

BREVET DE TECHNICIEN SUPERIEUR

TRAVAUX PUBLICS

EPREUVE E4 : ETUDE DES OUVRAGES
UNITÉ U41 : MECANIQUE DES STRUCTURES

Durée : 4 heures

Coefficient : 3

Calculatrice autorisée
Aucun document autorisé

Document(s) à rendre avec la copie : Rel

Dès que le sujet vous est remis, assurez-vous qu'il soit complet.
Le sujet comporte 17 pages.

Code sujet : TVE4MDS

Composition du dossier

Présentation : P0 à P2

Questions de Mécanique des structures : M1 à M6

Document réponse Re 1

Documents techniques :DT1 à DT5

Documents ressources : R1 à R6

Barème de correction

Etude 1	30	1.1	5
		1.2.1	5
		1.2.2	7
		1.3.1	12
		1.3.2	1
Etude 2	10	2.1	8
		2.2	2
Etude 3	50	3.1	1
		3.2.1	3
		3.2.2	8
		3.2.3	15
		3.3.1	5
		3.3.2	13
		3.3.3	5
Etude 4	10	4.	10
Total	100		100

Présentation générale

L'étude proposée porte sur un ouvrage hydraulique (OH4) construit dans le cadre de la réalisation de la rocade de Saintes.

L'OH4 permet à la rocade de franchir un canal. (doc P1)

L'OH4 est un pont dalle à 3 travées, avec précontrainte longitudinale.(doc P2)

Les appuis (piles et culées) sont fondés sur pieux. Le sol particulièrement médiocre au droit des culées est remplacé par du sable à l'intérieur de batardeaux.

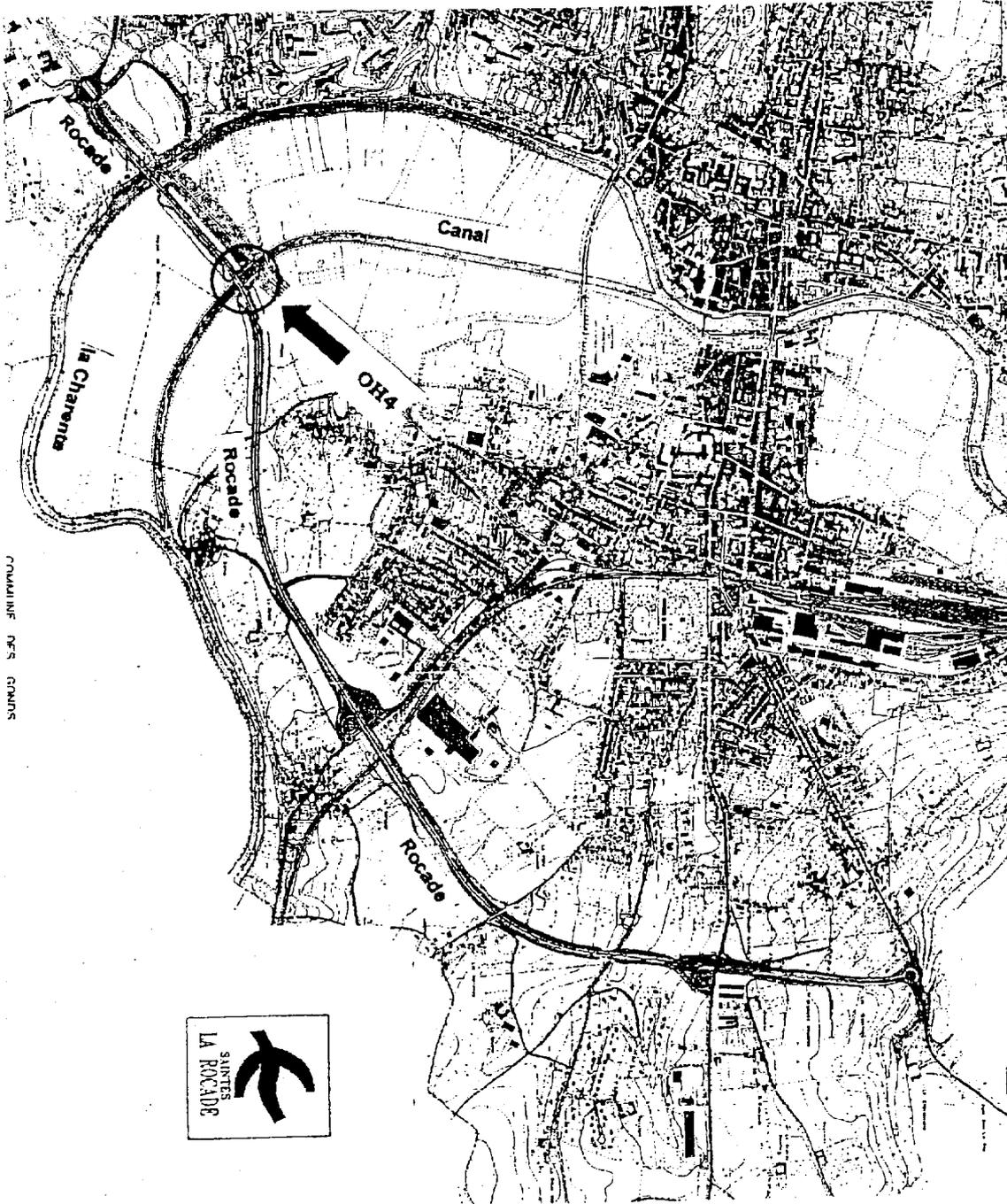
Phasage général des travaux de construction de l'OH4 (doc DT1):

- réalisation de batardeaux en palplanches (à l'emplacement des culées C1 et C4)
- substitution du sol à l'intérieur des batardeaux
- construction des appuis (2 culées et 2 piles)
- réalisation du tablier (doc DT1)
 - * tablier phase 1 coulé sur cintre avec palée provisoire
 - * tablier phase 2 coulé sur cintre avec palée provisoire
 - * tablier phase 3 : son coffrage est « suspendu aux tabliers phase 1 et 2 » au dessus du canal,
- mise en précontrainte (précontrainte longitudinale par post-tension)

Les questions de mécanique des structures portent sur :

- le coffrage et l'étalement du tablier (phase 1)
- le comportement du tablier phase 1 pendant la réalisation de la phase 3
- le batardeau de culée C1

