

SESSION 2005

BREVET DE TECHNICIEN SUPERIEUR
Spécialité Travaux Publics

EPREUVE E4

U 41 : MECANIQUE

Durée : 4 heures

Coefficient : 3

Aucun document autorisé.

Matériel autorisé :
calculatrice (circulaire n°99-186 du 16 novembre 1999, BO n°42 du 25 novembre 1999)

Ce sujet comprend :

- un dossier documents techniques : DT1 à DT8
- un dossier sujet : page 1/8 à 8/8

ETUDES	INTITULES	PAGES	BAREME
Résistance des matériaux (120 pts)			
Etude 1	Ouvrage provisoire	questions 1.1 1.2 1.3	1 à 3 10 pts 20 pts 20 pts
Etude 2	Demi tablier	questions 2.1 2.2 2.3 2.4 2.5 2.6	4 à 5 15 pts 15 pts 10 pts 10 pts 10 pts 10 pts
Béton armé (40 pts)			
Etude 3	Pile P2	questions 3.1 3.2	6 à 7 20 pts 20 pts
Fondation par pieux (40 pts)			
Etude 4	Pieux sous pile P2	questions 4.1 4.2	8 30 pts 10 pts

TOTAL : 200 pts

SESSION 2005

BREVET DE TECHNICIEN SUPERIEUR

Spécialité Travaux Publics

EPREUVE E4

U 41 : MECANIQUE

DOSSIER SUJET

ETUDE 1 : Vérification de l'ouvrage métallique provisoire

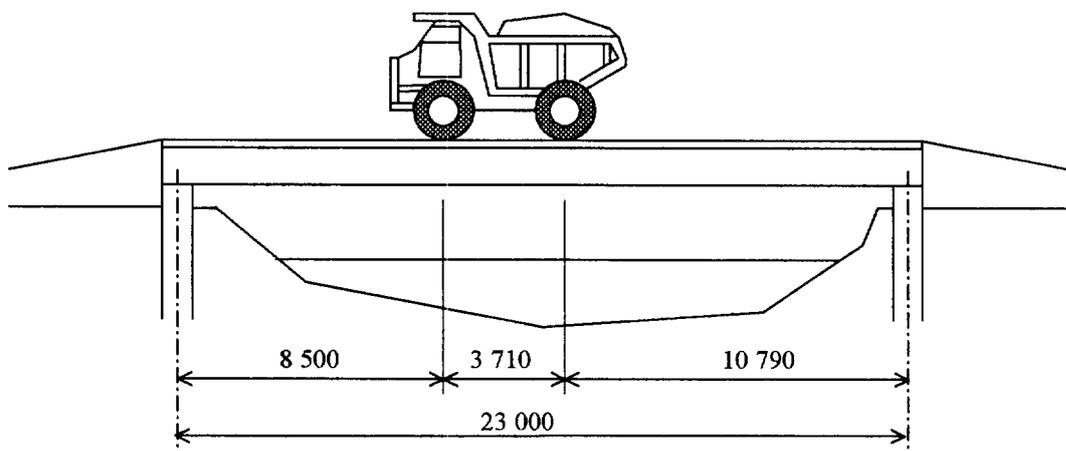
Pour permettre donc le franchissement du Maumont par les engins travaillant sur le chantier, il a été construit un ouvrage métallique provisoire (DT 1 et DT 2).

Cet ouvrage doit supporter le passage d'un tombereau de chantier d'un poids total en charge de 669 kN.

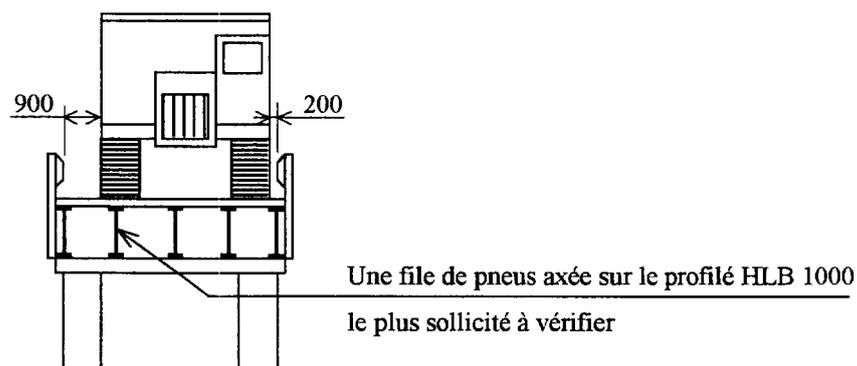
Nous allons procéder à la vérification en résistance et en déformation des poutres principales.

