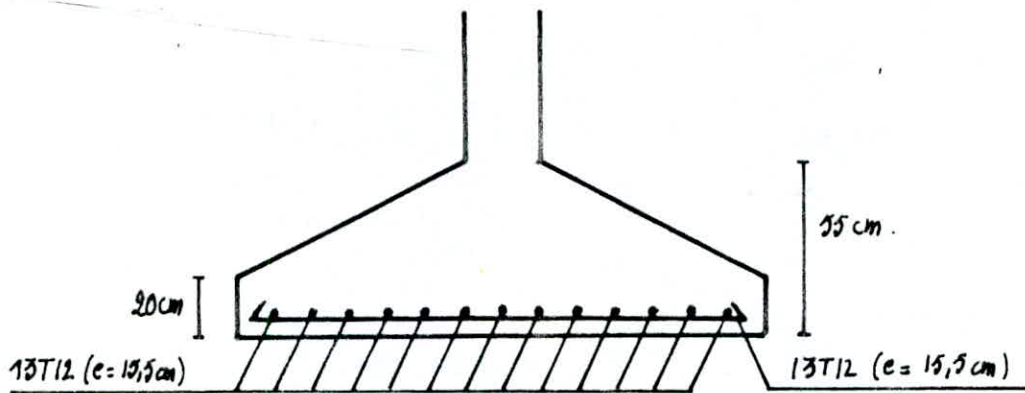
d'où on prend : $A = 13T12 = 13,57 \text{ cm}^2$ avec $e = 15,5 \text{ cm}$.

. Vérification de l'adhérence :

$$\frac{\bar{\sigma}_d}{\bar{\sigma}_a} \cdot A = \frac{19,7}{2800} \cdot 195 = 1,37 \text{ cm} > \phi \Rightarrow \text{On met pas de crochets à } 45^\circ$$

. Vérification au poinçonnement :

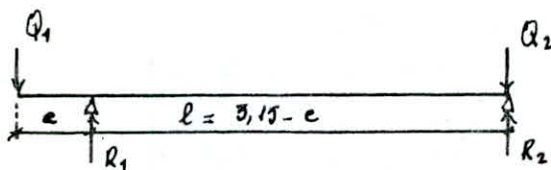
$$h \geq 1,44 \sqrt{\frac{Q}{\bar{\sigma}_b}} = 1,44 \sqrt{\frac{94302}{81}} = 49 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$



2. Semelle isolée avec poutre de redressement :

Semelle GD : $N_1 = 44,838 \text{ t}$

Semelle FD : $N_1 = 81,832 \text{ t}$



$$R_1 = Q_1 \left(1 + \frac{e}{l}\right)$$

$$R_2 = Q_2 - Q_1 \cdot \frac{e}{l}$$

$$e = \frac{A-a}{2}$$

. Prédimensionnement :

On dimensionnera en utilisant la méthode itérative. la première valeur que l'on prendra est donnée par :

or les dimensions des poteaux sont $a = b = 35 \text{ cm}$ d'où : $A_1 = B_1 = \left(\frac{Q_1}{\bar{\sigma}_s}\right)^{1/2}$

$$A_1 = (44838/2,5)^{1/2} = 135 \text{ cm} \Rightarrow e_1 = 50 \text{ cm} \Rightarrow R_1 = 53,298 \text{ t}$$

à partir de R_1 on obtient la deuxième valeur de $A_1 = (R_1/\bar{\sigma}_s)^{1/2} = 150 \text{ cm} \Rightarrow e = 57,5 \text{ cm}$
 d'où $R_1 = 54,85 \text{ t} \rightarrow A_1'' = 150 \text{ cm}$.

D'où pour la semelle 6D on prend les dimensions suivantes :

$$A_1 = B_1 = 150 \text{ cm}$$

$$e = 57,5 \text{ cm}$$

$$R_1 = 54,85 \text{ t}$$

Pour la semelle 7D : $R_2 = 81,832 - 44,838 \times \frac{0,575}{3,15 - 0,575} \Rightarrow R_2 = 71,820 \text{ t}$.

d'où : $A_2 = B_2 = (71820/2,5)^{1/2} = 170 \text{ cm} \quad (a_2 = b_2 = 35 \text{ cm}) \Rightarrow A_2 = B_2 = 170 \text{ cm}$.

• Calcul des efforts dans la poutre de redressement :

soient : $q_1 = \frac{Q_1}{a_1} = \frac{44,838}{0,35} = 128,109 \text{ t/ml}$

$q_2 = Q_2/a_2 = 233,806 \text{ t/ml}$

$v_1 = \frac{R_1}{A_1} = \frac{53,298}{1,50} = 36,567 \text{ t/ml}$

$v_2 = R_2/A_2 = 42,247 \text{ t/ml}$

$x \in [a, b]$:

$M(x) = \frac{1}{2} (v_1 - q_1) x^2$ d'où : $M(0) = 0$
 $M(0,35) = -5,607 \text{ tm}$
 $T(x) = (v_1 - q_1) x$ → $T(0) = 0$
 $T(0,35) = -32,040 \text{ t}$

$x \in [b, c]$:

$M(x) = \frac{1}{2} v_1 x^2 - 0,35 q_1 (x - \frac{0,35}{2})$ d'où : $M(0,35) = -5,607 \text{ tm}$
 $M(1,50) = -18,273 \text{ tm}$
 $M(1,23) = -19,643 \text{ tm}$

$T(x) = v_1 x - 0,35 q_1$ d'où : $T(0,35) = -32,040 \text{ t}$
 $T(1,50) = +10,012 \text{ t}$

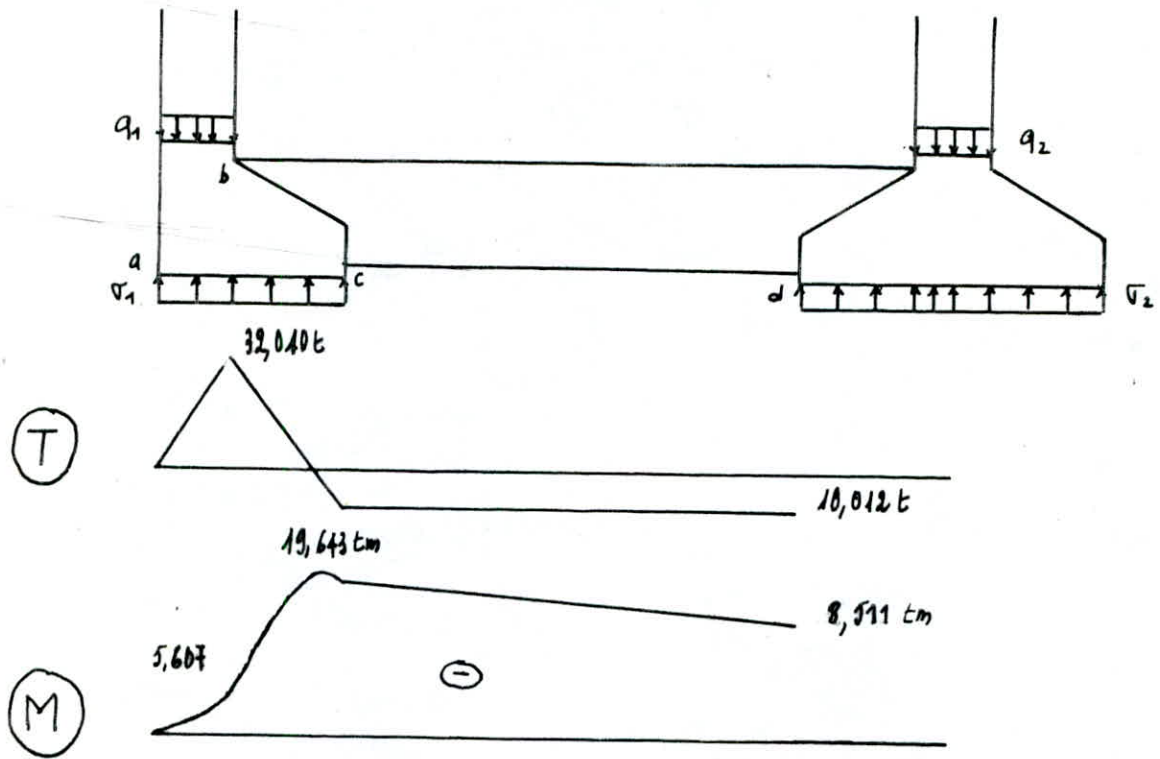
$T(x) = 0 \Rightarrow x = 1,23 \text{ m}$.

$x \in [c, d]$:

$M(x) = 1,50(x - 0,75) v_1 - 0,35 q_1 (x - \frac{0,35}{2})$ d'où : $M(1,50) = -18,273 \text{ tm}$
 $M(2,475) = -8,511 \text{ tm}$

$T(x) = 1,50 v_1 - 0,35 q_1 = 10,012 \text{ t}$.

Diagramme des efforts M et T :



. Dimensionnement de la poutre :

$$\begin{aligned} M^{\max} &= 19,643 \text{ t.m.} \\ T^{\max} &= 32,040 \text{ t} \end{aligned}$$

Le dimensionnement de la poutre doit satisfaire les conditions suivantes :
On prend $b = 35 \text{ cm}$.

1- Condition de rigidité : $\frac{l}{10} \leq h_t \leq \frac{l}{7} \Rightarrow 31,5 \text{ cm} \leq h_t \leq 45 \text{ cm}$ ($l = 315 \text{ cm}$)
d'où $h_t = 35 \text{ cm}$.

2. le coffrage :

on suppose que : $M_{RN} = M^{\max}$

$$\text{or : } M_{RN} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}'_b \bar{\alpha} \bar{\gamma} b h^2 \Rightarrow h = \sqrt{2 M_{RN} / (\bar{\sigma}'_b \bar{\alpha} \bar{\gamma} b)}$$

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}'_b &= 162 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_a &= 2800 \text{ " } \end{aligned} \quad \text{d'où } \bar{\alpha} = 0,465 ; \bar{\gamma} = 0,845 \quad \text{d'où : } h \geq 41,99 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 50 \text{ cm.}$$

3. le cisaillement :

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 z} = \frac{8T}{7hb_0} \leq \bar{\tau}_b \quad \text{or pour } T^{\max} \quad \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 24,5$$

$$\Rightarrow h \geq \frac{8T}{7b_0 \bar{\tau}_b} = 44,7 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 50 \text{ cm.}$$

d'où $h_t = 50 \text{ cm}$ (donnée par la 2^{ème} condition).

La poutre aura pour dimensions : $b = 35 \text{ cm}$
 $h_t = 50 \text{ cm}$.

• Ferrailage de la poutre :

On utilise la méthode de M²P. CHIRON.

$$M = 23,314 \text{ tm.}$$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 19,643 \cdot 10^5}{2800 \cdot 35 \cdot 46^2} = 0,1421 \Rightarrow \epsilon = 0,8555 ; \kappa = 19,6$$

$$\sigma'_b = \bar{\sigma}_a / \kappa = 2800 / 19,6 = 142,86 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{19,643 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8576 \cdot 46} = 17,83 \text{ cm}^2$$

d'où le choix des Aciers : $A = 6T20 = 18,84 \text{ cm}^2$.

6T20



3T12 (Armatures de construction).