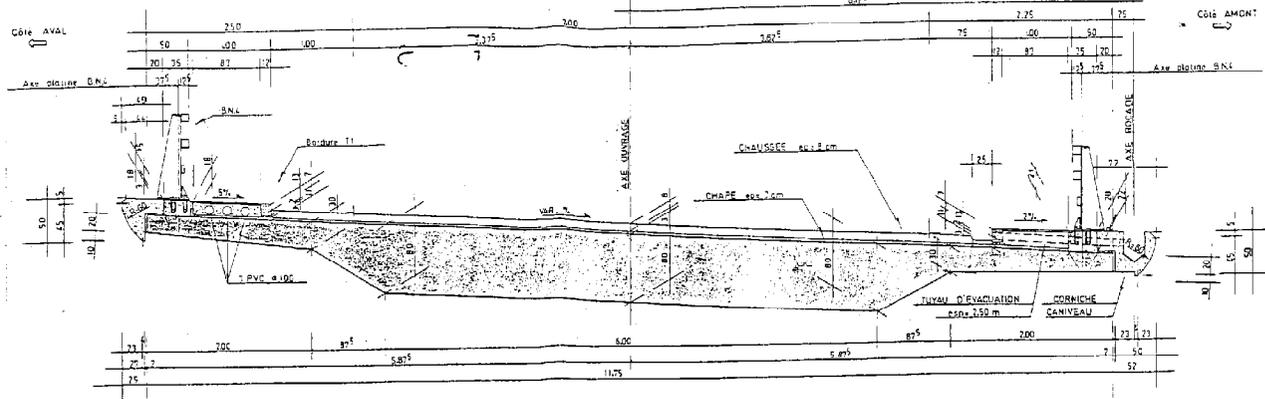
P0



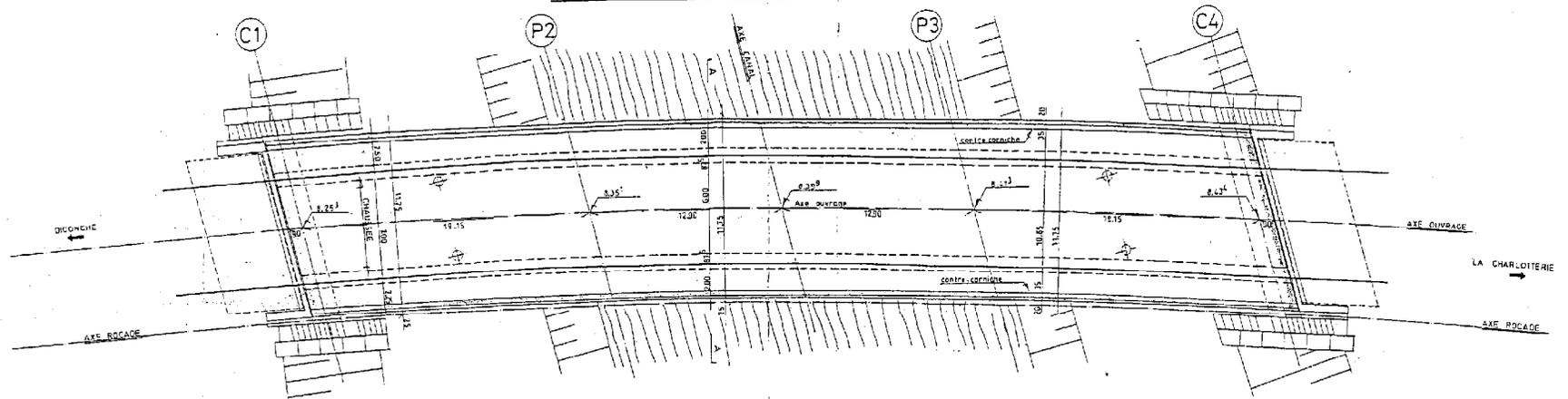
COMMUNE DES SAINTES

P1

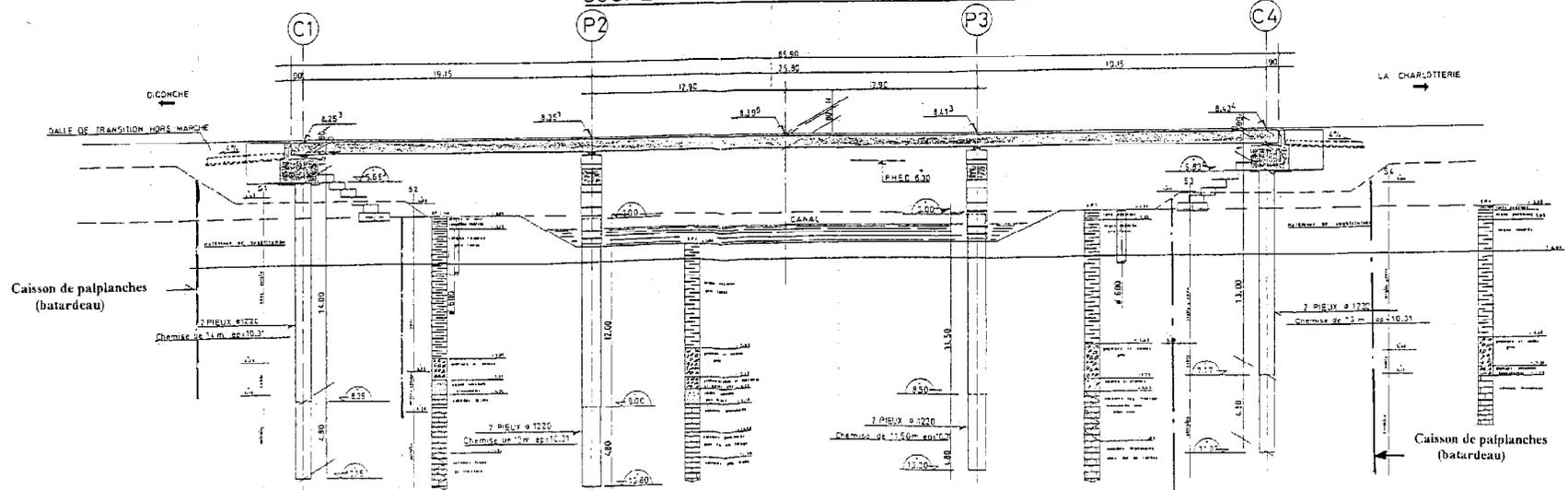
COUPE TRANSVERSALE DROITE A.A (échelle = 1/120)



VUE EN PLAN tablier brut (échelle = 1/200)



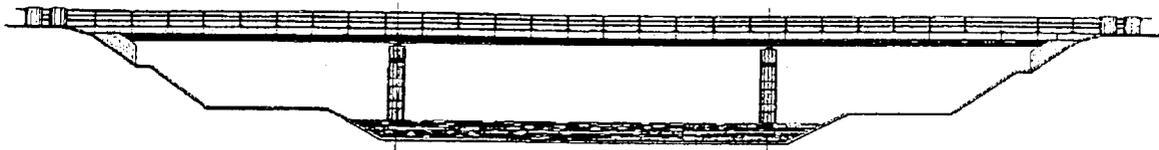
COUPE LONGITUDINALE DANS L'AXE DE L'OUVRAGE (échelle = 1/400)



P2

Questions de Mécanique des structures

(documents M1 à M6)



ETUDE N°1 : Coffrage du tablier - Phase1 - HEB 600

On s'intéresse aux profilés HEB 600 servant à l'étaieement du tablier (entre la palée provisoire et la pile P2) au cours de la **phase 1**. (doc. DT2)

Chaque profilé peut être modélisé à l'aide du schéma mécanique **fig 1** :

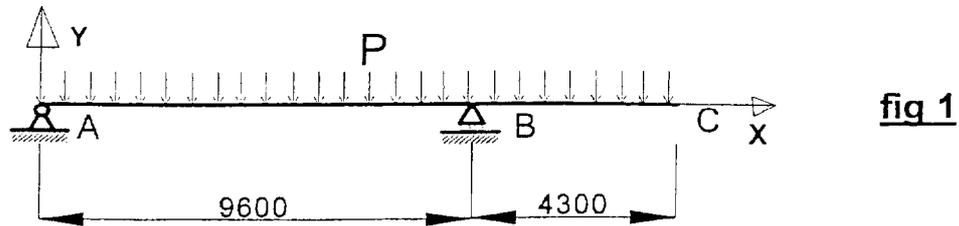


fig 1

Question 1.1 : Charge P

Compte tenu de la coupe transversale du tablier présentée dans la figure 2, le profilé le plus sollicité est le HEB 600 n°2, qui reprend une section moyenne de tablier égale à $1,86\text{m}^2$.

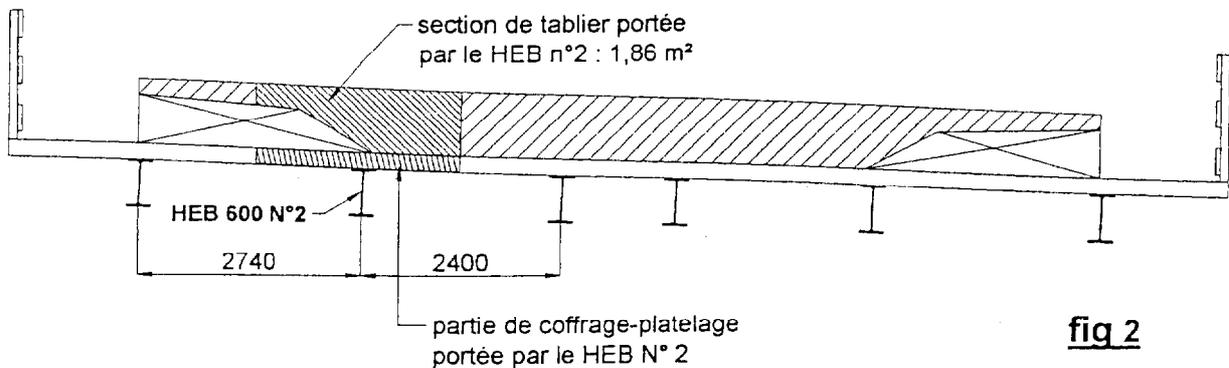


fig 2

1.1 - Montrer que la charge P à prendre en compte dans les calculs peut être arrondie à 52 kN/m .

(les calculs seront menés pour 1 m de longueur de tablier et sans pondérations)

Données complémentaires :

- coffrage-platelage : $0,5\text{ kN/m}^2$
- poids volumique du béton armé : 25 kN/m^3
- charges de chantier : $0,75\text{ kN/m}^2$
- poids propre du profilé : voir caractéristiques du profilé (doc. R1)

remarque : on considère que le profilé HEB 600 porte une largeur de $(\frac{2,74+2,40}{2})\text{m}$ de coffrage-platelage.

Questions 1.2 : Vérification de la résistance du profilé

L'étude des sollicitations le long du profilé a conduit aux équations suivantes :

		$x = 0$	$x = 9,6\text{ m}$	$x = 13,9\text{ m}$
N(x)	<i>KN</i>	0	0	0
V(x)	<i>KN</i>	$52.x - 200$		$- 52.(13,9 - x)$
M(x)	<i>KN.m</i>	$- 26.x^2 + 200.x$		$- 26 (13,9 - x)^2$

M1

L'allure des diagrammes d'effort tranchant et de moment de flexion est donnée fig 3 :

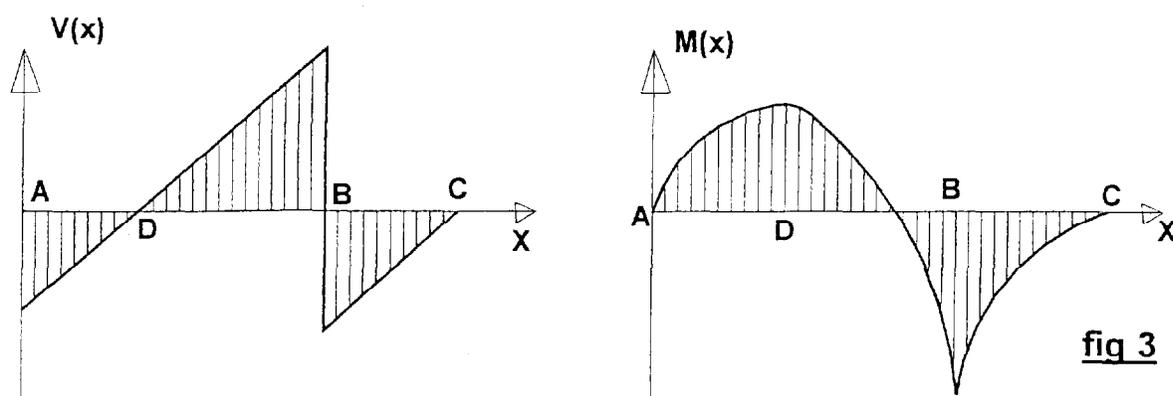


fig 3

1.2.1 - Calculer l'effort tranchant maximal.

Calculer la valeur du moment de flexion en B et en D.

1.2.2 - Vérifier le profilé HEB 600 selon les critères de résistance de l'Additif 80 (doc. R1 et R2).

Donnée complémentaire : limite élastique de l'acier $\sigma_e = 235$ MPa

Questions 1.3 : Vérification de la flèche en C

1.3.1 - Déterminer la flèche au droit du point C.

1.3.2 - Vérifier qu'elle ne dépasse pas la valeur admissible de $L/300$ où L désigne la longueur du porte-à-faux. (recommandation sur la limitation des ouvrages provisoires sous le poids du béton frais élaborée par le SETRA)

Données complémentaires: $E = 2,1 \cdot 10^5$ MPa

doc R6 : pour les candidats utilisant les intégrales de Mohr

ETUDE N°2 : Coffrage du tablier - Phase 1 - Consoles sur pile P2

Les HEB 600 étudiés précédemment reposent, au droit de la pile P2, sur des consoles porteuses (doc. DT3).