Chargement de la travée :

On considérera le cas de charge le plus défavorable comme indiqué sur le schéma suivant :

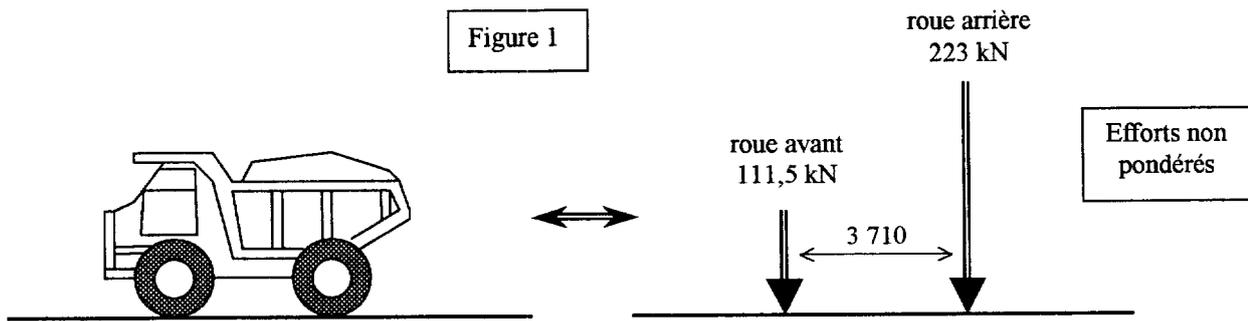


Elévation simplifiée du tablier chargé par un tombereau



Coupe transversale sur tablier

Charge d'exploitation Q transmise par le tombereau chargé à l'ouvrage provisoire :



A titre de simplification, on admet que pour le cas de charge le plus défavorable, la charge transmise par le pneu est entièrement reprise par le profilé.

1.1. Déterminer les charges permanentes reprises par le profilé HLB 1000 le plus sollicité.

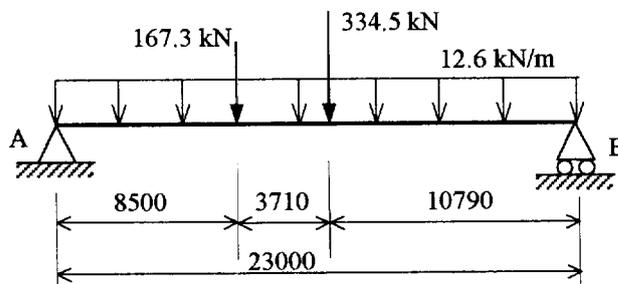
Données complémentaires :

- Poids volumique du béton armé : 25 kN/m³

Documents ressources :

- DT 2 et DT 6

1.2. Vérification en résistance du profilé HLB pour un cas particulier.



1.2.1. Justifier le schéma mécanique du profilé HLB 1000 le plus sollicité.

Données : Les calculs étant effectués aux ELU, les charges sont pondérées en utilisant la combinaison suivante : $\frac{4}{3}g + \frac{3}{2}Q$

1.2.2. Tracer les diagrammes d'effort tranchant et de moment fléchissant le long du profilé HLB 1000 le plus sollicité. On prendra comme réaction sur l'appui A : 407 kN.

1.2.3. Vérifier que le moment fléchissant maximum est acceptable vis-à-vis du moment de plastification du profilé HLB.

Données : On prendra $M_{max} = 3\,420$ m.kN.

Pour cela il faut vérifier que $M_{max} \leq M_{pl}$.

M_{max} : moment fléchissant maximum le long du profilé HLB 1000

M_{pl} : moment de plastification

$$M_{pl} = W_{pl} \cdot \sigma_e$$

Données complémentaires :

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

Documents ressources :

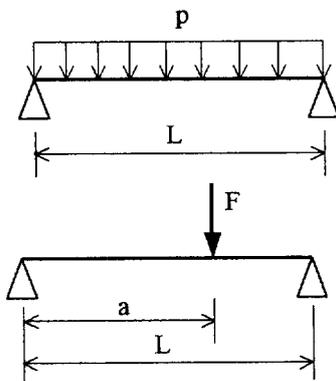
- DT 6

1.3. Vérification en déformation du profilé HLB.

Déterminer la valeur de la flèche maximale au milieu du profilé HLB 1000 le plus sollicité. Est-elle acceptable ?

Il faut vérifier que $f_{\max} \leq \bar{f} = \frac{L}{200}$ (avec L : longueur totale de l'HLB).

Données : on considérera que la flèche maximum se trouve au milieu de la poutre.
Le calcul sera mené aux ELS avec les charges g et Q non pondérées (voir figure 1)
Module d'élasticité de l'acier : $E_s = 210\,000 \text{ MPa}$



$$f_{\max} = f\left(\frac{L}{2}\right) = \frac{5 \cdot p \cdot L^4}{384 \cdot E_s \cdot I}$$

$$f\left(\frac{L}{2}\right) = \frac{F \cdot a}{2 \cdot E_s \cdot I} \left(\frac{L^2}{8} - \frac{a^2}{6} \right)$$