• Vérification des contraintes :

$$\tilde{\omega} = \frac{100A}{bh} = \frac{100 \times 18,84}{35 \times 46} = 1,170 \Rightarrow \mu' = 0,1886 ; \kappa = 18,90$$

$$\sigma'_b = (M / \mu' b h^2) = 140,63 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \sigma_a = \kappa \cdot \sigma'_b = 2658 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

• Vérification de la fissuration :

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{18,84}{2 \times 35 \cdot 4} = 0,067$$

$$\sigma_1 = \frac{\kappa \cdot \eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} = \frac{1,6 \cdot 10^5 \cdot 1,5}{20} \cdot \frac{0,067}{1 + 10 \cdot 0,067} = 4827 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a \rightarrow \text{Vérifié}$$

• Vérification à l'appui

$$\frac{1}{\bar{\sigma}_a} \left(T + \frac{M}{\delta} \right) = \frac{1}{2800} \cdot \left(32,040 + \frac{5,607 \times 8}{7 \times 0,46} \right) \cdot 10^3 = 16,42 \text{ cm}^2 < A = 18,84 \text{ cm}^2$$

\rightarrow Vérifié.

En pratique on prévoit 2 espacements. L'un sous 32,040 t, l'autre sous 10,012 t

1. $T = 32,040 \text{ t}$

$$\tau_b = T/b_0 z = 32,040 \times 8 / 7 \times 35 \times 46 = 22,74 \text{ kg/cm}^2$$

or : $\bar{\sigma}'_b < \sigma'_b = 138,6 \text{ kg/cm}^2 < 2\bar{\sigma}'_b \Rightarrow \bar{\tau}_b = (4,5 - \frac{140,69}{81}) \times 7 = 19,52 \text{ kg/cm}^2 < \tau_b$

d'où on redimensionne la poutre : on prend : $h_t = 55 \text{ cm} \rightarrow h = 51 \text{ cm}$
 $b = 35 \text{ cm}$

d'où $\mu = 0,1156 \rightarrow \epsilon = 0,8667, \kappa = 22,5 \Rightarrow \sigma'_b = 280/22,5 = 124,41 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$

$\Rightarrow A = 15,87 \text{ cm}^2$ ou choisit : $A = 6T20 = 18,84 \text{ cm}^2$

$\bar{\omega} = 1,055 \Rightarrow \mu' = 0,1828 ; \kappa = 20,2 \rightarrow \sigma'_b = 118,04 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$
 $\sigma_a = 2384 < \bar{\sigma}_a$

d'où :

$$\tau_b = 32,040 \times 8 / 7 \times 35 \times 51 = 20,51 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = (4,5 - \frac{118,04}{81}) \times 7 \Rightarrow \bar{\tau}_b = 21,30 \text{ kg/cm}^2 > \tau_b$$

Calcul des espacements :

$\rho_{at} = (1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}'_b})$ car pas de reprise de bétonnage.

$\rho_{at} = 0,674 > 2/3 \Rightarrow \bar{\rho}_{at} = 0,674 \times 2400 \Rightarrow \bar{\rho}_{at} = 1619 \text{ kg/cm}^2$

on choisit des cadres et étriers en $\phi 10 \Rightarrow 1 \text{ cadre} + 1 \text{ étrier} \Rightarrow A_t = 4\phi 10 = 3,14 \text{ cm}^2$

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\rho}_{at}}{T} = \frac{3,14 \times 7/8 \times 51 \times 1619}{32040} \Rightarrow t = 7 \text{ cm}$$

L'espacement admissible :

$\bar{E} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2 h \\ (1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}'_b}) h \end{array} \right. \Rightarrow \bar{E} = 10 \text{ cm}$ d'où on prend $t = 7 \text{ cm}$ dans la zone de la semelle excentrée.

2. $T = 10,012 \text{ t}$

$$\tau_b = 10,012 \times 8 / 7 \times 31 \times 35 = 6,41 \text{ kg/cm}^2$$

or : $\sigma'_b = 119 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \bar{\tau}_b = (4,5 - \frac{119}{81}) \times 7 = 21,22 \text{ kg/cm}^2 > \tau_b$

Calcul des espacements :

$\rho_{at} = (1 - \frac{6,41}{9 \times 7}) = 0,898 \Rightarrow \bar{\rho}_{at} = 2155 \text{ kg/cm}^2$

On choisit $A_t = 4\phi 10 = 3,14 \text{ cm}^2$.

$$t = \frac{3,14 \times 7/8 \times 51 \times 2155}{10012} = 30 \text{ cm.}$$

$$\bar{t} = \max \begin{cases} 0,2 h \\ (1 - 0,3 \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_b}) h \end{cases} \Rightarrow \bar{t} = 36 \text{ cm.}$$

d'où on prend $t = 30 \text{ cm}$ dans la zone autre que la semelle excentrée.

• Ferrailages des semelles :

1. Semelle 6D :

Cette semelle sera calculée comme une semelle sous mur.

$$h \geq \frac{A-a}{4} = 28,75 \Rightarrow \begin{cases} h = 40 \text{ cm.} \\ h_t = 45 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$A_B = \frac{Q'_1 (B-a)}{8 \bar{\sigma}_a h} \quad (\text{methode des bielles}). \quad \text{d'où : } Q'_1 = R_1/A_1$$

$$A_B = \frac{54,850 \cdot 10^3 (150 - 35)}{1,50 \cdot 8 \cdot 2800 \cdot 40} = 4,69 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

on choisit : $A_B = 5T12/\text{ml} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow e = 20 \text{ cm.}$

dans l'autre sens : $A_a = \frac{A_B}{4} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on choisit : $A_a = 4T10/\text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$
 $\Rightarrow e = 25 \text{ cm.}$

• Vérification de l'adhérence :

$$\frac{\bar{\sigma}_d}{\bar{\sigma}_a} \cdot B = 1,01 \text{ cm} < \phi \Rightarrow \text{on met des crochets à } 45^\circ.$$

• Vérification au poinçonnement :

$$h \geq 1,44 \sqrt{\frac{Q_1}{\bar{\sigma}_b}} = 1,44 \sqrt{\frac{44,838 \cdot 10^3}{81}} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifié.}$$

2. Semelle 7D :

Cette semelle sera calculée comme une semelle isolée.

$$h \geq \frac{A-a}{4} = \frac{170-35}{4} = 33,75 \text{ cm.} \Rightarrow \begin{cases} h = 50 \text{ cm.} \\ h_t = 55 \text{ cm.} \end{cases}$$

On utilise la méthode des bielles :

$$Q'_2 = 71,820 \text{ t} \Rightarrow A_x = A_y = \frac{Q'_2 (A-a)}{8 \bar{\sigma}_a h} = \frac{71820 (170-35)}{8 \times 2800 \times 50} = 8,66 \text{ cm}^2.$$

on choisit : $A = 8T12 = 9,04 \text{ cm}^2 \Rightarrow e = 22,5 \text{ cm.}$

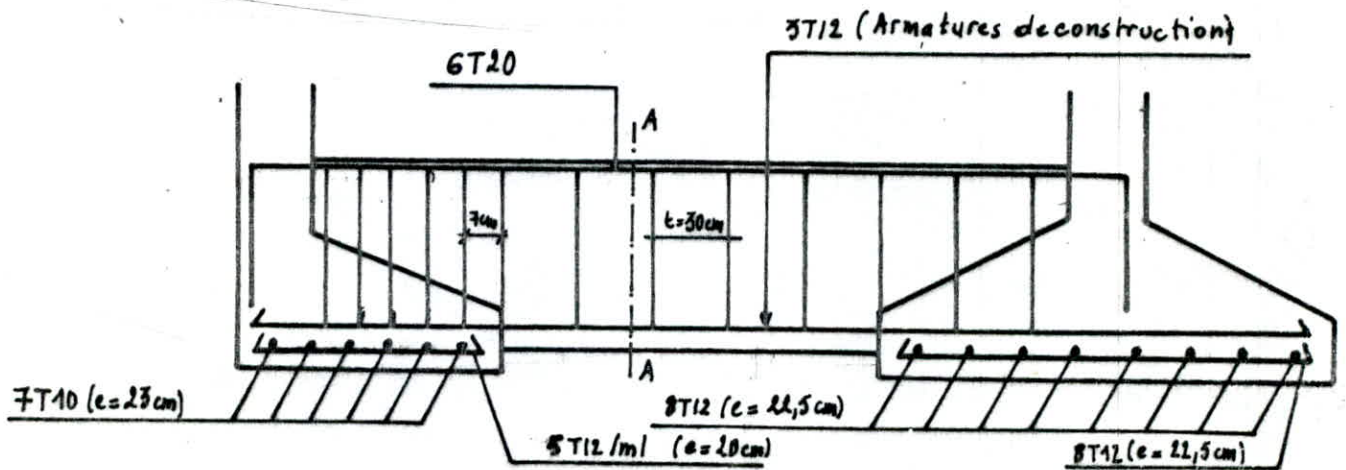
• Verification de l'adhérence :

$$\frac{\bar{\sigma}_d}{\bar{\sigma}_a} A = \frac{19,7}{2800} \times 170 = 1,20 \text{ cm} \leq \text{On met des crochets à } 45^\circ$$

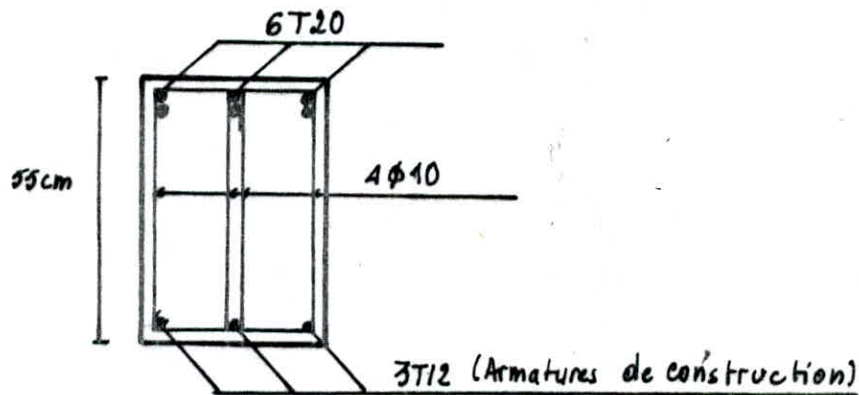
• Verification au poinçonnement :

$$h \geq 1,44 \sqrt{\frac{81832}{81}} = 46 \text{ cm} \rightarrow \text{Verifié.}$$

Schema de Ferrailage :



Coupe A-A :



• Semelle isolée : B12

Sous SP1 : $N = 27,049 \text{ t}$
 $M = 0,971 \text{ tm}$

Sous SP2 : $N = 28,424 \text{ t}$
 $(G+P+S)$ $M = 7,062 \text{ t}$
 $e_0 = 25 \text{ cm}$

Sous SP2 : $N = 20,119 \text{ t}$
 $(0,86+S)$ $M = 5,549 \text{ tm}$
 $e_0 = 28 \text{ cm}$

Même procédé que précédemment.

Sous SP1 $\Rightarrow A = B = 115 \text{ cm}$.

Sous SP2 : La stabilité nous impose $A \geq 4e_0 = 4 \times 28 = 112 \text{ cm}$.

La vérification des contraintes nous impose : $B \geq \frac{2N_2}{3(\frac{A}{2} - e_2)1,5\bar{\sigma}_s}$

d'où la semelle aura pour dimensions $A = B = 135 \text{ cm}$
 car les dimensions du poteau sont : $a = b = 35 \text{ cm}$.

$h \geq \frac{A-a}{4} = 25 \text{ cm}$ on prend $h = 30 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 35 \text{ cm}$.