Chaque console peut être modélisée à l'aide du schéma mécanique fig 4.

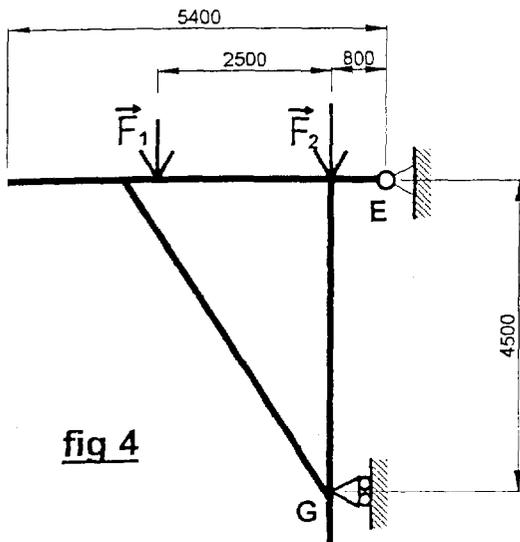


fig 4

La console est constituée d'HEB 400 soudés entre eux, dont on pourra négliger le poids propre.

$$F_1 = 155 \text{ kN}$$

$$F_2 = 523 \text{ kN}$$

Liaison en E : articulation

Liaison en G : appui simple

Question 2.1 - Déterminer les actions mécaniques exercées en E et G sur la console.

Question 2.2 - A l'aide de la documentation fournie (doc. R3) choisir l'ensemble de reprise utilisé en E pour solidariser la console à la pile P2.

(on remarquera que seule la composante horizontale de l'action mécanique en E est reprise par le dispositif d'ancrage ; la composante verticale est reprise par un calage tôle)

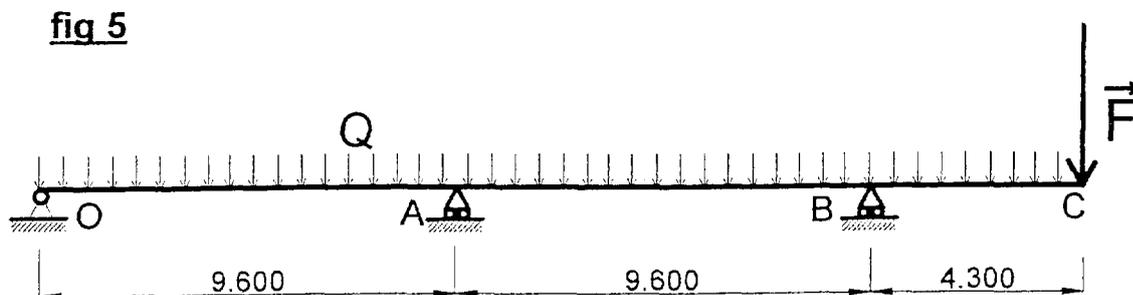
ETUDE N°3 : Comportement du tablier phase 1 pendant la réalisation du tablier phase 3.

Le coffrage du tablier phase 3 est porté par les tabliers réalisés en phase 1 et 2. (doc. DT1)

Remarque :

- la précontrainte longitudinale n'est pas encore réalisée.
- les palées provisoires sont maintenues pendant cette phase

Le tablier construit en **phase 1** peut alors être modélisé à l'aide du schéma mécanique fig 5 :



L'étude sera conduite pour une « tranche » de 1m de largeur de tablier, conformément à la figure ci dessous :(fig 6)

Q représente le poids du béton armé du tablier phase 1

F représente l'action du coffrage du tablier phase 3 sur le tablier phase 1. Elle sera prise égale à **150 KN**. (toujours pour 1m de largeur de tablier)

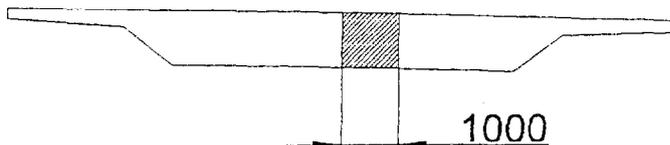


fig 6

Question 3.1 - Montrer que Q vaut 20 KN/m (pour une étude ELS)

Questions 3.2 - Poutre continue OABC

3.2 1 - Montrer que le moment de flexion sur l'appui B vaut -830 KN.m

3.2 2 - Calculer le moment de flexion sur l'appui A.

3.2 3 - Etablir les diagrammes représentatifs de l'effort tranchant et du moment de flexion le long de la poutre OABC. Les valeurs particulières seront indiquées sur les diagrammes.

Document ressources : Doc. R 4

Questions 3.3 - Béton armé

Au moment de la réalisation du tablier phase 3, la précontrainte n'étant pas encore mise en œuvre, le tablier phase 1 est à justifier en Béton Armé.

La section la plus sollicitée se situe en B (au droit de la pile P2). Les armatures du tablier y sont définies doc. DT4.

Les questions posées conduisent à vérifier le bon dimensionnement des armatures choisies pour la **section B**, sollicitée en flexion simple.

Le calcul de béton armé sera conduit pour une section de **1 m de largeur de tablier**.

Hypothèses de calcul pour le béton armé :

- béton B40
- acier Fe E500
- fissuration préjudiciable
- tableau de sections d'acier : doc. R4
- règles BAEL : doc R5

3.3.1 - Donner (à partir des dessins doc. DT4)

- la section des armatures longitudinales tendues
- la section des armatures longitudinales comprimées

NB : les armatures longitudinales sont les armatures parallèles à l'axe longitudinal de l'OH4.

3.3.2 - Effectuer le calcul de vérification (ELS) de cette section fléchie si

$M_{ser}=830$ KN.m.

(adopter $d=740$ mm et $d'=50$ mm)

NB : d' donne la position des aciers comprimés éventuels par rapport à la fibre extrême de béton comprimé

Les résultats issus d'un programme de calcul ne sont pas admis (donner la démarche de travail et les résultats intermédiaires).

3.3.3 - Justifications vis à vis des sollicitations tangentées.

L'effort tranchant ultime dans la section étudiée vaut 340 KN.

3.3.3.1 - Vérifier que la contrainte τ_{ij} est conforme aux recommandations du BAEL.

3.3.3.2 - Les cadres (ou armatures d'effort tranchant) sont-ils nécessaires à la résistance du tablier (pour la phase étudiée) ? La réponse sera justifiée.

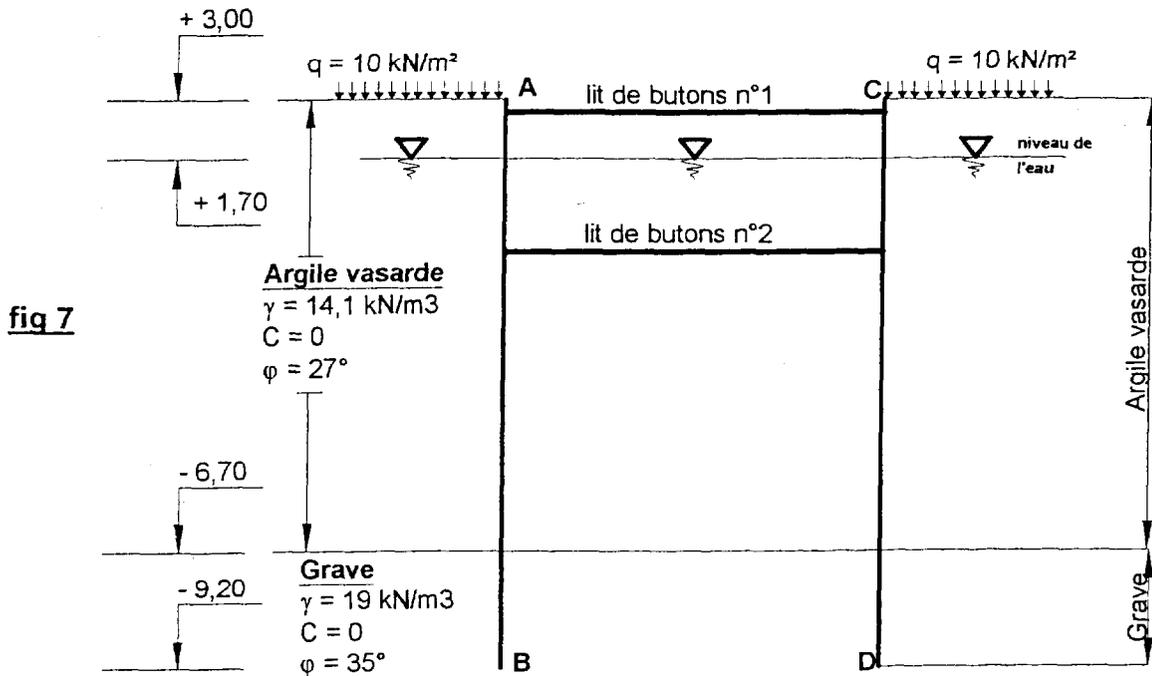
NB : le tablier est bétonné sans reprise sur toute son épaisseur

ETUDE N°4 : Etude du batardeau de la culée C1.

Le mode opératoire de réalisation du batardeau de la culée C1 est décrit dans le document technique DT5.

Afin d'étudier le comportement des palplanches et des butons, il est nécessaire de définir les diagrammes de poussées et butées sur l'écran en fin de phase 5.

Coupe transversale en fin de phase 5 :



Questions 4 - Après analyse du mode opératoire doc. DT 5, et avec les hypothèses de calcul de la figure ci-dessus (fig 7), tracer sur le document réponse Re1 les diagrammes chiffrés de poussée et butée le long du rideau de palplanches AB, en fin de phase 5.

Rq. : pour cette étude, on ne tiendra pas compte de la présence des butons.