ETUDE 2 : Détermination des contraintes dans un demi-tablier

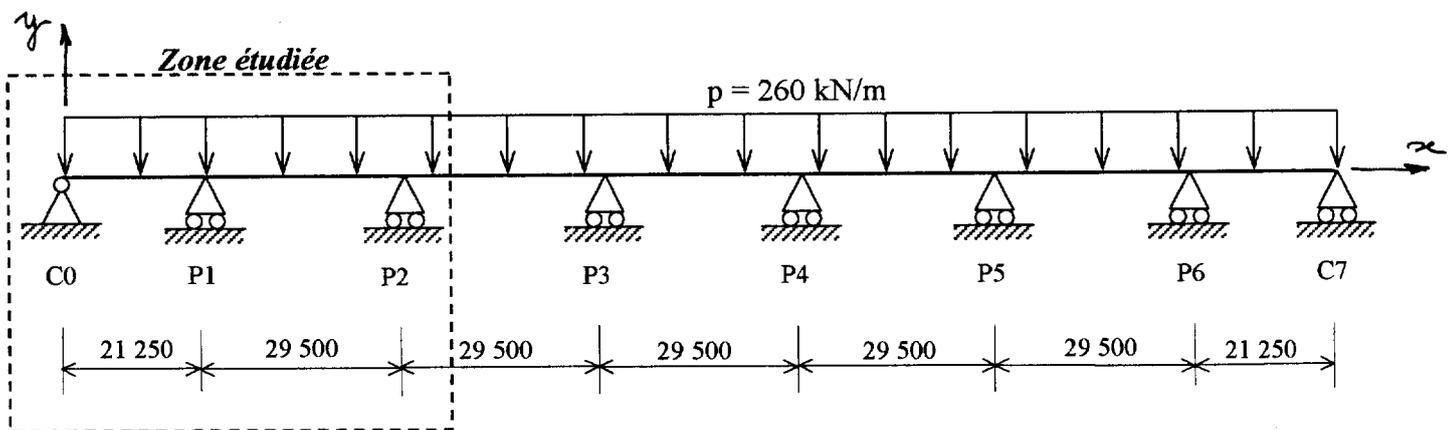
Le viaduc du Maumont est constitué d'un double tablier précontraint reposant sur 7 travées pour une longueur totale de 190 m.

L'objectif est de déterminer les contraintes normales dans un demi-tablier au droit de la pile P2 après la mise en tension des câbles de précontrainte définitive.

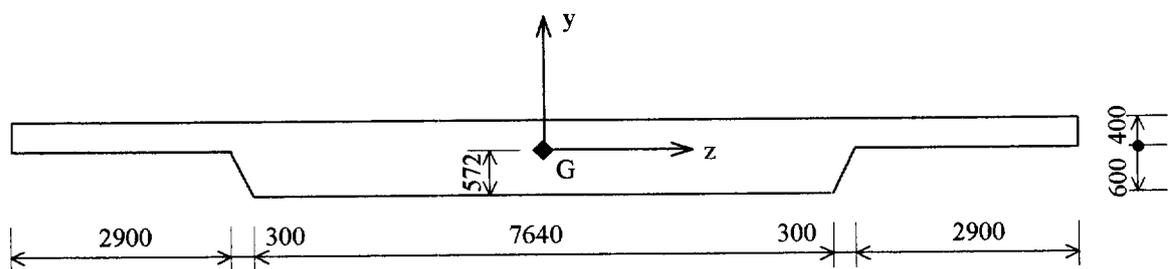
Documents ressources :

- DT 3 et DT 4

Schéma mécanique d'un demi-tablier aval



Section d'un demi-tablier (figure simplifiée) :



2.1. Déterminer le moment M_{P1} sur l'appui P1.

Donnée : la valeur du moment au droit de la pile P2 : $M_{P2} = -19\,360 \text{ m.kN}$

2.2. Tracer les diagrammes d'effort tranchant et de moment fléchissant le long des deux premières travées. Préciser les valeurs particulières.

2.3. Déterminer les actions de liaison aux appuis C0, P1 et P2.

Donnée : la valeur de l'effort tranchant au droit de l'appui P2 dans la travée P2-P3 est de - 3855 kN.

2.4. Calculer les valeurs de contraintes maximales de flexion dues au poids propre du demi-tablier au droit de la pile P2.

La valeur du moment quadratique du tablier est : $I_{Gz} = 1,1 \text{ m}^4$.

Voir le figure : section d'un demi tablier aval, page 4/8

2.5. On donne les valeurs des contraintes dues à la précontrainte définitive au droit de la pile P2 :

Tracer le diagramme de répartition des contraintes résultantes dues au poids propre et à la précontrainte définitive.