$\phi = 1,6 \text{ cm} \Rightarrow e = 6\phi + 6 = 16 \text{ cm}$.

d'où en tenant compte des pds des terres et de la semelle la charge totale sera :

$N = 31,732 \text{ t}$.

les contraintes σ_1 et σ_2 seront : $\sigma_1 = 1,98 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_2 = 1,50 \text{ kg/cm}^2$.

d'où : $\sigma(N/A) = 1,86 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s$

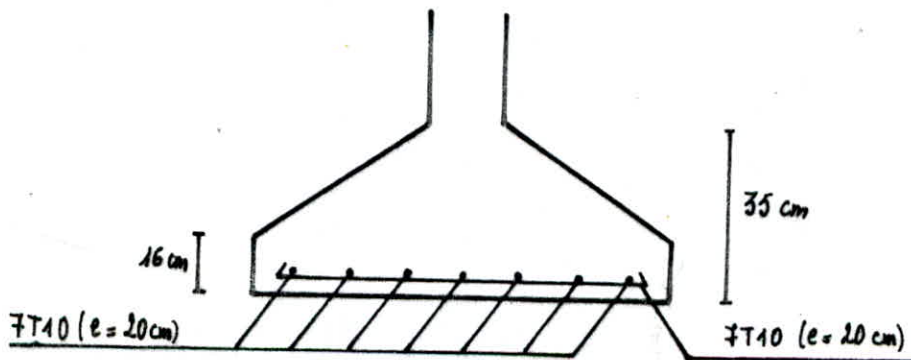
la nouvelle charge sera : $Q' = \sigma(N/A) \cdot A^2 = 33,899 \text{ t}$.

• Vérification au poinçonnement : $h \geq 1,44 \sqrt{\frac{33,899}{81}} = 29,5 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée.}$

• Ferrailage : On utilise la méthode des bielles. $A_x = A_y = \frac{Q'(A-a)}{8h\bar{\sigma}_a} = 5,02 \text{ cm}^2$

On choisit : $A = 7T10 = 5,49 \text{ cm}^2 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$.

• Adhérence : $\frac{\bar{\sigma}_d}{\bar{\sigma}_a} A = 0,95 \text{ cm} < \phi \Rightarrow \text{On met des crochets.}$



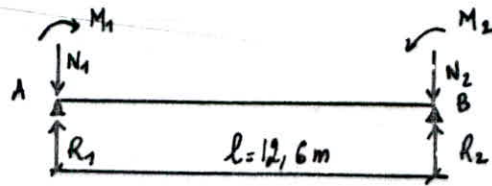
2. Semelle avec poutre sous poteau C15

Sous SP1 : $N = 26,912 \text{ t}$
 $M = 20,485 \text{ tm}$

dans le sens transversal.
 $a = 60 \text{ cm}$; $b = 50 \text{ cm}$.

Prédimensionnement :

schéma statique :



$$\sum M/B = 0 \Rightarrow M_1 - M_2 - N_1 l + R_1 l = 0 \Rightarrow R_1 = N_1 + \frac{M_2 - M_1}{l}$$

or sous SP1, $M_1 = M_2$

d'où : $R_1 = N_1$ or $R_1 = A \cdot B \cdot \bar{\sigma}_s \Rightarrow A \cdot B \cdot \bar{\sigma}_s = N_1$.

et en plus : $\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow B = A \cdot \frac{b}{a}$.

d'où : $A^2 \cdot \frac{b}{a} \cdot \bar{\sigma}_s = N_1 \Rightarrow A = \sqrt{\frac{N_1 a}{\bar{\sigma}_s \cdot b}}$ ce qui nous donne : $A = 120 \text{ cm}$
 $B = 100 \text{ cm}$.

Sous SP2 : on trouve les dimensions suivantes : $A = 100 \text{ cm}$ qui sont petites.
 $B = 85 \text{ cm}$

Dans l'autre sens c-à-d transversal la semelle travaille comme une semelle isolée
 les efforts sont :

sous SP1 : $N = 26,912 \text{ t}$
 $M = 0,010 \text{ tm}$

sous SP2 : $N = 20,582 \text{ t}$
 $M = 7,679 \text{ tm}$
 $e_2 = 0,37 \text{ cm}$

sous SP2 : $N = 28,616 \text{ t}$
 $M = 9,197 \text{ tm}$
 $e_2 = 0,32 \text{ cm}$

la vérification de la stabilité nous impose :

$$B \geq 4e_2 = 4 \times 37 \Rightarrow B = 150 \text{ cm} \Rightarrow A = 180 \text{ cm}$$

la vérification des contraintes nous impose : $A \geq \frac{2N_2}{3\left(\frac{B}{2} - e_2\right) 1,5 \bar{\sigma}_s}$

d'où $A \geq 134 \text{ cm} \rightarrow$ vérifiée.

d'où les dimensions de la semelle C15 sont : $A = 180 \text{ cm}$
 $B = 150 \text{ cm}$
 $h_t = 50 \text{ cm}$

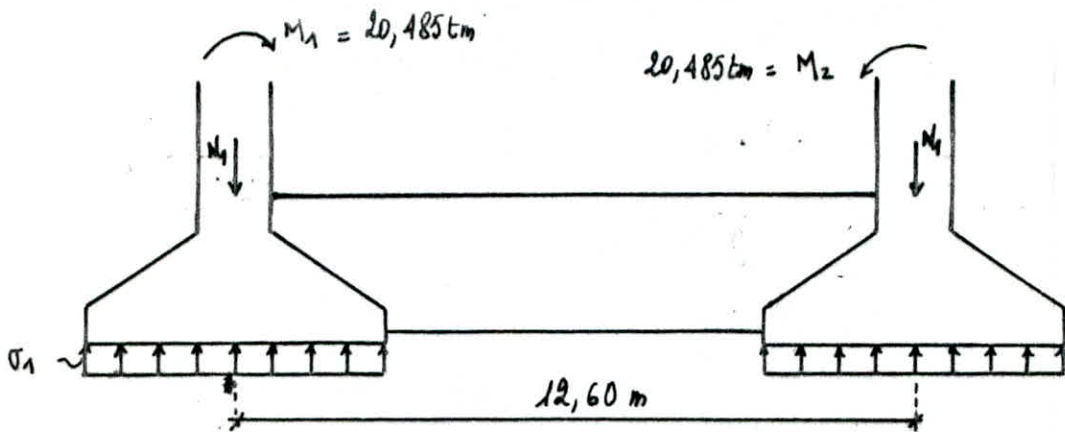
Détermination des efforts M et T dans la poutre :

N.B : les calculs ont donné des efforts max sous SP1.

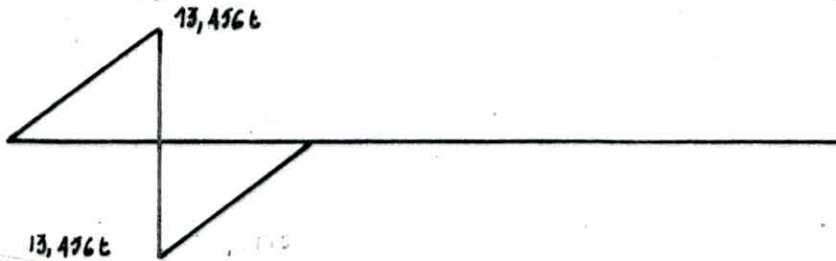
soient : $N_1 = 26,912 \text{ t}$; $M_1 = 20,485 \text{ tm}$

$$\sigma_1 = R_1/A_1 = 26,912/1,80 \Rightarrow \sigma_1 = 14,951 \text{ t/ml}$$

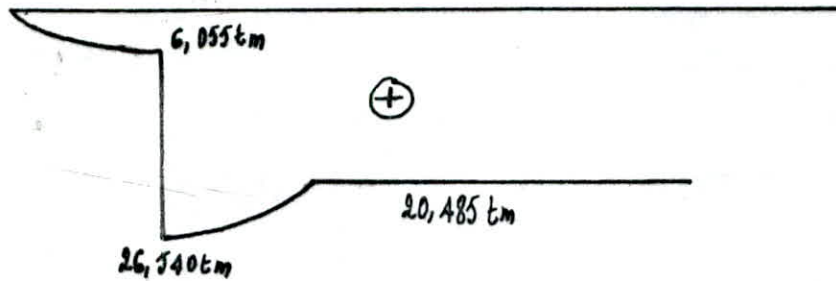
Même procédé que pour la semelle excentrée GD et FD on obtient les diagrammes M et T suivants :



(T)



(M)



d'où les efforts max sont : $M^{\max} = 26,540 \text{ tm}$
 $T^{\max} = 13,456 \text{ t}$

- Dimensionnement de la poutre
 le dimensionnement se fera en respectant les 03 conditions suivantes :

1. Rigidité : $\frac{l}{10} \leq h_t \leq \frac{l}{7} \Rightarrow h_t = 130 \text{ cm}$. ($b = 50 \text{ cm}$).

2. Coffrage : $h \geq \left(\frac{2M_{\max}}{\sigma'_b \cdot \alpha \cdot \gamma \cdot b} \right)^{1/2} \Rightarrow h_t = 45 \text{ cm}$.

3. cisaillement : $h \geq \frac{8T}{7b_0 \cdot \bar{\sigma}_b} \Rightarrow h_t = 20 \text{ cm}$.

d'où les dimensions de la poutre sont : $h_t = 130 \text{ cm}$
 $b = 50 \text{ cm}$.

- Ferrailage de la poutre : (M.^eP. CHARON).

$\mu = 0,0482$ ($h = 125 \text{ cm}$) $\rightarrow E_F = 0,9405$ $K = 69 \rightarrow \sigma'_b = 41 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' =$

$$\text{d'où } A = \frac{26,540 \times 10^5}{2800 \times 0,9405 \times 125} = 8,06 \text{ cm}^2.$$

or le minimum prescrit par le RPA 81 est : $A = 0,003 b h_t$ (0,3% $b h_t$).

$$A = 19,5 \text{ cm}^2.$$

d'où on prend : $A = 7T20 = 21,89 \text{ cm}^2$.

• Verifications :

1. Contraintes :

$$\tilde{w}_f = 0,850 \text{ (} h = 125 \text{ cm)} \Rightarrow \mu' = 0,1252 ; K = 99,4 \quad \text{d'où : } \begin{aligned} \sigma'_b &= 27,10 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \\ \sigma_a &= 1069 < \bar{\sigma}_a \end{aligned}$$

2. Fissuration :

$$\tilde{w}_f = 0,0219 \Rightarrow \begin{aligned} \sigma_1 &= 2155 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 &= 2200 \text{ " } \end{aligned} \Rightarrow \max(\sigma_1, \sigma_2) < \bar{\sigma}_a \rightarrow \text{NON Verifiée}$$

d'où la nouvelle contrainte admissible de l'acier sera : $\bar{\sigma}_a = 2200 \text{ kg/cm}^2$.

La nouvelle section d'acier sera : $A = 10,34 \text{ cm}^2$ or $A^{\text{min}} = 19,5 \text{ cm}^2$.

$$\text{d'où : } A = 7T20 = 21,89 \text{ cm}^2. \Rightarrow \tilde{w}_f = 0,0219 \Rightarrow \begin{aligned} \sigma_1 &= 2155 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 &= 2200 \text{ " } \end{aligned} \geq \bar{\sigma}_a \rightarrow \text{Verifiée.}$$

3. Verifications d'appuis :

$$\frac{1}{\bar{\sigma}_a} \left(T + \frac{M}{l} \right) = \frac{1}{2200} \left(13,456 - \frac{6,055}{7,8 \times 125} \right) \times 10^3 = 3,60 \text{ cm}^2 < 21,89 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Verifiée.}$$

Armatures transversales :

On prévoira 2 espacements l'un pour $T = 13,456 \text{ t}$ et l'autre pour $T = 2,032 \text{ t}$ (SP2).