Données complémentaires :

Coefficient de poussée : $K_a = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi - \varphi}{4} \right)$

Coefficient de butée : $K_p = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi + \varphi}{4} \right)$

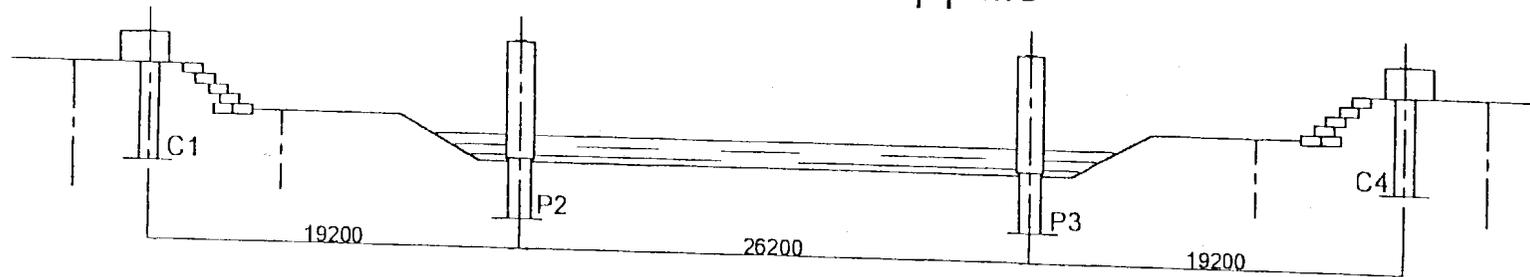
Documents techniques DT1 à DT5

Documents ressources R1 à R6

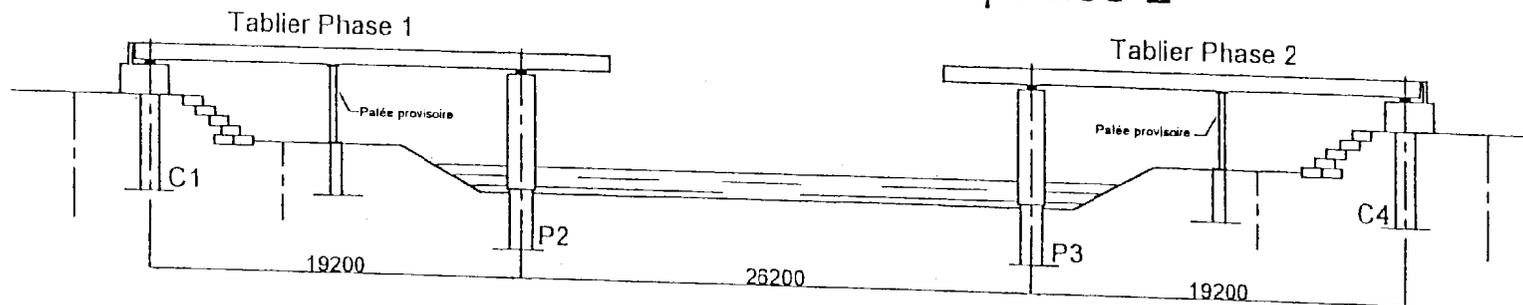


Phasage général des travaux

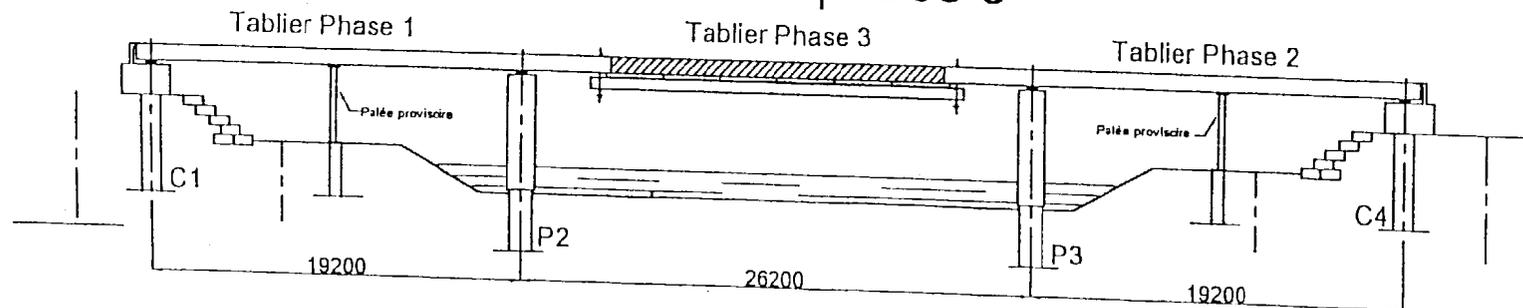
Batardeaux et appuis



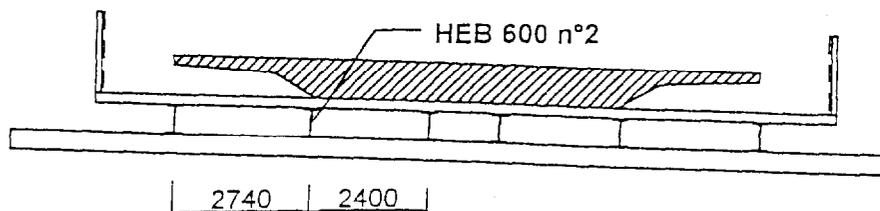
Tablier phase 1 et tablier phase 2



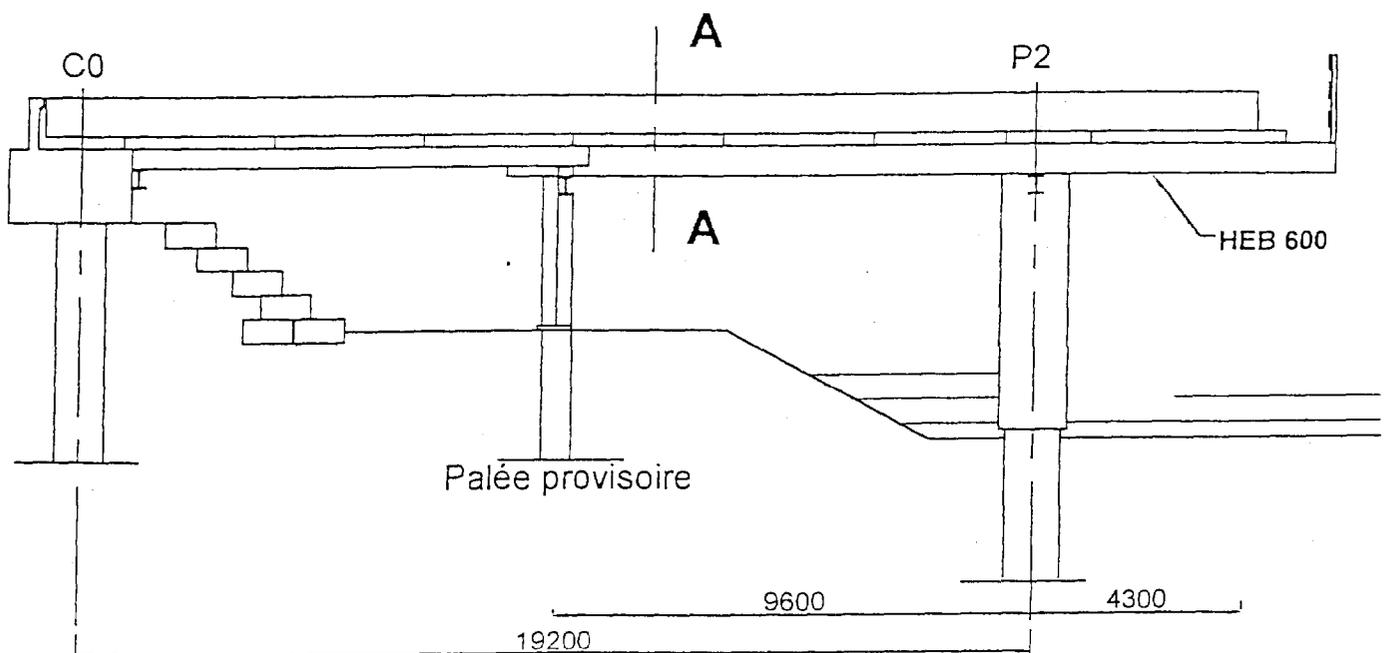
Tablier phase 3



Etalement du tablier Phase 1 (principe)