2.6. Conclure.

Données : $\sigma_{\text{sup}} = - 6,5 \text{ MPa}$ (compression)

$\sigma_{\text{inf}} = + 1,9 \text{ MPa}$ (traction)

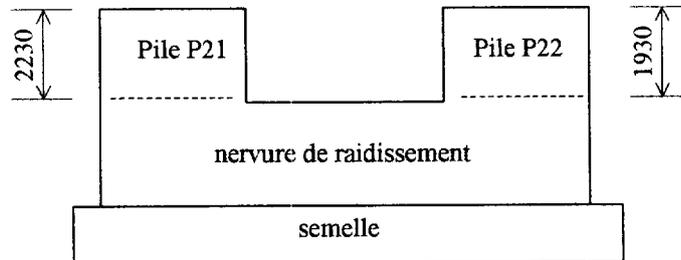
$\sigma_{\text{traction}} = 1,5 \text{ ft}28$

$\sigma_{\text{compression}} = \text{fc}28$

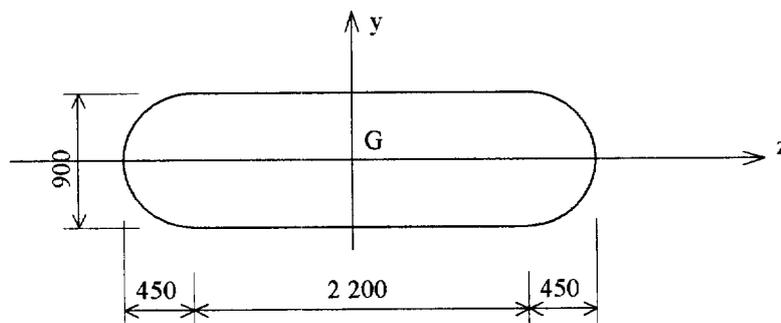
$\text{fc}28 = 30 \text{ MPa}$

ETUDE 3 : Détermination des armatures dans l'appui P2

On considère que l'appui intermédiaire P2 est en fait constitué de 2 piles (P21 et P22) de hauteur respectives 2230 et 1930 mm reposant sur une nervure de raidissement.



Section utile d'une pile P21 :



Documents ressources :

- DT 5 , DT 6 et DT 8

3.1. Calculs préliminaires

3.1.1. Calculer le rayon de giration d'une pile suivant l'axe Gz.

Données : Moment quadratique d'un cercle de diamètre D : $I_{Gz} = \frac{\pi \cdot D^4}{64}$

Rayon de giration : $i_z = \sqrt{\frac{I_{Gz}}{A}}$ avec I moment quadratique de la section et A l'aire de la section

3.1.2. Calculer l'élancement de la pile de plus grande hauteur (2230 mm) suivant l'axe Gz.

On prendra $i_z = 0,252$ m.

Donnée : Elancement : $\lambda = \frac{l_f}{i_z}$ avec l_f la longueur de flambement de la pile

Les piles sont libres en tête et encastées en pied (Art B832).

3.1.3. Calculer le coefficient α .

Donnée : Plus de 50 % des charges sont appliquées avant 90 jours.

3.1.4. Calculer la valeur de la section réduite Br du poteau.

3.2. Calcul de la section des armatures longitudinales.

3.2.1. Calculer la section d'armature longitudinale à mettre en œuvre dans une pile.

Donnée : $N_u = 8,2$ MN par pile

On prendra $Br = 2,544$ m².

Béton B30

Acier feE500

3.2.2. Proposer une solution de ferrailage à partir de barres HA 20.

Donnée : armatures transversales : cadre HA8

ETUDE 4 : Détermination la capacité portante des pieux sous l'appui P2

L'étude porte sur la vérification de la capacité portante d'un pieu situé sous l'appui P2 en situation définitive à partir des caractéristiques mécaniques d'un sol déduites d'essais pressiométriques.

Données :

pieu foré avec fiche de 12 m

Documents ressources :

- DT 5 , DT 7

4.1. Calcul du terme de pointe q_u du pieu conformément au fascicule 62 :

- 4.1.1. Compte tenu de la géométrie de l'ouvrage et du niveau fini de la semelle de la pile P2, calculer la cote de profondeur de la pointe du pieu.
- 4.1.2. Le pieu étant considéré comme encasté dans le sol à partir la cote + 102,10, montrer que la hauteur d'encastrement (H_e) du pieu est de 9,20 m.
- 4.1.3. Déterminer la pression limite équivalent (p_{le}) à la base du pieu.
- 4.1.4. Déterminer le facteur de portance k_p .
- 4.1.5. En déduire le terme de pointe q_u .

4.2. Déterminer la force portante du pieu à l'ELU.

Données : Terme de pointe du pieu : $q_u = 8.2 \text{ MPa}$
Frottement latéral unitaire constant sur tout le fût : $q_s = 0,510 \text{ MPa}$
Hauteur d'encastrement : 9,20 m
Coefficient réducteur de valeur limite de résistance de pointe à l'ELU : 0,5
Coefficient réducteur de valeur limite de frottement latéral à l'ELU : 0,75