1. $T = 13,456 \text{ t}$

$$\tau_b = \frac{13,456 \cdot 10^3}{50 \cdot 7,8 \cdot 125} = 2,46 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 24,5 \text{ kg/cm}^2 \quad (\tau_b' < \bar{\sigma}'_b).$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \left(1 - \frac{\tau_b}{9 \times 7} \right) \bar{\sigma}_{em} = 2306 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{pas de reprise de betonnage})$$

on choisit : 2 Cadres et 1 etriers en $\phi 8 \Rightarrow A_t = 6 \phi 8 = 3,01 \text{ cm}^2$.

$$\text{d'où l'espacement : } t = \frac{A_t \cdot 7 \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = 56 \text{ cm.}$$

$$\bar{E} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2 h \\ (1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}) h \end{array} \right. \Rightarrow \bar{E} = 119 \text{ cm.}$$

On choisit : $t = 20 \text{ cm}$ en respectant la condition du RPA 81 : $A_t^{\text{min}} = 0,003 b t = 3 \text{ cm}^2 < A_t$.

$$2. T = 2,032 \text{ t. (SP2).}$$

$$\sigma_b = \frac{2032}{50 \cdot 7/8 \cdot 125} = 0,37 \text{ kg/cm}^2 < 3,5 \times 1,5 \bar{\sigma}_b = 36,75 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{on prend : } A_t = 6 \phi 8 = 3,01 \text{ cm}^2.$$

$$\text{d'où : } t = 388 \text{ cm.}$$

$$\text{or : } \bar{E} = 123 \text{ cm.}$$

On choisit : $t = 20 \text{ cm}$ en respectant la condition du RPA 81 : $A_t^{\text{MIN}} = 0,003 b t = 3 \text{ cm}^2 < 3,01 \text{ cm}^2$

donc en conclusion on prend un espacement $t = 20 \text{ cm}$ le long de la poutre.

• Ferrailage de la semelle C15 :

la nouvelle charge en tenant compte du poids propre de la semelle, du poids des terres est : $Q' = 33,563 \text{ t.}$

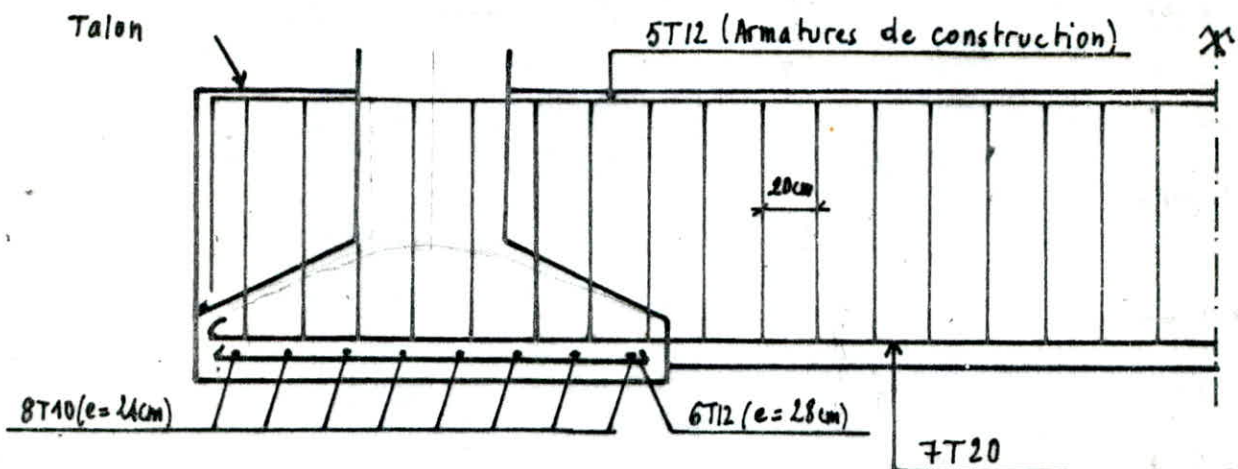
$$\text{Verification au poinçonnement} \Rightarrow h \geq 1,44 \sqrt{\frac{33563}{81}} = 29,13 \text{ cm} \rightarrow \text{Verifié.}$$

On ferraille en utilisant la méthode des bielles :

$$A_x = \frac{Q'(A-a)}{8h\bar{\sigma}_a} = \frac{33563(180-60)}{8 \times 45 \times 2800} = 3,99 \text{ cm}^2 \quad \text{on choisit : } A = 6T12 = 6,78 \text{ cm}^2 \text{ avec } e = 28 \text{ cm.}$$

$$A_y = \frac{Q'(B-b)}{8h\bar{\sigma}_a} = \frac{33563(150-50)}{8 \times 45 \times 2800} = 3,33 \text{ cm}^2 \quad \text{on choisit : } A = 8T10 = 6,28 \text{ cm}^2 \text{ avec } e = 24 \text{ cm.}$$

Verification de l'adhérence : $\frac{\bar{\sigma}_d}{\bar{\sigma}_a} B = \frac{19,7}{2800} \cdot 150 = 1,1 \text{ cm} > \phi \Rightarrow \text{on met pas de crochet.}$



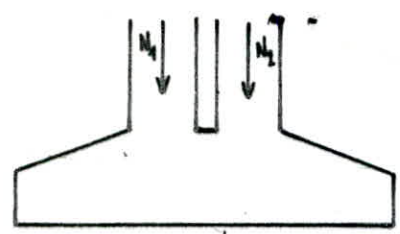
3. Semelle sous 2 poteaux :

ceci est dû à l'existence du joint de dilatation. il s'agit des poteaux B11 (BLOC A) et de H10 (BLOC B).

les efforts dans ces deux poteaux sont :

• B11 :	sous SP1	$N = 15,814t$ $M = 0,971tm$	sous SP2 :	$N = 12,655t$ $(0,86 + SF) \quad M = 5,549tm$	sous SP2 :	$N = 17,487t$ $M = 7,062tm$
• H10 :		$N = 42,543t$ $M = 0,244tm$		$N = 41,877t$ $M = 5,549t$		$N = 61,958t$ $M = 10,795tm$

le principe de calcul est le suivant :



- On calcule le point d'application de la résultante : $x = \frac{\sum x_i N_i}{\sum N_i}$
- le moment dû à l'excentricité est : $M_e = x(N_1 + N_2)$
- le moment total est : $M_t = M_1 + M_2 + M_e$
- la semelle sera considérée comme semelle isolée. le poteau aura pour dimension $a = 2 \times 35 = 70cm$ et $b = 35cm$.

d'où on obtient les effort suivants :

sous SP1 :	$N = 58,357t$ $M = 17,358tm$ $e_1 = 0,30m$	sous SP2 :	$N = 54,532t$ $(0,86 + SF) \quad M = 28,767tm$ $e_2 = 0,53m$	sous SP2 :	$N = 79,445t$ $M = 38,318tm$ $e_2 = 0,48m$
------------	--	------------	--	------------	--

En tenant compte de la stabilité et de la vérification des contraintes on obtient :

$A = 300cm$
 $B = 150cm$ ⇒ d'où Q (sous SP1) = $70,974t$ en tenant compte des pds des terres et de la semelle. (avec $h_2 = 25cm$).
 $h_t = 65cm$

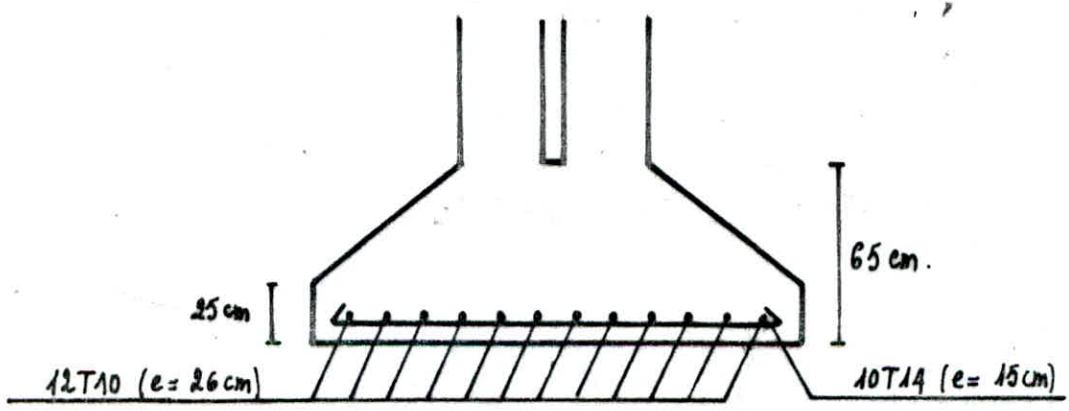
d'où $\sigma_{1,2} = \frac{70974}{300 \times 150} \pm \frac{6 \times 17,358 \cdot 10^5}{150 \times 300^2} \Rightarrow \sigma_1 = 2,35 kg/cm^2 \Rightarrow \sigma(A/A) = 1,96 kg/cm^2 < \bar{\sigma}_s$
 $\sigma_2 = 0,81$

d'où : $Q' = \sigma(A/A) \cdot A \cdot B \Rightarrow Q' = 88,200t \Rightarrow$ poinçonnement : $h \geq 45cm \rightarrow$ Vérifié.

• Ferrailage de la semelle : (on utilise la méthode des bielles).

on trouve : $A_x = 15,09 cm^2 \Rightarrow A = 10T14$ avec $e = 15cm$ ($A = 15,39 cm^2$)
 $A_y = 7,55 cm^2 \Rightarrow A = 12T10$ " $e = 26cm$ ($A = 10,99 cm^2$)

Vérification de l'adhérence : $\frac{\sigma_{td}}{\sigma_a} \cdot A = 2,2cm > \phi \Rightarrow$ on ne met pas de crochets.
 $\frac{\sigma_{td}}{\sigma_a} \cdot B = 1,1cm < \phi \Rightarrow$ on met des crochets à 45° .



Evaluation des tassements :

Vu que l'on nous a fourni les essais pressiometriques, uniquement, réalisés tous les mètres à partir de 2m de profondeur, nous allons utiliser pour l'évaluation des tassements, la méthode de L. Menard exposée dans le livre écrit par PHILIPPONAT page 385.

Comme il s'agit, pour notre cas, d'un sol hétérogène nous allons utiliser la formule suivante pour le calcul du tassement s .

$$s = \frac{1,33}{3E_B} q R_0 \left(\lambda_2 \frac{R}{R_0} \right)^2 + \frac{\alpha}{4,5E_A} q \lambda_3 R.$$

où : q : contrainte appliquée par la semelle.

R : demi-largeur de la semelle.

R_0 : rayon de référence = 30 cm.

E : module pressiométrique du sol.

α : coefficient de structure du sol

λ_2 et λ_3 : coefficient de forme de la semelle.

$$E_A = E_1$$

$$E_B = \frac{4}{\frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85E_2} + \frac{1}{E_3/1,45} + \frac{1}{1,5E_4/1,18} + \frac{1}{1,5E_5/1,18}}$$

d'après les essais on a 3 valeurs du module pressiométrique.

$$E_1 = 170,9 \text{ kg/cm}^2 \quad E_A = 170,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_2 = 626,2 \text{ . } \Rightarrow$$

$$E_3 = 1579,3 \text{ . } \quad E_B = 478,30 \text{ kg/cm}^2.$$

On fera le calcul pour la semelle sous 2 poteaux (H10-811) :

$$B = 150 \text{ cm. ; } q = 1,96 \text{ kg/cm}^2 ; \lambda_2 = 1,53 ; \lambda_3 = 1,12$$

$$\alpha = 1/2 \text{ (sol peu fracturé)}.$$

d'où : $s = 0,80 \text{ cm.}$ or on a l'encastrement $\frac{h_e}{R} = \frac{150}{150} = 1$ donc on doit majorer ce tassement s de 10% d'où le nouveau tassement s_{act} .

$$s = 0,84 \text{ cm.}$$

Vu que l'on a pas de valeur limite s (tassement admissible) donc on ne peut comparer cette valeur.

LES LONGRINES

Les Longrines sont des poutres reliant les semelles entre elles au niveau de la base de celle-ci.

Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

- $\frac{N}{15}$ pour les terrains de consistance moyenne

- $\frac{N}{10}$ pour les terrains meubles.

où N est la force axiale du poteau en question

Le ferrailage minimum doit être $4\phi 12$ ou $4T12$ avec des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser 20 cm.