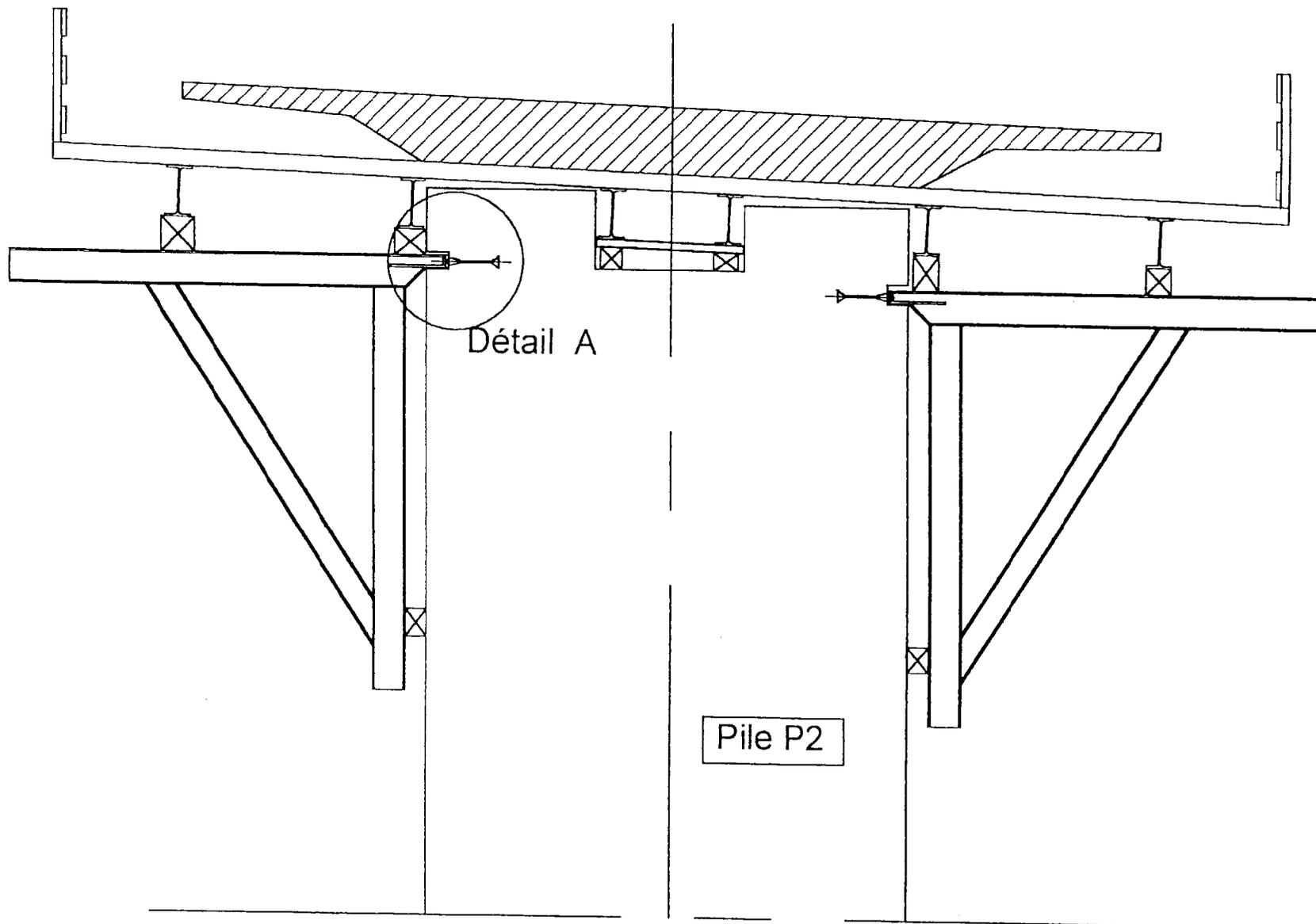


Section AA



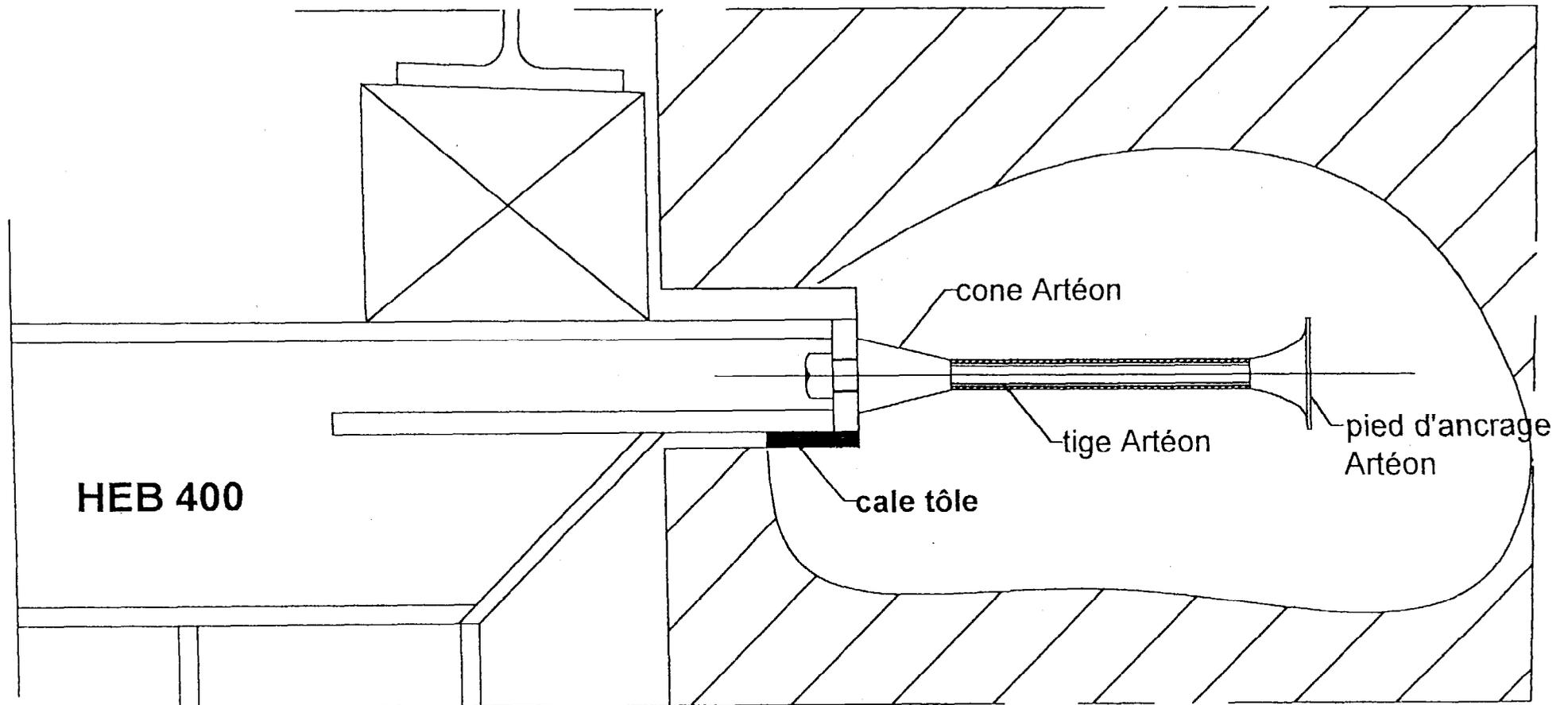
DT2

Consoles sur pile P2



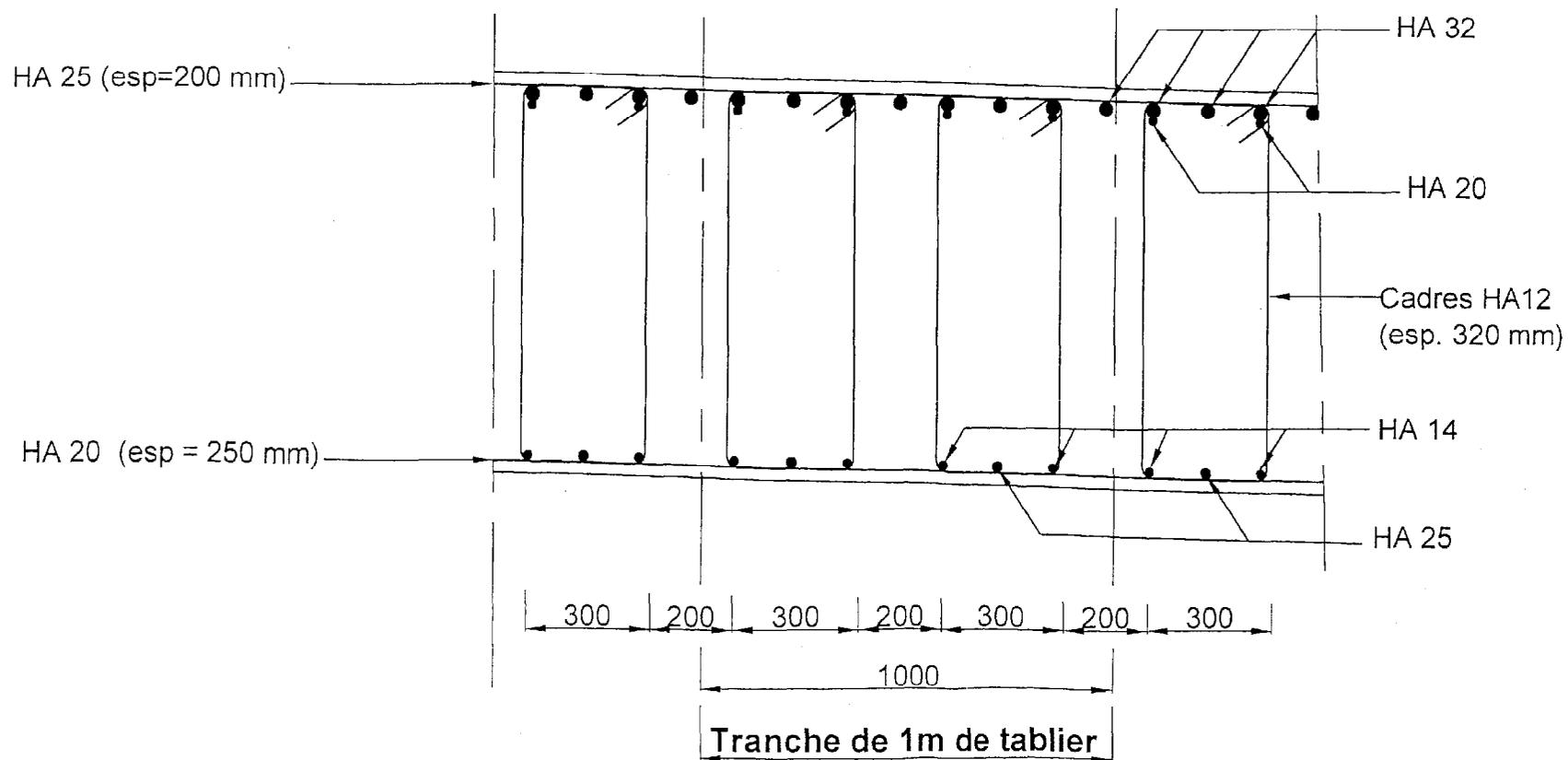
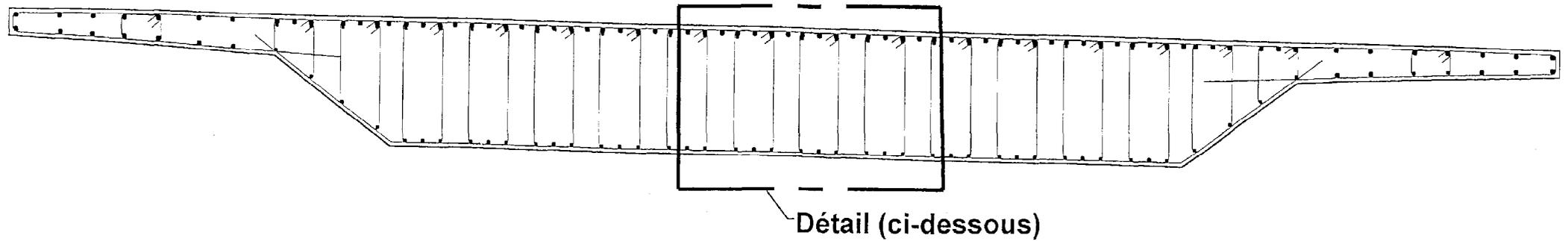
Détail A- Liaison console/pile