SESSION 2005

BREVET DE TECHNICIEN SUPERIEUR
Spécialité Travaux Publics

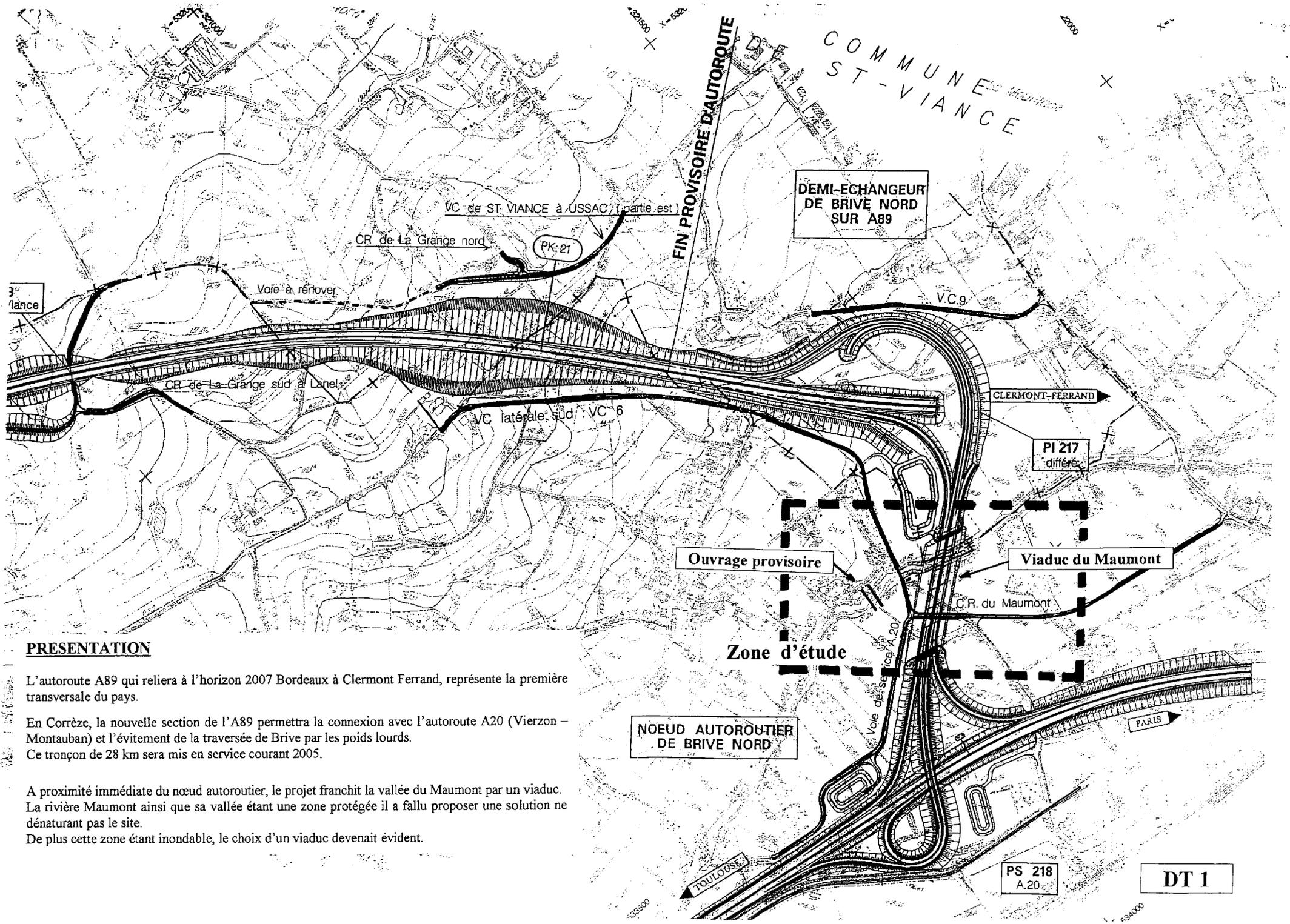
EPREUVE E4

U 41 : MECANIQUE

DOSSIER DOCUMENTS TECHNIQUES

COMPOSITION DU DOSSIER DOCUMENTS TECHNIQUES :

- DT 1 : Présentation générale
- DT 2 : Elévation et coupe A de l'ouvrage provisoire
- DT 3 : Vue en plan et coupe longitudinale du viaduc
- DT 4 : Coupes transversales du viaduc
- DT 5 : Elévation et coupe de la pile P2
- DT 6 : Extrait catalogue des caractéristiques des profilés
Tableau des sections d'armatures
Formule des 3 moments
- DT 7 : Essai pressiométrique et extrait du fascicule 62
- DT 8 : Extrait du BAEL 99