• Dans notre cas : $N_{max} = 81,832 \text{ t}$

La section de la longrine étant de $(45 \times 35) \text{ cm}$.

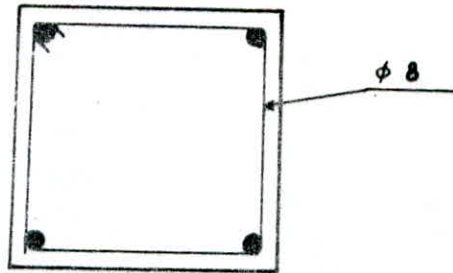
• En traction : $A_L = \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$

$$N = \frac{81,832}{15} = 5,455 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2.$$

→ $A_L = 1,95 \text{ cm}^2$ → on prend $4T12$ ($A = 4,52 \text{ cm}^2$)

Nous adopterons 1 cadre $\phi 8$; espacement : $e = 20 \text{ cm}$



coupe transversale

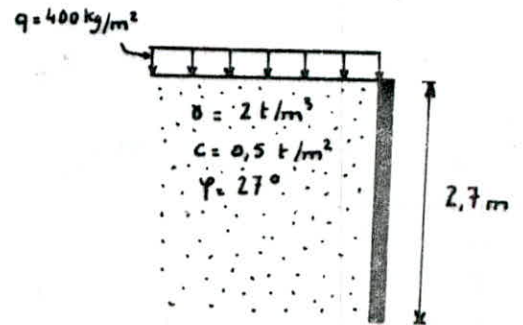
VOILE PERIPHERIQUE

82

Les ossatures au-dessous du niveau de base doivent comporter un voile peripherique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base en Zone II.

Dans notre cas le voile va ceinturer chaque bloc. Nous le calculerons comme une dalle qui s'appuie sur les poteaux, les poutres du R.D.C et encastrée dans la longrine.

En plus de la poussée de terres nous prenons en compte une surcharge éventuelle de 400 kg/m^2 .



La poussée des terres :

$$\sigma_2 = K_a (\gamma z + q)$$

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\gamma}{2}\right) = 0,375 \text{ (coeff. de poussée)}$$

$$\sigma(0) = 0,375 \times 400 = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma(H) = 0,375 \times (2000 \times 2,7 + 400) = 2175 \text{ kg/m}^2$$

pour le calcul nous prenons une charge uniforme : $p = 2175 \text{ kg/m}^2$.

moment entravé : $M_t = \frac{pL^2}{10} = 2175 \times \frac{2,7^2}{10} = 1585,6 \text{ kgm}$

$$\mu_t = \frac{15 M_t}{\sigma_0 b h^2} = \frac{15 \times 158560}{2800 \times 100 \times 15^2} = 0,0377 \rightarrow \epsilon = 0,9171 \rightarrow \kappa = 45,4$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_0 \cdot \epsilon h} = 4,116 \text{ cm}^2 ; A_{\min} = 0,002 b h_t = 3,4 \text{ cm}^2 \text{ donc } A_t > A_{\min}$$

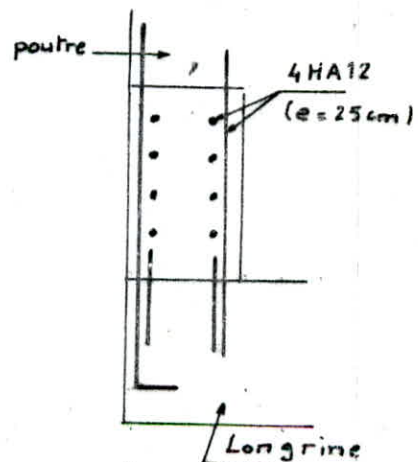
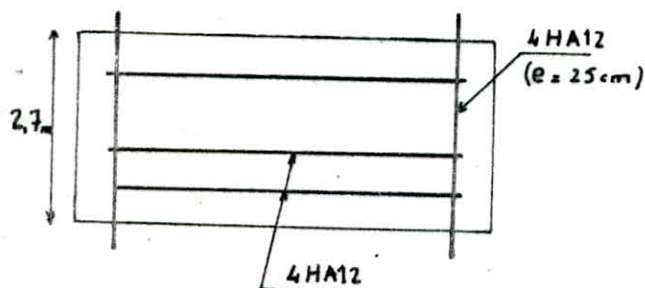
moment sur appui : $M_a = \frac{pL^2}{20} = 792,8 \text{ kgm} \rightarrow \mu_a = 0,0188 \rightarrow \epsilon = 0,9398 \rightarrow \kappa = 68$

$$A_a = 2,008 \text{ cm}^2 < A_{\min}$$

Nous adopterons pour les armatures verticales et horizontales $4 \text{ HA}12/\text{ml}$ armatures de repartition $\rightarrow \frac{1}{4} A_a = \frac{1}{4} A_t = 1,3 \text{ cm}^2 < A_{\min}$.

Nous placerons des equerres de renforcement dans les angles

La longueur de recouvrement est egal à $l_r = 50 \phi = 60 \text{ cm}$.



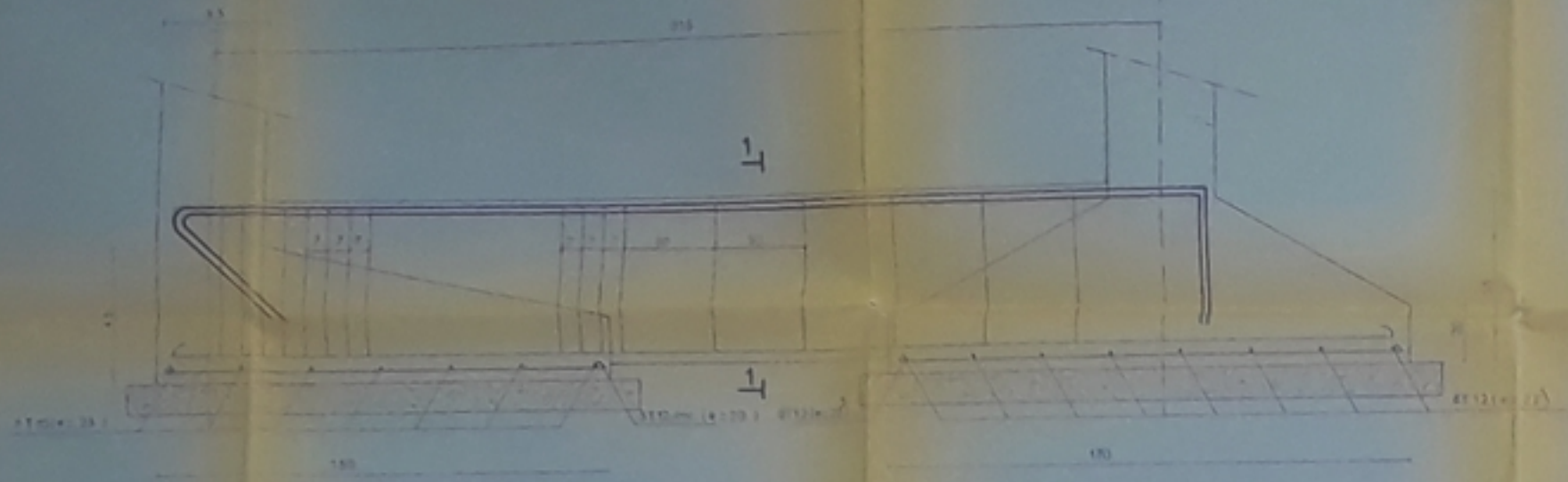
REMARQUES

1. les blocs A et B sont séparés par un joint de dilatation de 2,5 cm.
2. les dalles flottantes seront ferrillées forfaitairement. On adopte un treillis soudé $\phi 5$ mailles 15 cm x 15 cm.
3. les gradins de l'amphithéâtre seront ferrillés forfaitairement.
4. Il existe un joint sec entre la dalle flottante et la structure.
5. Dans les poutres de grandes hauteurs, il est nécessaire de prévoir des armatures intermédiaires longitudinales et transversales pour résorber les effets du retrait.
6. l'accès au bloc B se fera par les escaliers du bloc adjacent (R+3) qui ne figure pas dans notre étude.
7. On prévoira une couche de béton de propreté de 10 cm sous les semelles.
8. Pour les semelles de l'amphithéâtre, un premier calcul nous a donné des semelles isolées de $5m \times 4,20m \times 1,20m$ qui sont énormes. Alors nous avons opté pour une poutre dans le sens transversal qui va absorber les moments dus aux charges extérieures, en la supposant qu'elle forme avec les deux semelles un massif rigide. c'est à dire qu'il y a un encastrement parfait entre les semelles et la poutre.
9. On utilise des talons au niveau des semelles pour prolonger les armatures supérieures afin de mettre des étriers.

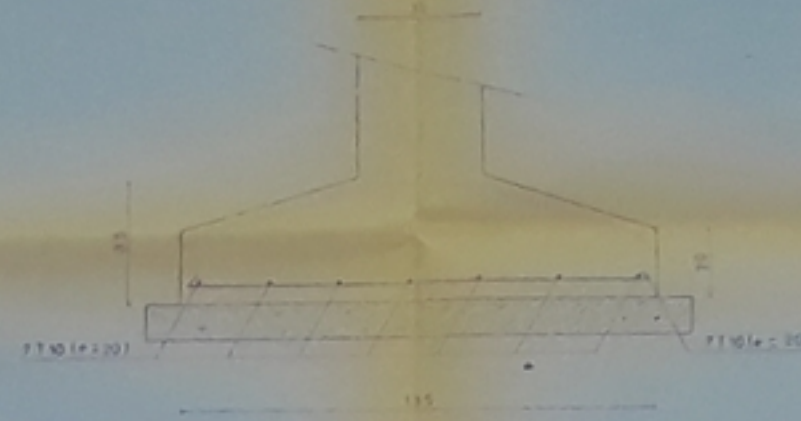
BIBLIOGRAPHIE

- Regles techniques C.C.B.A. 68
- Reglement parasismique Algerien . R.P.A 81. C.T.C
- Cours de béton III . BELAZOUGHI . E.N.P.A
- Calcul et verification des ouvrages en beton armé. "P.CHARON"
- Exercices resolus de beton armé. "P.CHARON"
- Conception et calcul des structures soumises aux (Seismes)
(conformement à la reglementation algerienne) R.P.A. 81
- Traité de beton armé Tome 4 "A.GUERRIN" . Ed. Dunod
- Aide mémoire de beton armé Ed. Dunod
- Aide mémoire R.D.M. Ed. Dunod.
- Mecanique des sols générale Cours Philliponnat Ed. 79

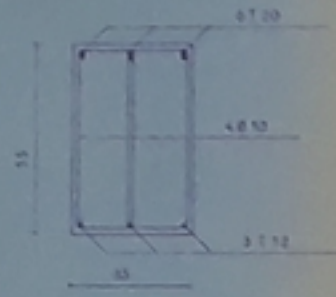
COUPE A-A (ECH: 1/10)