(ensemble de reprise avec pied d'ancrage Artéon)



Armatures du tablier

Section sur pile P2



Détail

REALISATION DU BATARDEAU

Phasage

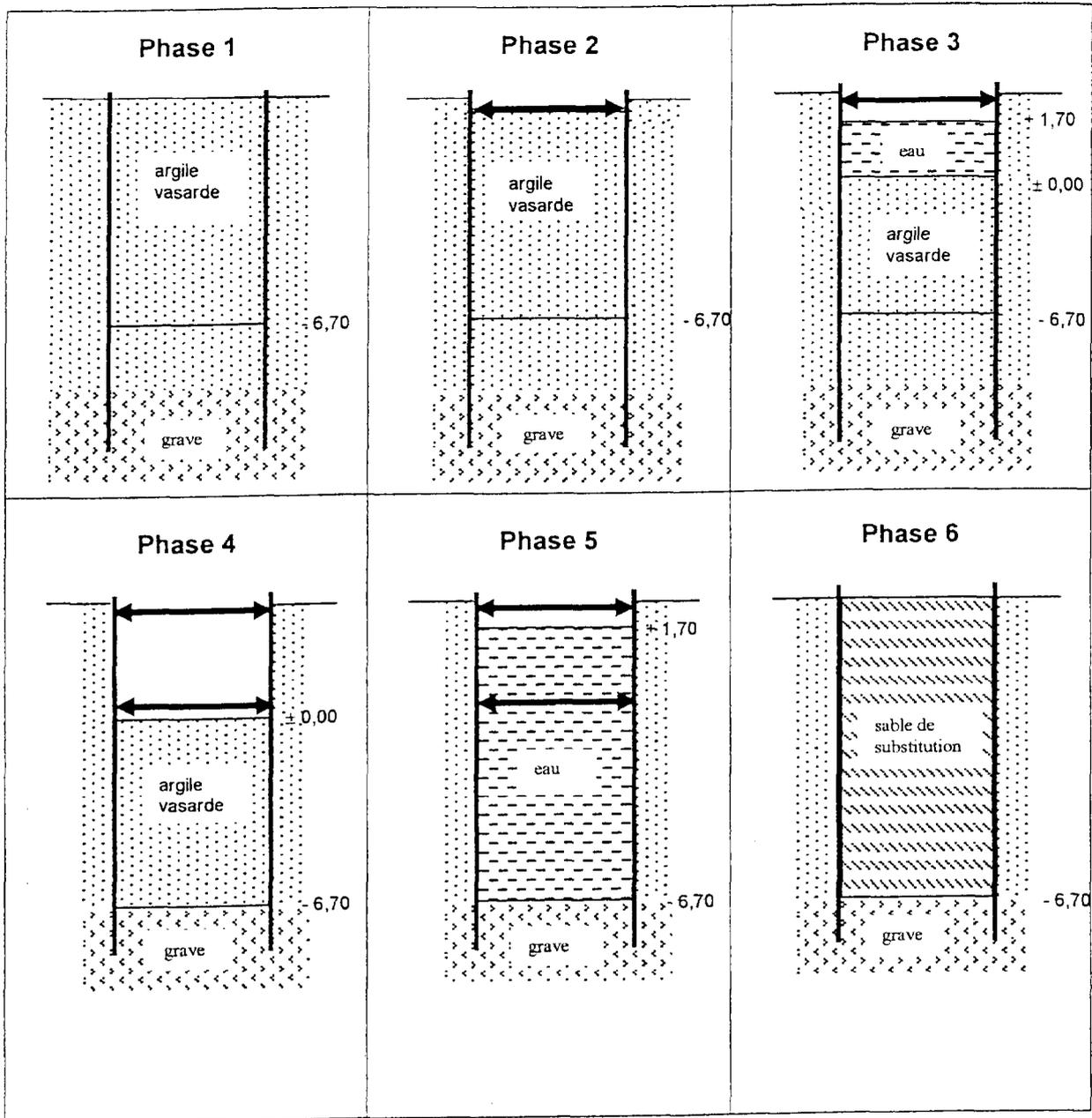
Au droit des culées C1 et C2, les sondages d'étude de sols ont mis en évidence :

- la présence d'une couche d'argile vasarde aux caractéristiques mécaniques médiocres
- la présence d'eau (à la cote +1.70)
-

Afin d'éviter d'importants tassements sous les futurs perrés et dalles de transition, il a été décidé de purger cette argile vasarde sur la totalité de sa hauteur (soit 9,70 m) et de la remplacer par un matériau de substitution (sable).

Le mode opératoire de réalisation du batardeau est le suivant :

- 1 - battage des palplanches
- 2 - mise en place du 1^{er} lit de butons à + 2,50 m
- 3 - excavation de l'argile vasarde en présence d'eau jusqu'à $\pm 0,00$ m
- 4 - pompage jusqu'à $\pm 0,00$ m et mise en place du 2^{ème} lit de butons à + 0,50 m
remarque : l'arrêt du pompage provoque immédiatement la remontée de l'eau
- 5 - arrêt de pompage et excavation de l'argile vasarde jusqu'à - 6,70 m (en présence d'eau)
- 6 - remplissage du batardeau par le matériau de substitution et démontage simultané des butons

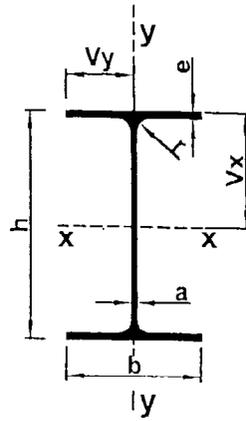


DT5

POUTRELLES EN H A AILES PARALLÈLES STRUCTURAL SECTIONS

HEA.A, HEA, HEB, HEM

NORMES - STANDARDS
Dimensions : NF A 45-201
Dimensions : Euronorm 53-62
Tolérances : NF A 45-211
Tolérances : Euronorm 34-62



PROFILS SIZES	MASSE PER METRE P kg/m	SECTION AREA OF SECTION A cm ²	DIMENSIONS					SURFACE DÉVELOPPÉE DEVELOPED SURFACE AREA	
			h mm	b mm	a mm	e mm	r mm	m ² /m	m ² /ft
HEA.A 360	83,7	107	339	300	9	12	27	1,81	21,6
HEA 360	112	142,8	350	300	10	17,5	27	1,83	16,4
HEB 360	142	180,6	360	300	12,5	22,5	27	1,85	13
HEM 360	250	318,8	395	308	21	40	27	1,93	7,73
HEA.A 400	92,4	118	378	300	9,5	13	27	1,89	20,4
HEA 400	125	159	390	300	11	19	27	1,91	15,3
HEB 400	155	197,8	400	300	13,5	24	27	1,93	12,4
HEM 400	256	325,8	432	307	21	40	27	2	7,83
HEA.A 450	99,7	127	425	300	10	13,5	27	1,98	19,9
HEA 450	140	178	440	300	11,5	21	27	2,01	14,4
HEB 450	171	218	450	300	14	26	27	2,03	11,8
HEM 450	263	335,4	478	307	21	40	27	2,10	7,97
HEA.A 500	107	137	472	300	10,5	14	27	2,08	19,4
HEA 500	155	197,5	490	300	12	23	27	2,11	13,6
HEB 500	187	238,6	500	300	14,5	28	27	2,12	11,4
HEM 500	270	344,3	524	306	21	40	27	2,18	8,09
HEA.A 550	120	153	522	300	11,5	15	27	2,18	18,2
HEA 550	166	211,8	540	300	12,5	24	27	2,21	13,3
HEB 550	199	254,1	550	300	15	29	27	2,22	11,2
HEM 550	278	354,4	572	306	21	40	27	2,28	8,20
HEA.A 600	129	164	571	300	12	15,5	27	2,27	17,6
HEA 600	178	226,5	590	300	13	25	27	2,31	13
HEB 600	212	270	600	300	15,5	30	27	2,32	11
HEM 600	285	363,7	620	305	21	40	27	2,37	8,32

CARACTÉRISTIQUES RAPPORTÉES À L'AXE NEUTRE CHARACTERISTICS REFERENCED TO THE ZERO LINE							MOMENT D'INERTIE DE TORSION MOMENT OF INERTIA J cm ⁴	PROFILS SIZES
lx cm ⁴	lx/vx cm ³	ix cm	moment statique static moment S cm ³	ly cm ⁴	ly/vy cm ³	iy cm		
23 040	1 360	14,7	748	5 410	361	7,12	52,77	HEA.A 360
33 090	1 890	15,2	1 040	7 807	526	7,43	147	HEA 360
43 190	2 400	15,5	1 340	10 140	676	7,49	310	HEB 360
84 870	4 300	16,3	2 490	19 520	1 270	7,83	1 764	HEM 360
31 250	1 650	16,3	912	5 861	391	7,06	67,5	HEA.A 400
45 070	2 310	16,8	1 280	8 564	571	7,34	191	HEA 400
57 680	2 880	17,1	1 620	10 820	721	7,40	382	HEB 400
104 100	4 820	17,9	2 790	19 340	1 260	7,70	1 773	HEM 400
41 890	1 970	18,2	1 090	6 088	406	6,92	78,09	HEA.A 450
63 720	2 900	18,9	1 610	9 465	631	7,29	257	HEA 450
79 890	3 550	19,1	1 990	11 720	781	7,33	485	HEB 450
131 500	5 500	19,8	3 170	19 340	1 260	7,59	1 791	HEM 450
54 640	2 320	20	1 290	6 314	421	6,79	90,02	HEA.A 500
86 980	3 550	21	1 970	10 370	691	7,24	336	HEA 500
107 180	4 290	21,2	2 410	12 620	842	7,27	605	HEB 500
161 900	6 180	21,7	3 550	19 160	1 250	7,46	1 803	HEM 500
72 870	2 790	21,8	1 560	6 767	451	6,65	115,55	HEA.A 550
111 900	4 150	23	2 310	10 820	721	7,15	386	HEA 550
136 690	4 970	23,2	2 800	13 000	872	7,17	679	HEB 550
198 000	6 920	23,6	3 970	19 160	1 250	7,35	1 822	HEM 550
91 870	3 220	23,7	1 811	6 993	466	6,53	131,98	HEA.A 600
141 200	4 790	25	2 680	11 270	751	7,05	440	HEA 600
171 040	5 700	25,2	3 210	13 530	902	7,08	759	HEB 600
237 400	7 660	25,6	4 390	18 980	1 240	7,22	1 835	HEM 600