PRESENTATION

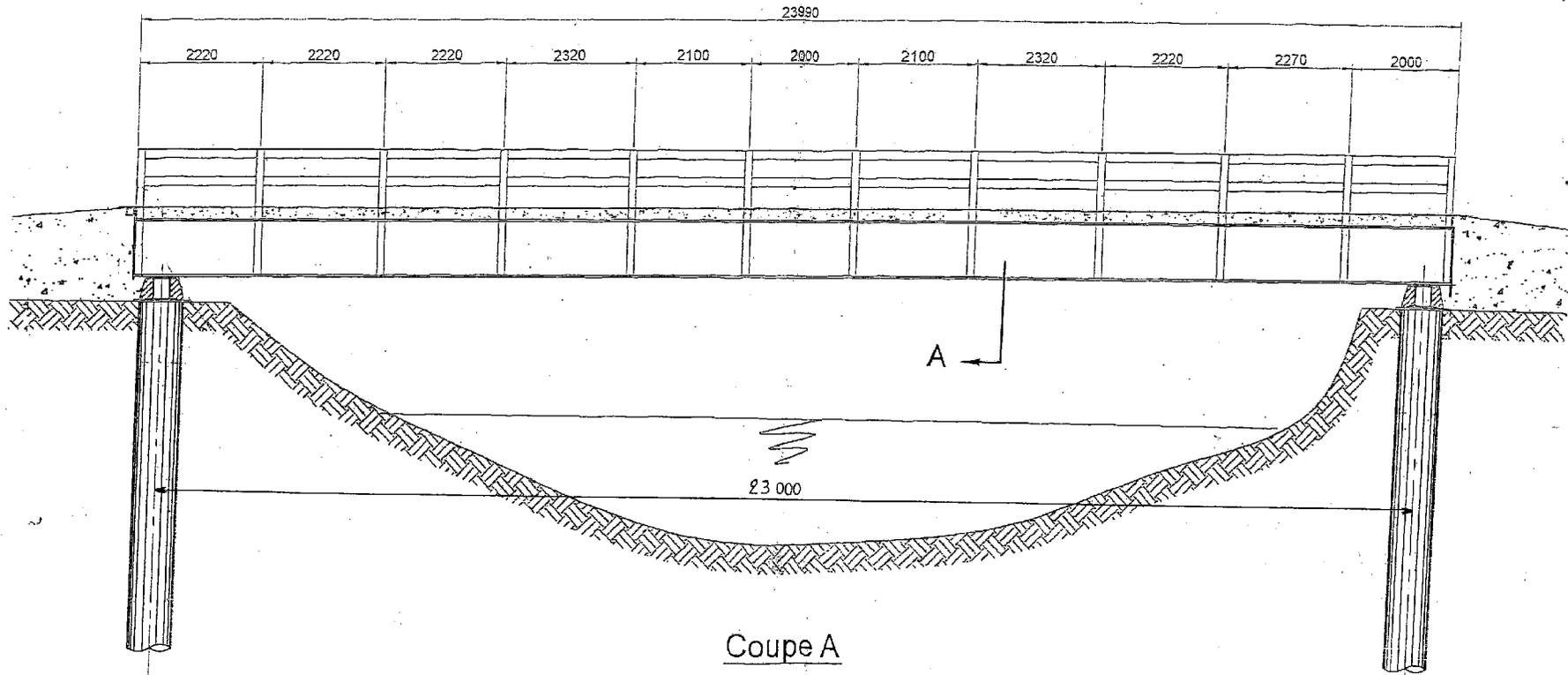
L'autoroute A89 qui reliera à l'horizon 2007 Bordeaux à Clermont Ferrand, représente la première transversale du pays.

En Corrèze, la nouvelle section de l'A89 permettra la connexion avec l'autoroute A20 (Vierzon – Montauban) et l'évitement de la traversée de Brive par les poids lourds. Ce tronçon de 28 km sera mis en service courant 2005.

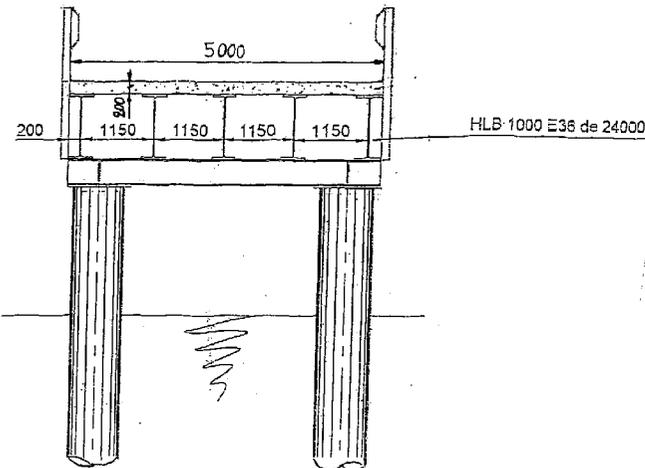
A proximité immédiate du nœud autoroutier, le projet franchit la vallée du Maumont par un viaduc. La rivière Maumont ainsi que sa vallée étant une zone protégée il a fallu proposer une solution ne dénaturant pas le site. De plus cette zone étant inondable, le choix d'un viaduc devenait évident.