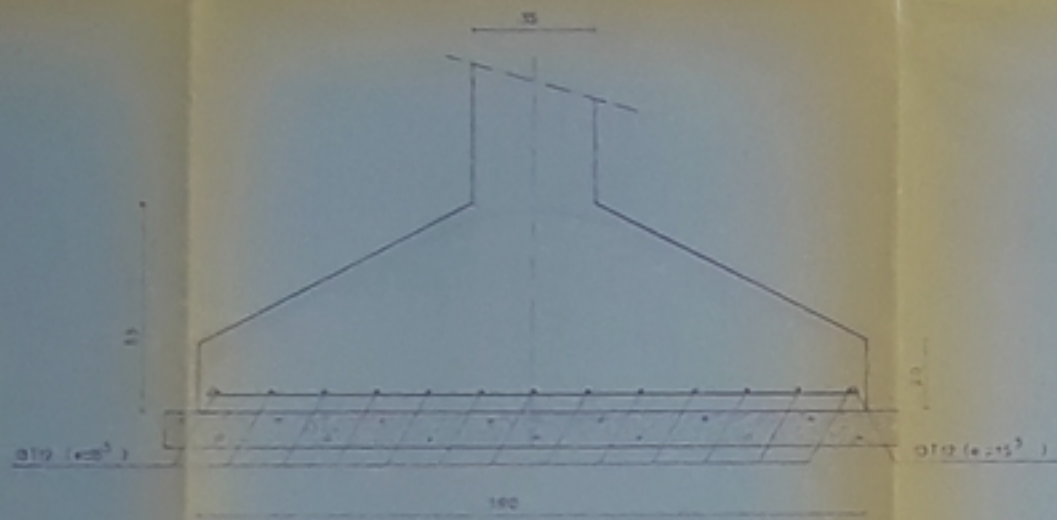
COUPE D-D (ECH: 1/10)



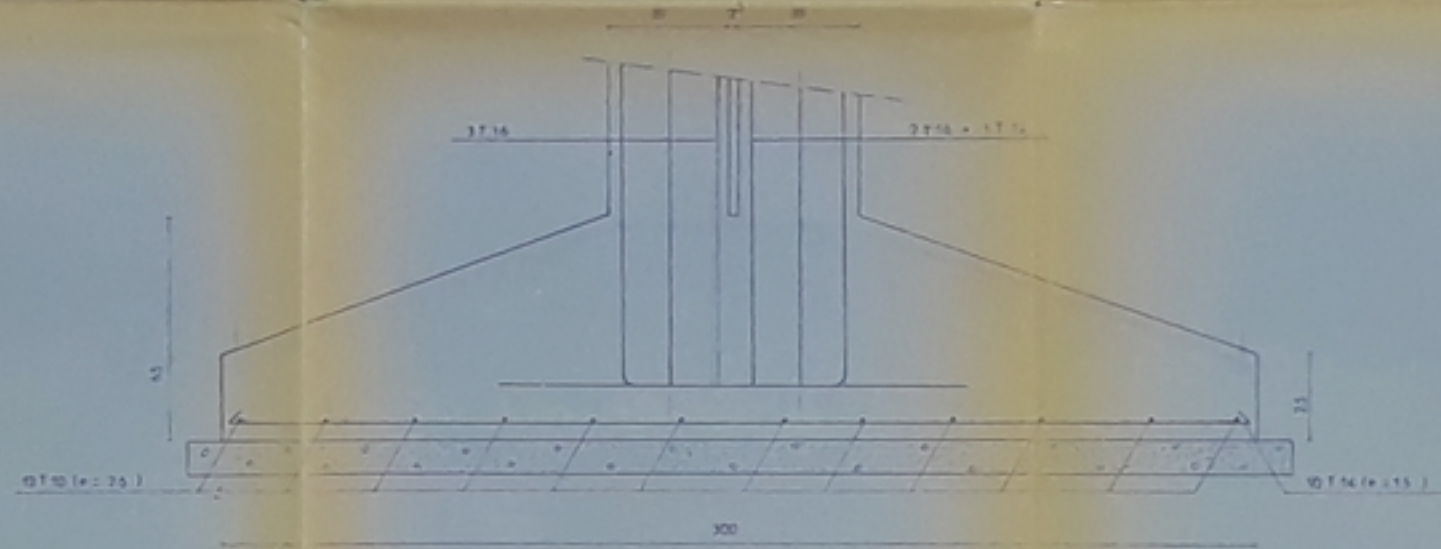
COUPE 1-1 (ECH 1/10)



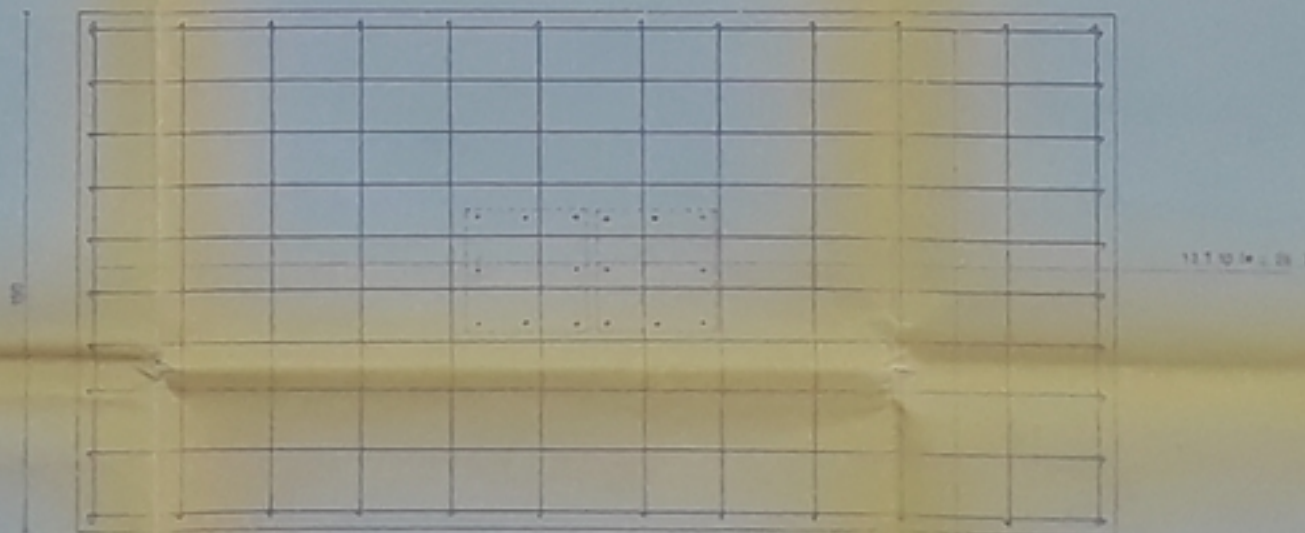
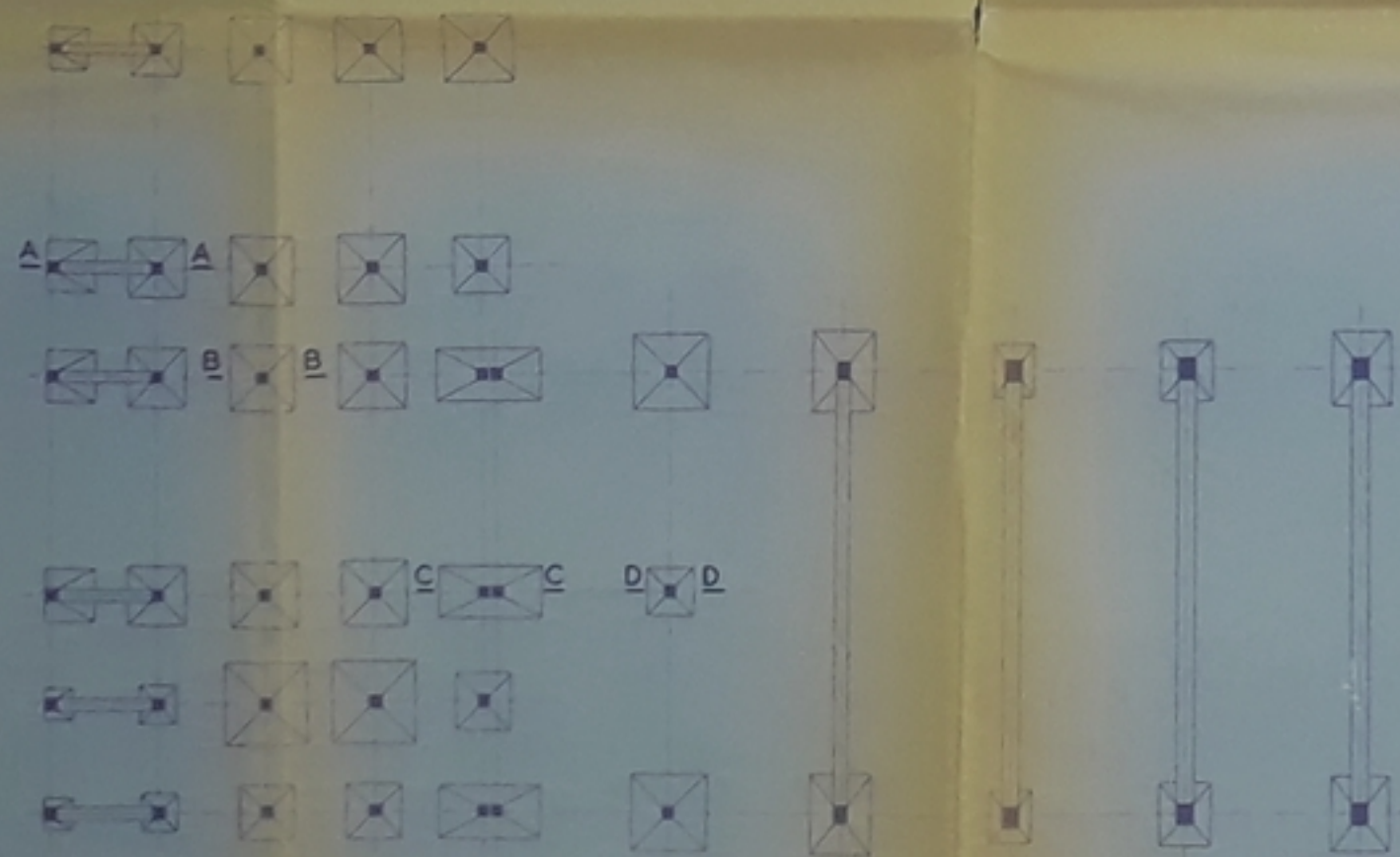
COUPE B-B (ECH: 1/10)



COUPE C-C (ECH: 1/10)

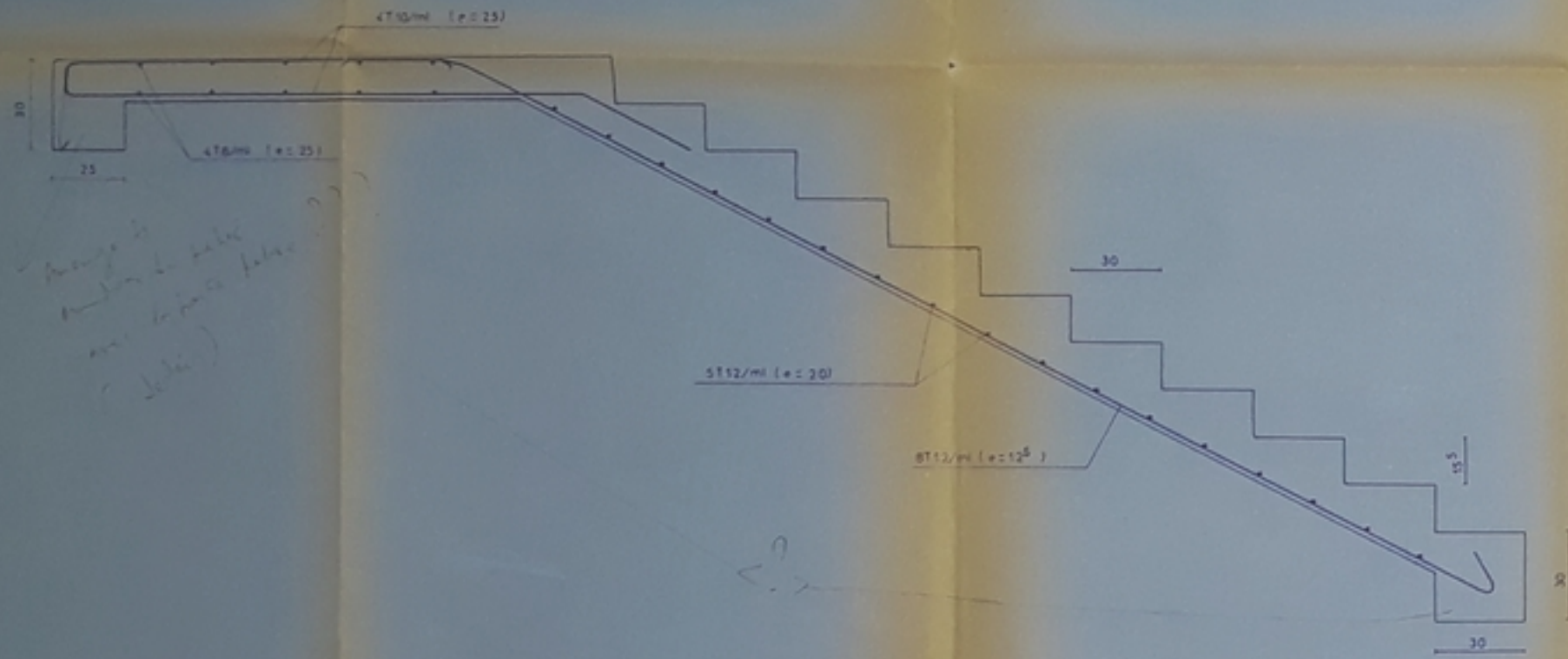


PLAN DE MASSE (FONDATIONS) (ECH: 1/100)