Règles de calcul des constructions en acier

Additif 80 (extraits)

4.3. – Moment de flexion

Le moment de flexion dans une section ne doit pas être supérieur au moment de plastification conventionnel de la section :

$$M \leq M_p$$

avec : $M_p = Z \sigma_e$

Z = module plastique de la section

4.3. – On admet un diagramme birectangulaire de contraintes dans les sections complètement plastifiées par flexion.

Le module plastique d'une section doublement symétrique est égal à 2 fois le moment statique donné dans les catalogues :
 $Z = 2S$.

4.4. – Effort tranchant

L'effort tranchant dans une section ne doit pas être supérieur à l'effort tranchant de plastification de la section :

$$V \leq V_p$$

avec : $V_p = 0.58 A_p \sigma_e$

Pour les sections en double T et en caisson :

– si l'effort tranchant est dans le plan de l'âme :

$$A_p = \text{aire de l'âme ou des âmes } (A_w)$$

– si l'effort tranchant est dans un plan parallèle aux semelles :

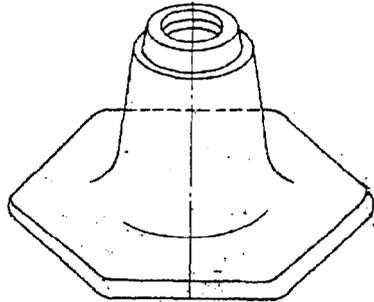
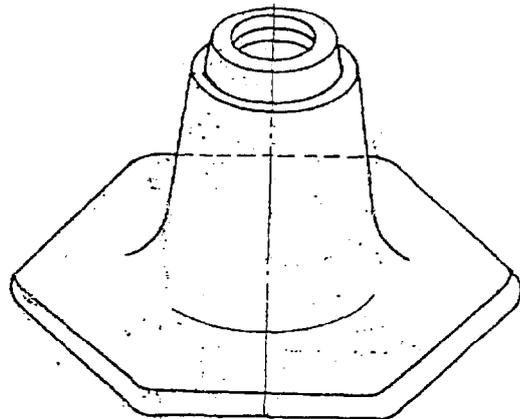
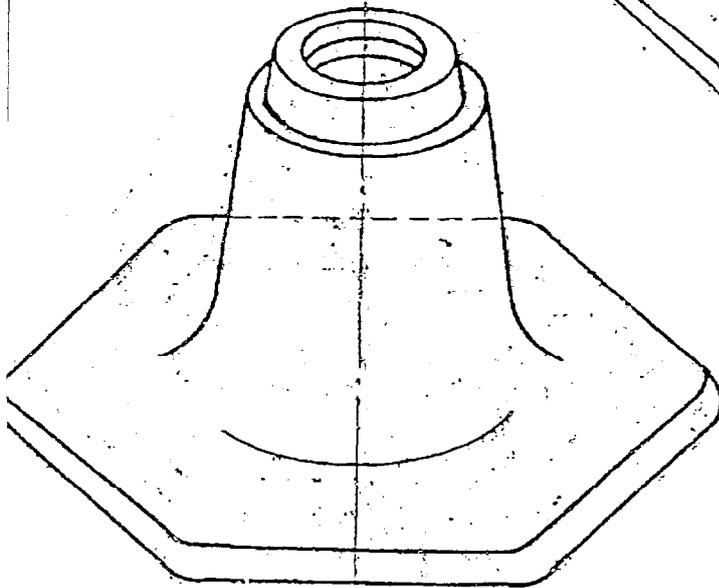
$$A_p = \text{aire des semelles } (2 A_f)$$

Pour les sections rectangulaires :

$$A_p = \text{aire de la section}$$

Par souci de simplification, on pourra considérer que, pour un HEB :

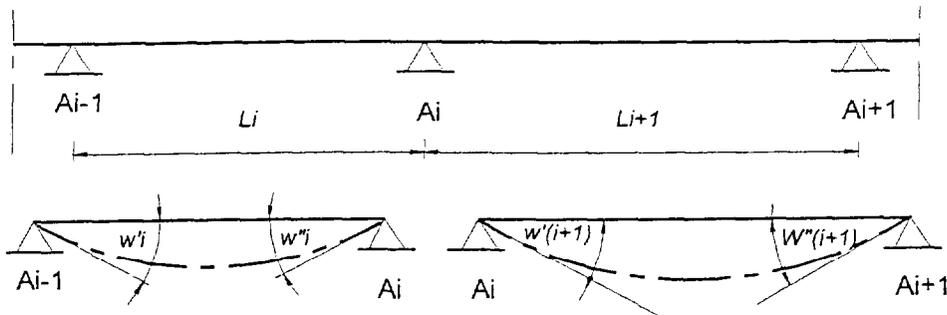
$$A_p = a \cdot (h - 2e)$$

ENSEMBLE de REPRISE avec PIED D'ANCRAGE.*20-60-S**30-80-S**40-115-S*

Type	Charge admissible (KN)
20-60 S	95
30-80 S	165
40-115 S	275

Formule des 3 moments :

$$L_i M_{A(i-1)} + 2(L_i + L_{i+1})M_{A_i} + L_{i+1} M_{A(i+1)} = 6EI (w'_{i+1} - w''_i)$$



Avec

- M_{A_i} = moment de flexion dans la poutre continue sur l'appui d'indice i
- w'_{i+1} et w''_i = rotations d'extrémité (appui A_i) dans les travées isostatiques de référence i et $i+1$

Les rotations d'extrémités, pour une travée isostatique uniformément chargée

valent : $\frac{PL^3}{24EI}$ (en valeur absolue)

avec :

P = charge répartie

L = longueur de travée

E = module de déformation longitudinal du matériau

I = moment quadratique constant pour la poutre dans la travée étudiée

Sections des armatures

Ø mm	Sections totales (cm ²) pour un nombre de barres égal à										Ø mm
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
5	0.20	0.39	0.59	0.79	0.98	1.18	1.37	1.57	1.77	1.96	5
6	0.28	0.57	0.85	1.13	1.41	1.70	1.98	2.26	2.54	2.83	6
8	0.50	1.01	1.51	2.01	2.51	3.02	3.52	4.02	4.52	5.03	8
10	0.79	1.57	2.36	3.14	3.93	4.71	5.50	6.28	7.07	7.85	10
12	1.13	2.26	3.39	4.52	5.65	6.79	7.92	9.05	10.18	11.31	12
14	1.54	3.08	4.62	6.16	7.70	9.24	10.78	12.32	13.85	15.39	14
16	2.01	4.02	6.03	8.04	10.05	12.06	14.07	16.08	18.10	20.11	16
20	3.14	6.28	9.42	12.57	15.71	18.85	21.99	25.13	28.27	31.42	20
25	4.91	9.82	14.73	19.63	24.54	29.45	34.36	39.27	44.18	49.09	25
32	8.04	19.08	24.13	32.17	40.21	48.25	56.30	64.34	72.38	80.42	32
40	12.57	25.13	37.70	50.27	62.83	75.40	87.96	100.53	113.10	125.66	40

Règles BAEL 91 (révisées 99) Extraits

A.2.1,1

résistance du béton

A.2.1,12

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$$

dans laquelle f_{tj} et f_{cj} sont exprimés en MPa (ou N/mm²).

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60$ MPa.

A.4.5 états limites de service vis-à-vis de la durabilité de la structure

A.4.5,2

état limite de compression du béton

La contrainte de compression du béton est limitée à $0,6 f_{cj}$

A.4.5,3

état limite d'ouverture des fissures

A.4.5,33 cas où la fissuration est considérée comme préjudiciable

On observe les règles suivantes qui s'ajoutent à celles données en A.4.5,32 :

– la contrainte de traction des armatures est limitée à la valeur ξ (MPa) donnée par l'expression :

$$\xi = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} \left(0,5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\}$$

dans laquelle :

f_e désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPa ;

f_{tj} la résistance caractéristique à la traction du béton, exprimée en MPa ;

η un coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut 1,0 pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses et 1,6 pour les armatures à haute adhérence, sauf le cas des fils de diamètre inférieur à 6 mm pour lesquels on prend 1,3 ;

– le diamètre des armatures les plus proches des parois est au moins égal à 6 mm ;

– dans le cas des dalles et des voiles faisant au plus 40 cm d'épaisseur, l'écartement des armatures d'une même nappe est au plus égal à la plus petite des deux valeurs 25 cm et $2h$ (h désignant l'épaisseur totale de l'élément).