OUVRAGE PROVISOIRE

Vue en élévation



Coupe A

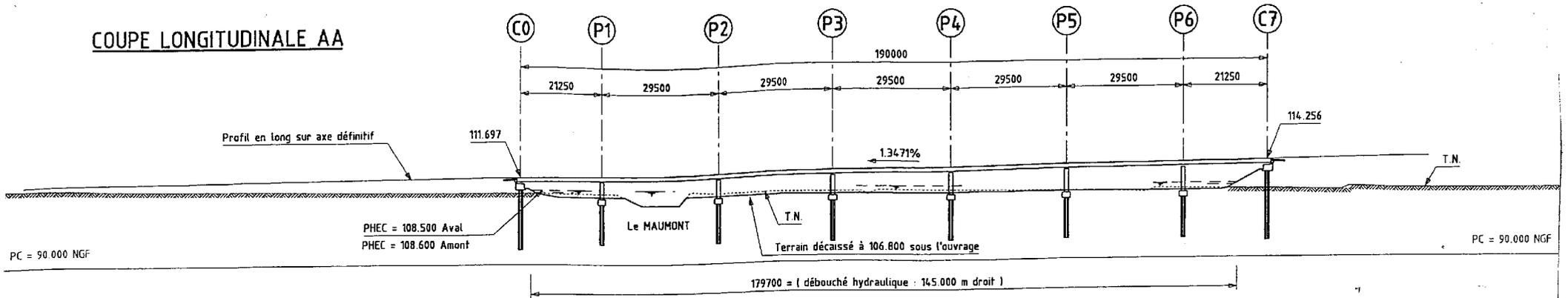


Echelle non normalisée

DT 2

VIADUC DU MAUMONT

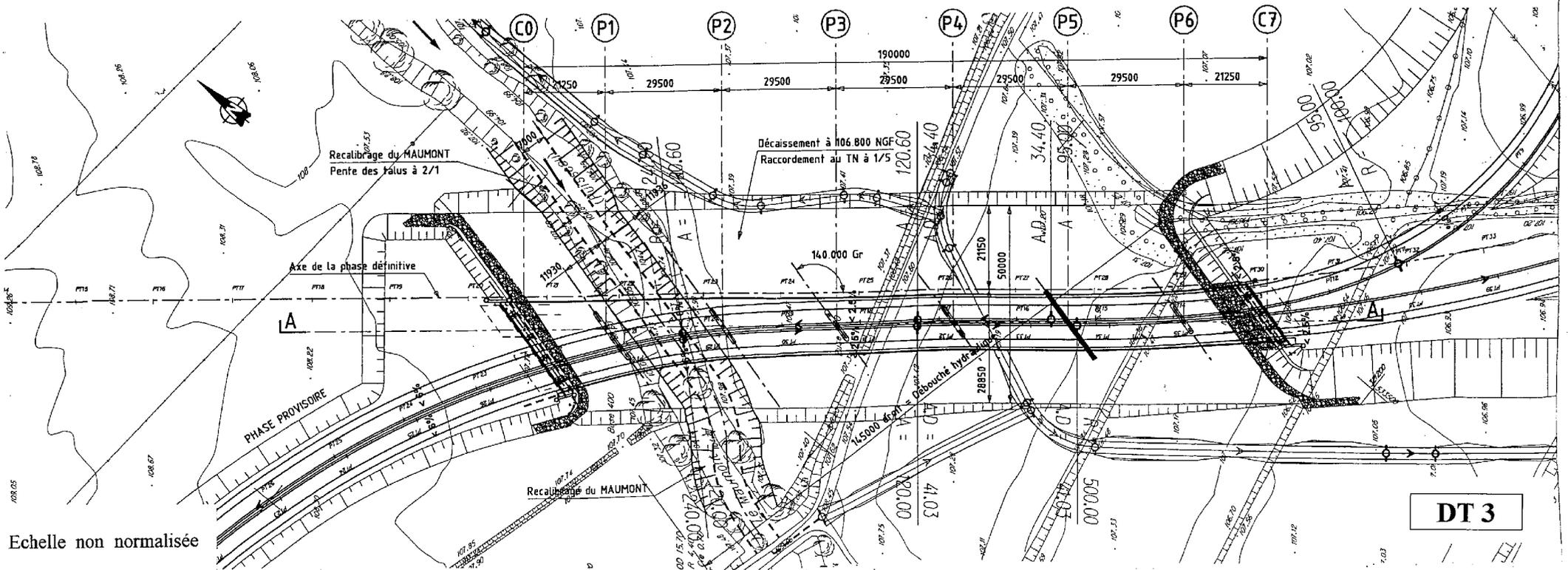
COUPE LONGITUDINALE AA



BORDEAUX

VUE EN PLAN

CLERMONT