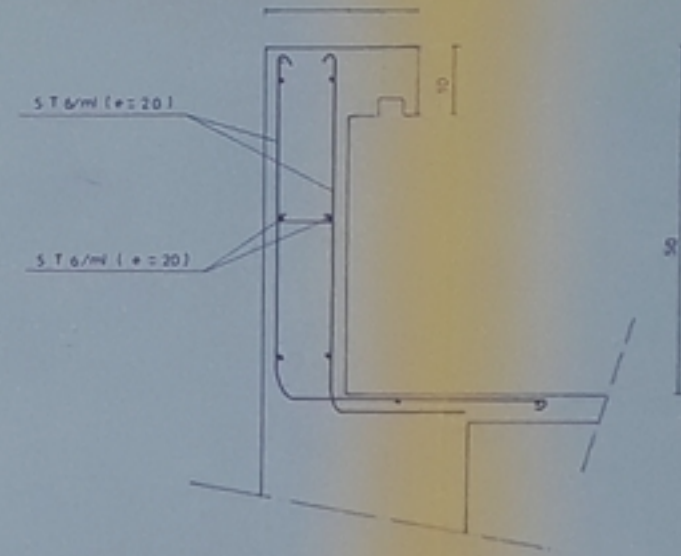


ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE	
TITRE FERRAILLAGE FONDATIONS	
ECHELLE 1/100 - 1/10	
ETUDE PAR	NOM
PROMOTION	ANNEE

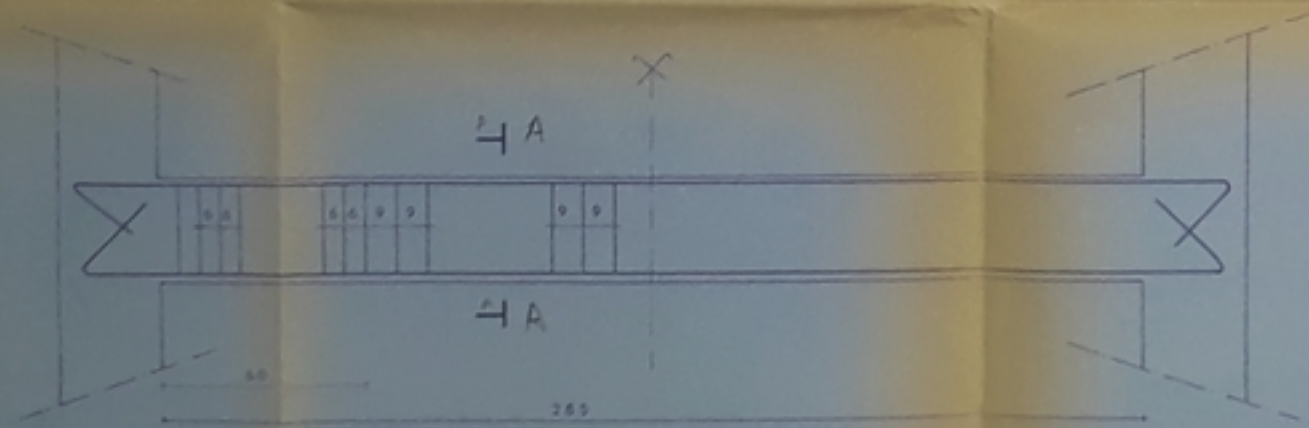
ESCALIERS (ECH: 1/10)



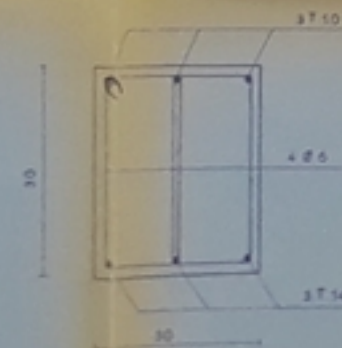
ACROTERE (ECH: 1/5)



POUTRE PALIERE (ECH: 1/10)



COUPE A-A (ECH: 1/5)

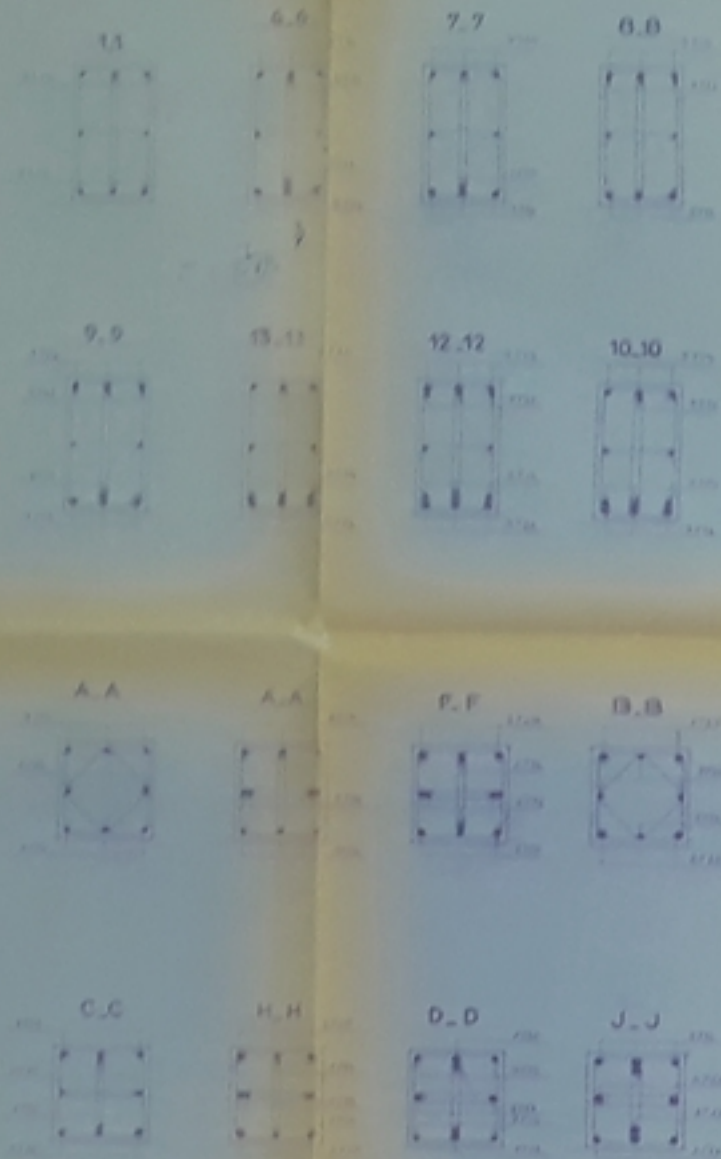


Remarque générale: Prévoir l'armature

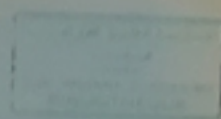
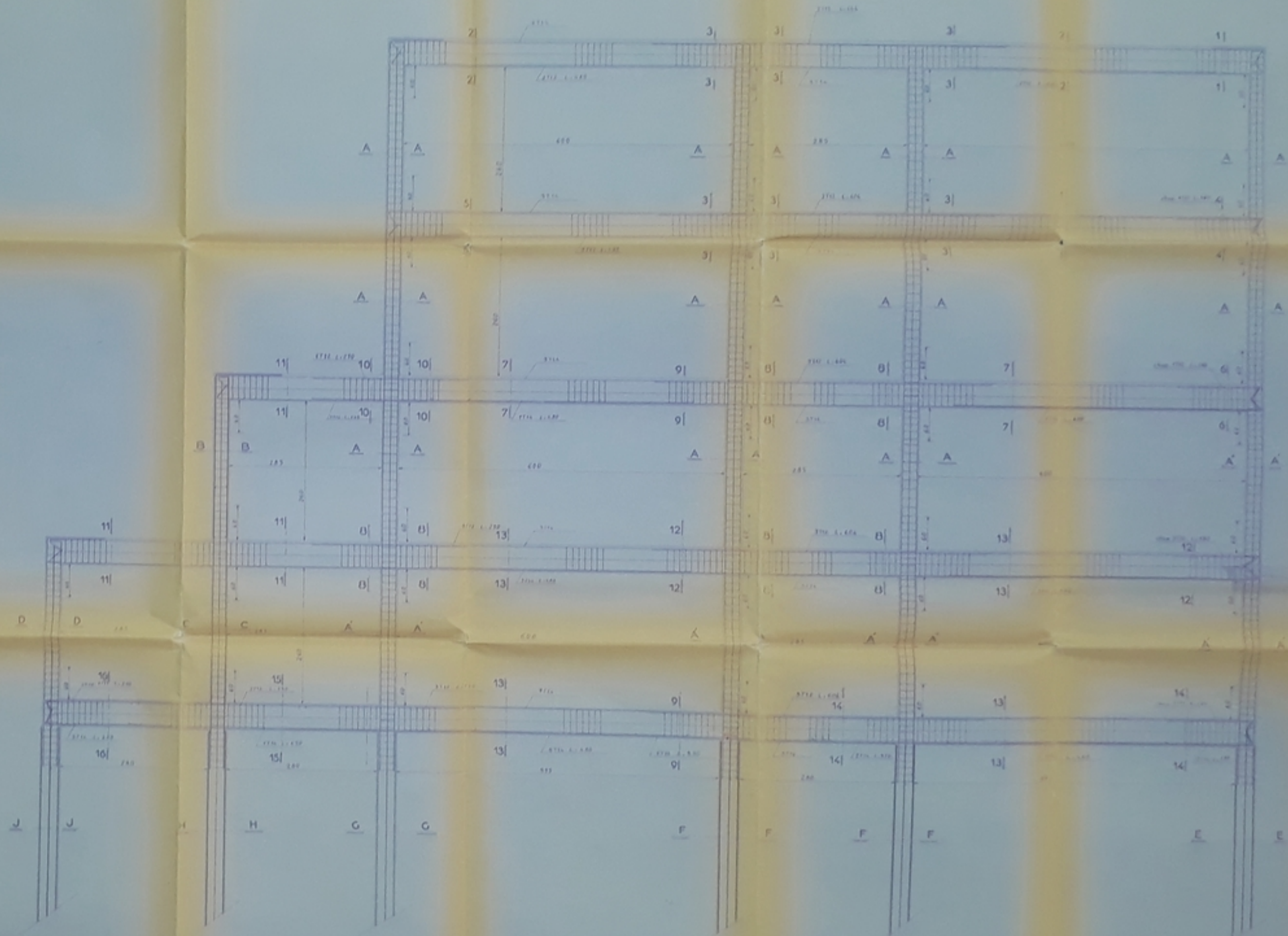
PD-6185
3