A.4.5,34 cas où la fissuration est considérée comme très préjudiciable

On observe les règles suivantes qui s'ajoutent à celles données en A.4.5,32 :

– la contrainte de traction des armatures est limitée à la valeur $0,8 \xi$ (MPa), l'expression de ξ étant donnée en A.4.5,33.

justifications vis-à-vis des sollicitations tangentes

A.5.1,1

Les justifications de l'âme d'une poutre sont conduites à partir de la contrainte tangente τ_u prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

expression dans laquelle b_0 désigne la largeur de l'âme, d la hauteur utile de la poutre et V_u la valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

A.5.1,21 état limite ultime du béton de l'âme

A.5.1,211

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites (c'est-à-dire perpendiculaires à la fibre moyenne) et dans celui où elles comportent à la fois des barres relevées et des armatures droites, la contrainte τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$0,2f_{cj}/\gamma_b \text{ et } 5 \text{ MPa (ou N/mm}^2\text{)}$$

Commentaire

En cas de recours aux barres relevées il est conseillé de bien répartir les armatures en cause et de prévoir de petits diamètres. De plus il est recommandé d'associer ces barres à des armatures droites susceptibles d'équilibrer au moins la moitié de l'effort tranchant.

En outre, lorsque la fissuration est jugée préjudiciable, ou très préjudiciable, les contraintes ci-dessus sont remplacées par les valeurs limites :

$$0,15f_{cj}/\gamma_b \text{ et } 4 \text{ MPa (ou N/mm}^2\text{)}$$

A.5.1,23 état limite ultime des armatures d'âme

La justification vis-à-vis de l'état limite ultime des armatures d'âme s'exprime, avec les mêmes notations que précédemment, par la relation :

$$\frac{A_l}{b_0 s_l} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{lj} k)}{0,9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

en bornant supérieurement f_{lj} à 3,3 MPa

Commentaire

Cette relation qui donne la section d'armatures d'âme nécessaire pour équilibrer l'effort tranchant, comporte deux termes : le premier résulte de la théorie du treillis de Ritter-Mörsch ; le deuxième (terme soustractif) tient compte, par l'intermédiaire du coefficient empirique k , de la partie de l'effort tranchant équilibrée par la membrure comprimée du treillis.

Le coefficient 0,9 figurant au dénominateur constitue une approximation du rapport z/d .

L'expression $0,3 f_{lj}$ tient compte de la définition conventionnelle de τ_u (en admettant $z = 0,9 d$), ce qui donne finalement une formule équivalente à celle donnée dans les Règles BPEL.

et avec comme valeurs de k :

1 (unité) en flexion simple,

Commentaire

Dans le cas courant de la flexion simple avec $\alpha = 90^\circ$ (armatures d'âme droites), la relation s'écrit :

$$\frac{A_l}{b_0 s_l} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{lj})}{0,9 f_e}$$

Les contraintes σ_{cm} et σ_{tm} se calculent conventionnellement sur la section de béton supposée non fissurée et non armée.

Dans le cas de la flexion composée avec traction, le coefficient k doit être pris avec sa valeur algébrique qui est négative dès que $\sigma_{tm} > 0,1 f_{ct}$. La résistance des pièces tendues à l'effort tranchant est en effet médiocre.

A.5.2,2

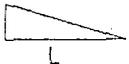
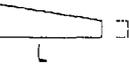
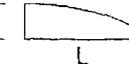
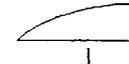
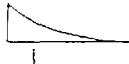
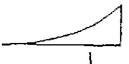
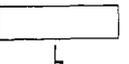
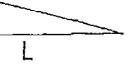
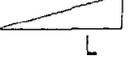
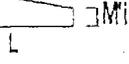
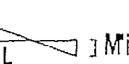
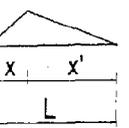
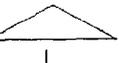
justification des armatures d'effort tranchant

Aucune armature d'effort tranchant n'est requise si les conditions suivantes sont remplies :

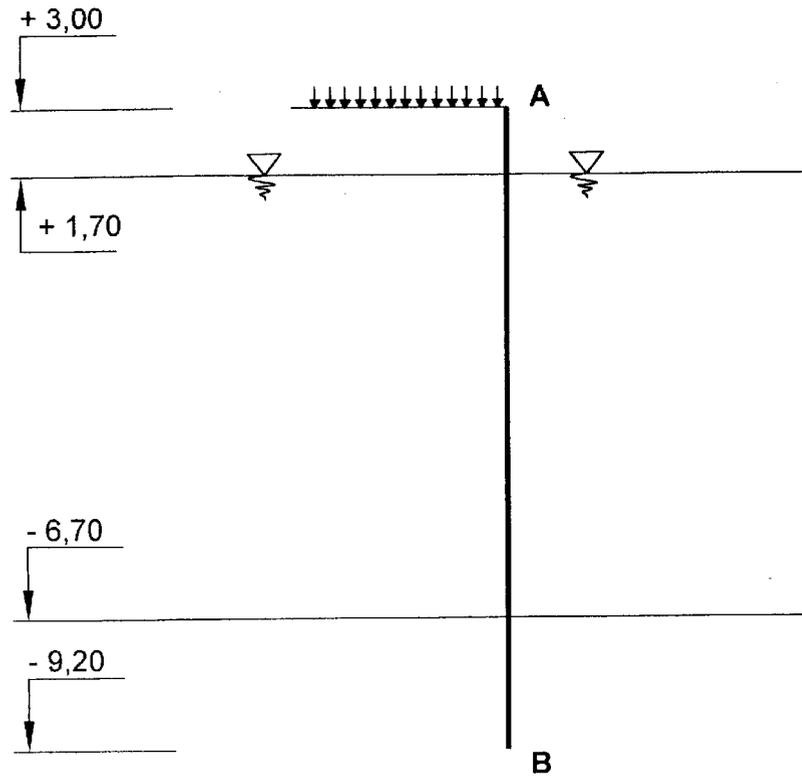
- la pièce concernée est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur ;
- la contrainte tangente τ_u définie en A.5.1,1 est au plus égale à $0,07 f_{ct} / \gamma_b$.

Le coefficient γ_b vaut 1,5 pour les combinaisons fondamentales et 1,15 pour les combinaisons accidentelles.

Tableau des Intégrales de MOHR : $\int_0^L m_i(x) \times m_j(x) dx$

$m_j(x)$ \ $m_i(x)$	M_j []	M_j []	M_j [] M_j'	M_j []	M_j []	M_j []	M_j []	M_j []
M_i []	$L M_i M_j$	$\frac{1}{2} L M_i M_j$	$\frac{1}{2} L M_i (M_j + M_j')$	$\frac{2}{3} L M_i M_j$	$\frac{2}{3} L M_i M_j$	$\frac{2}{3} L M_i M_j$	$\frac{1}{3} L M_i M_j$	$\frac{1}{3} L M_i M_j$
M_i []	$\frac{1}{2} L M_i M_j$	$\frac{1}{3} L M_i M_j$	$\frac{1}{6} L M_i (2M_j + M_j')$	$\frac{1}{3} L M_i M_j$	$\frac{5}{12} L M_i M_j$	$\frac{1}{4} L M_i M_j$	$\frac{1}{4} L M_i M_j$	$\frac{1}{12} L M_i M_j$
M_i []	$\frac{1}{2} L M_i M_j$	$\frac{1}{6} L M_i M_j$	$\frac{1}{6} L M_i (M_j + 2M_j')$	$\frac{1}{3} L M_i M_j$	$\frac{1}{4} L M_i M_j$	$\frac{5}{12} L M_i M_j$	$\frac{1}{12} L M_i M_j$	$\frac{1}{4} L M_i M_j$
M_i [] M_i'	$\frac{1}{2} L M_j (M_i + M_i')$	$\frac{1}{6} L (2M_i + M_i') M_j$	$\frac{1}{6} L (2M_i M_j + M_i M_j' + M_i' M_j + 2M_i' M_j')$	$\frac{1}{3} L (M_i + M_i') M_j$	$\frac{1}{12} L (5M_i + 3M_i') M_j$	$\frac{1}{12} L (3M_i + 5M_i') M_j$	$\frac{1}{12} L (3M_i + M_i') M_j$	$\frac{1}{12} L (M_i + 3M_i') M_j$
M_i [] M_i'	$\frac{1}{2} L (M_i + M_i') M_j$	$\frac{1}{6} L (2M_i - M_i') M_j$	$\frac{1}{6} L [2(M_i M_j - M_i' M_j') + M_i M_j' - M_i' M_j]$	$\frac{1}{3} L (M_i - M_i') M_j$	$\frac{1}{12} L (5M_i - 3M_i') M_j$	$\frac{1}{12} L (3M_i - 5M_i') M_j$	$\frac{1}{12} L (3M_i - M_i') M_j$	$\frac{1}{12} L (M_i - 3M_i') M_j$
M_i []	$\frac{1}{2} L M_i M_j$	$\frac{1}{6} L M_i M_j (1 + \frac{x'}{L})$	$\frac{1}{6} L M_i [M_j (1 + \frac{x'}{L}) + M_j' (1 + \frac{x}{L})]$	$\frac{1}{3} L M_i M_j (1 + \frac{xx'}{L^2})$	$\frac{1}{12} L M_i M_j (3 + \frac{3x'}{L} - \frac{x'^2}{L^2})$	$\frac{1}{12} L M_i M_j (3 + \frac{3x}{L} - \frac{x^2}{L^2})$	$\frac{1}{12} L M_i M_j (\frac{3x'}{L} + \frac{x'^2}{L^2})$	$\frac{1}{12} L M_i M_j (\frac{3x}{L} + \frac{x^2}{L^2})$
M_i []	$\frac{1}{2} L M_i M_j$	$\frac{1}{4} L M_i M_j$	$\frac{1}{4} L M_i (M_j - M_j')$	$\frac{5}{12} L M_i M_j$	$\frac{17}{48} L M_i M_j$	$\frac{17}{48} L M_i M_j$	$\frac{7}{48} L M_i M_j$	$\frac{7}{48} L M_i M_j$

Dans le tableau, M_i , M_i' , M_j , M_j' sont les extremum des fonctions $m_i(x)$ et $m_j(x)$. Ils sont à prendre en valeurs absolues. La valeur algébrique du résultat de l'intégration dépend du signe des diagrammes.



Nota : Echelle conseillée : 1 cm = 20 kPa