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE	
TITRE FERRAILLAGE DES ELEMENTS	
ECHELLE 1/10 1/5	
ETUDIE PAR : BENECHOU M M HADDAD S	
PROMOTION : Juin 05	

COMPES (ECH. 1/30)



PORTIQUE 7.7 (ECH. 1/25)



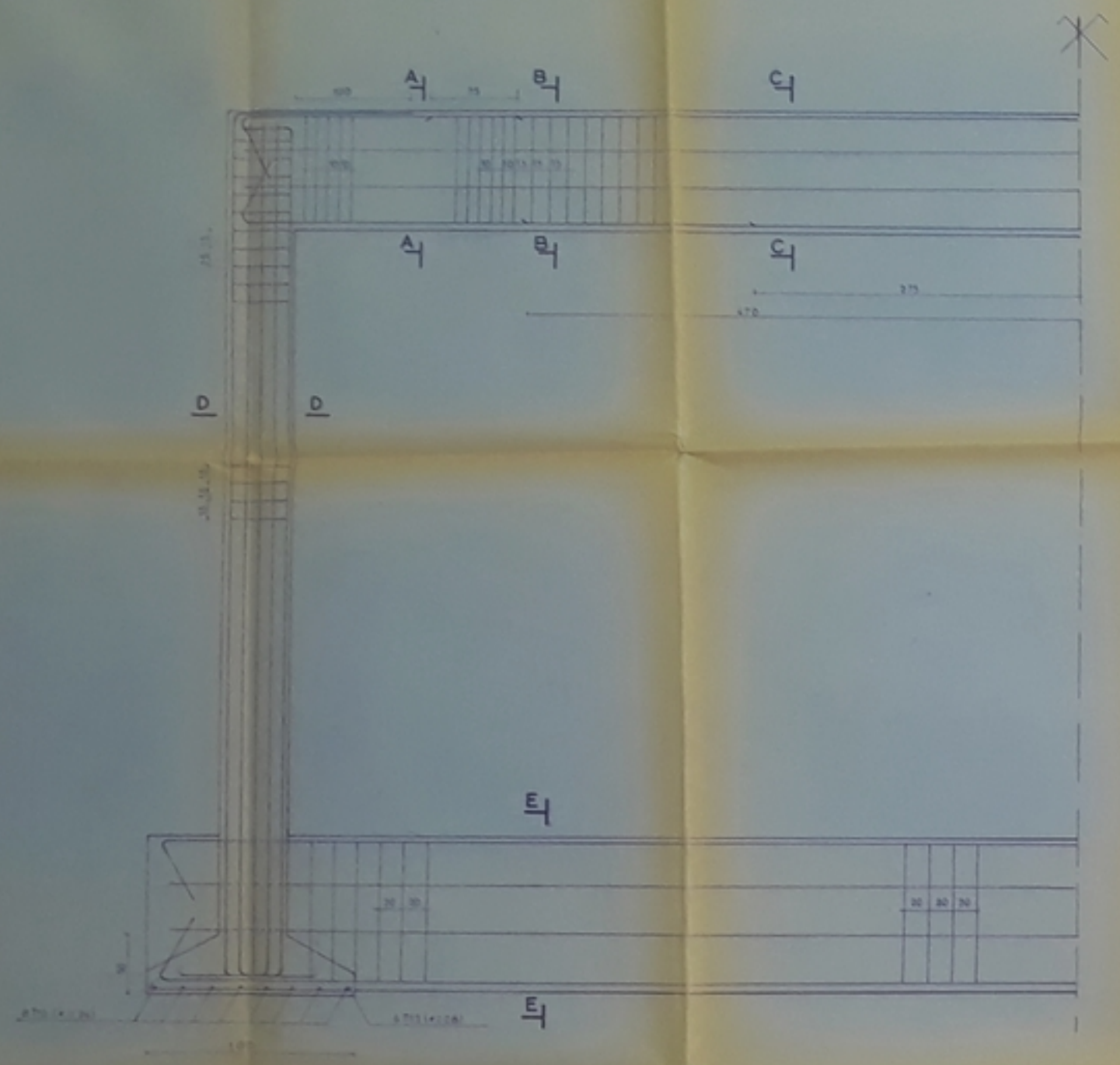
ECOLE NATIONALE
POLYTECHNIQUE

ETUDE DE FERRAILLAGE DU
PORTIQUE 7.7

ECHELLE 1/10 1/25

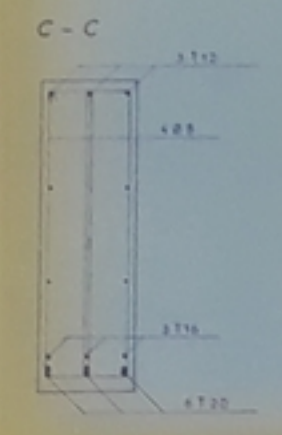
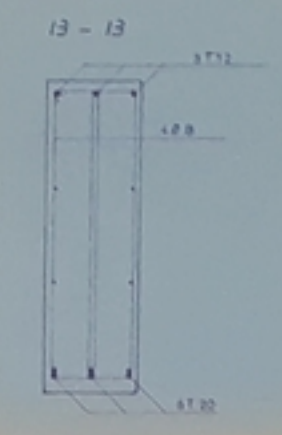
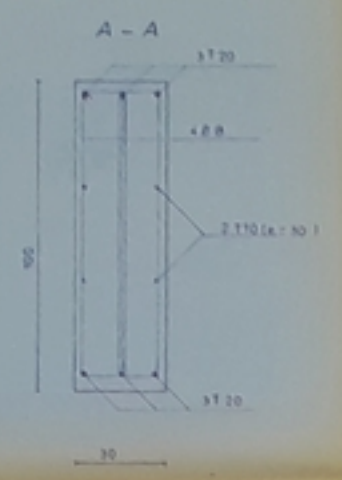
ETUDE PAR

INSCRIPTION

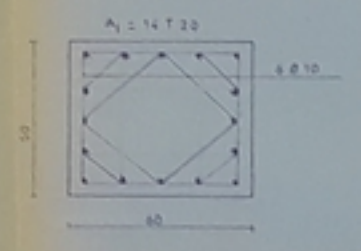


PORTIQUE TRANSVERSAL 15-15
 BLOC A
 ECH. 1/20

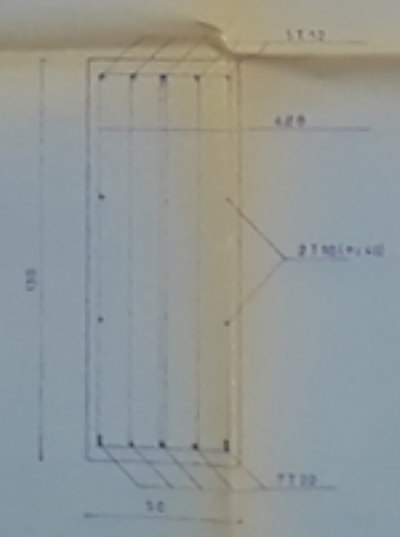
COUPES ECH 1/10



COUPE D-D ECH 1/10

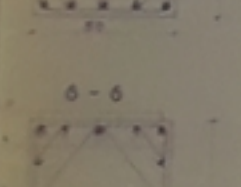
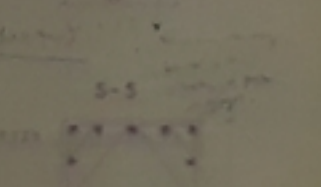
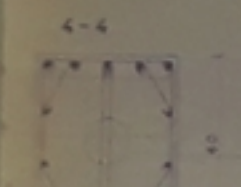
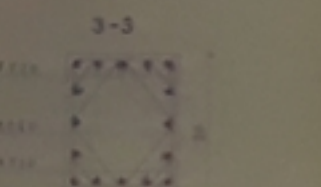
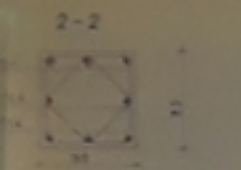
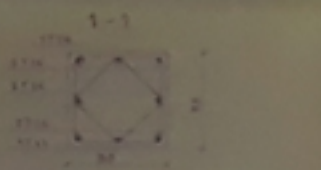
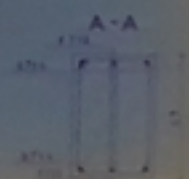


COUPE E-E ECH 1/10

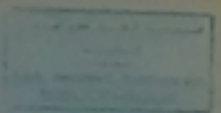
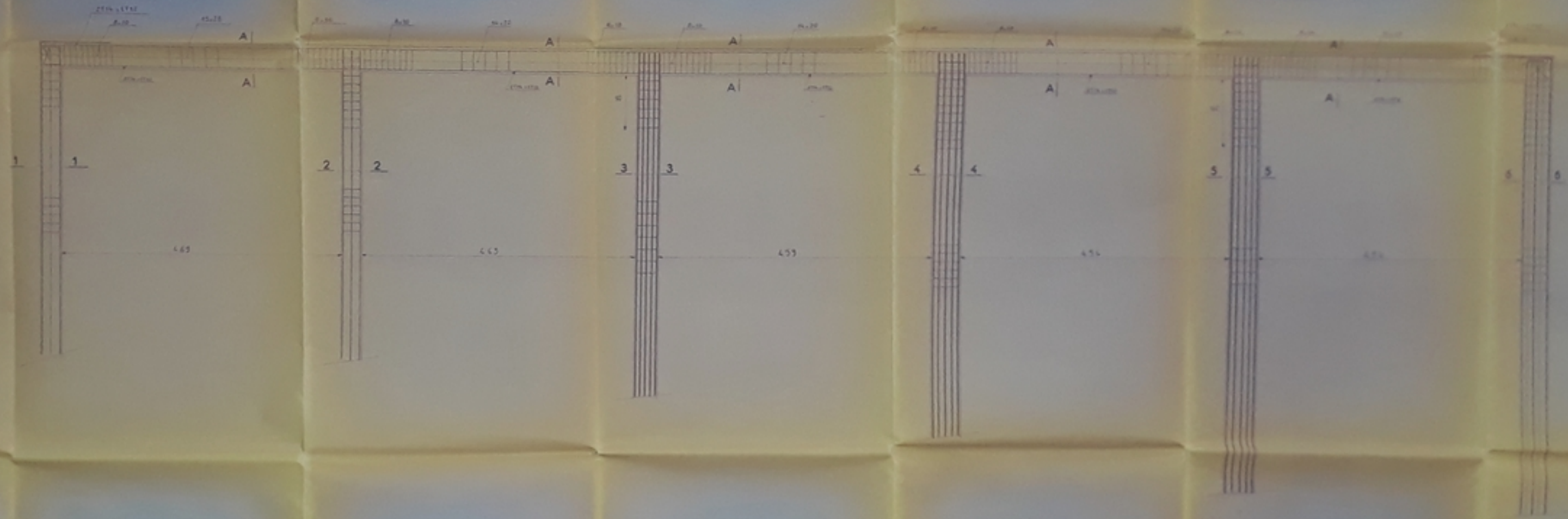


ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE	
TITRE FERRAILLAGE DU PORTIQUE 15-15	
ECHELLE 1/20 - 1/10	
ETUDE PAR	[Signature]
PROMOTION [Date]	

COUPES



PORTIQUE C-C



ÉCOLE NATIONALE
POLYTECHNIQUE

TITRE FERRAILLAGE DU
PORTIQUE C-C

ÉCHELLE 1/20

ÉTUDE PAR

PROFESSEUR