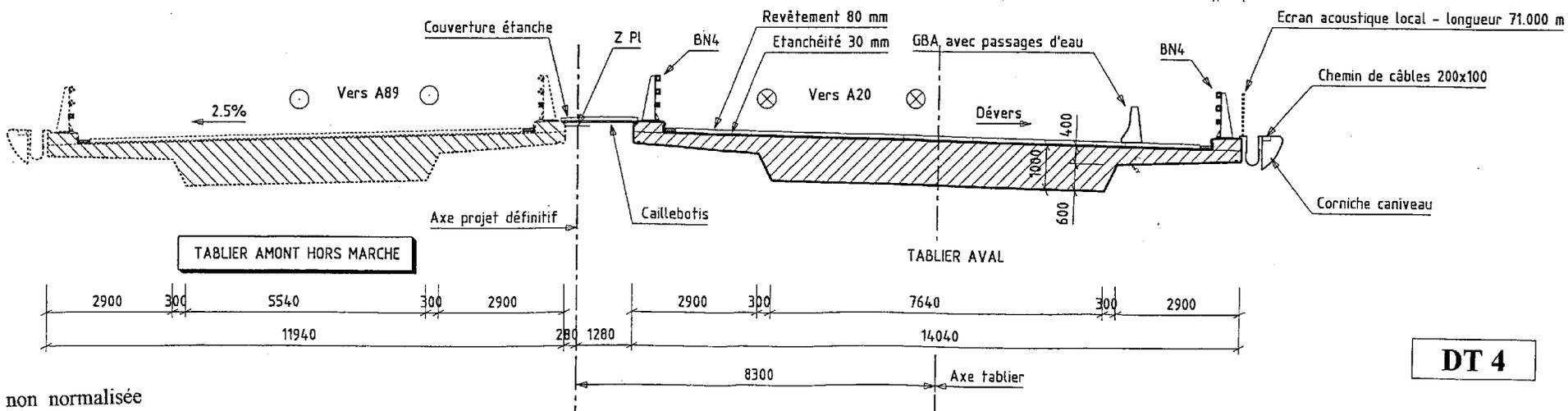
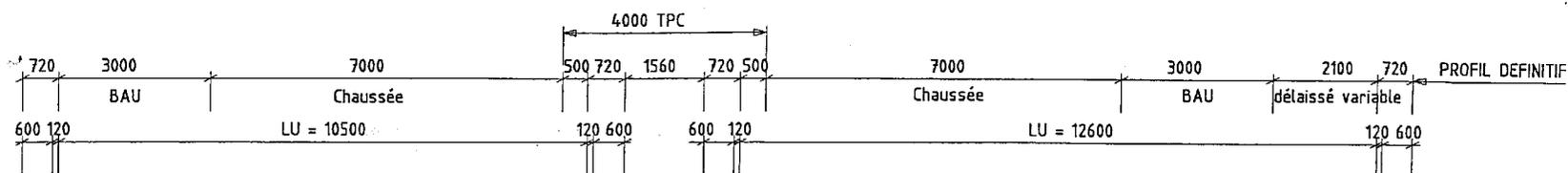
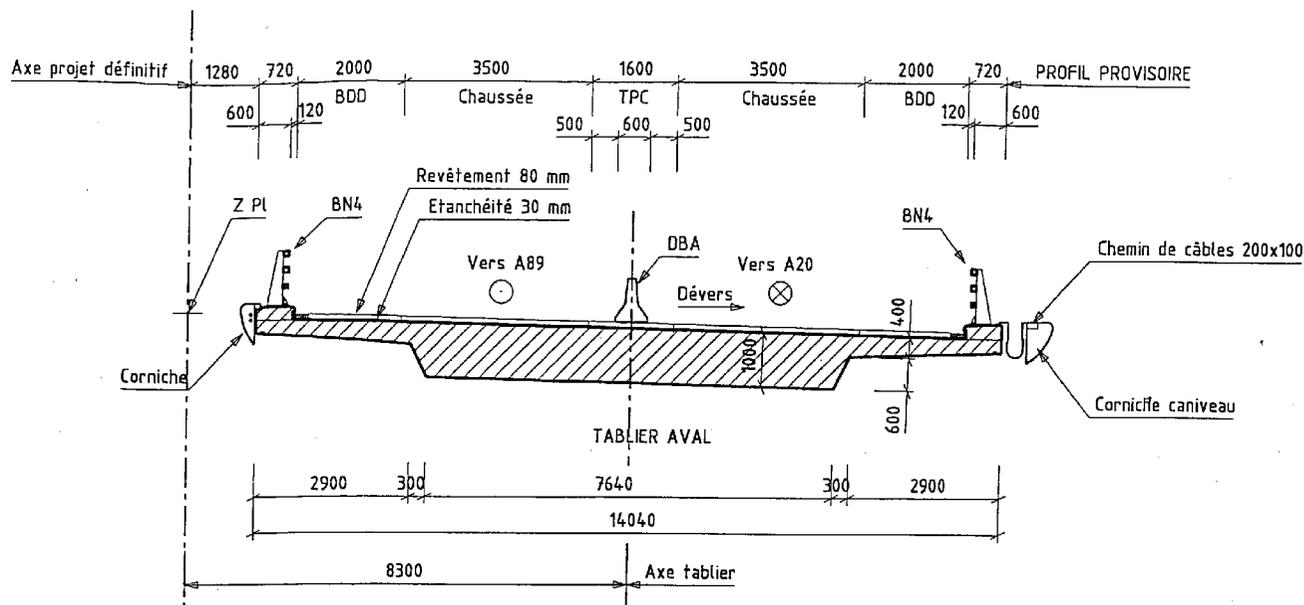


Echelle non normalisée

VIADUC DU MAUMONT

COUPE TRANSVERSALE TYPE

Nota
Les coupes sont faites au droit d'une zone de largeur constante.

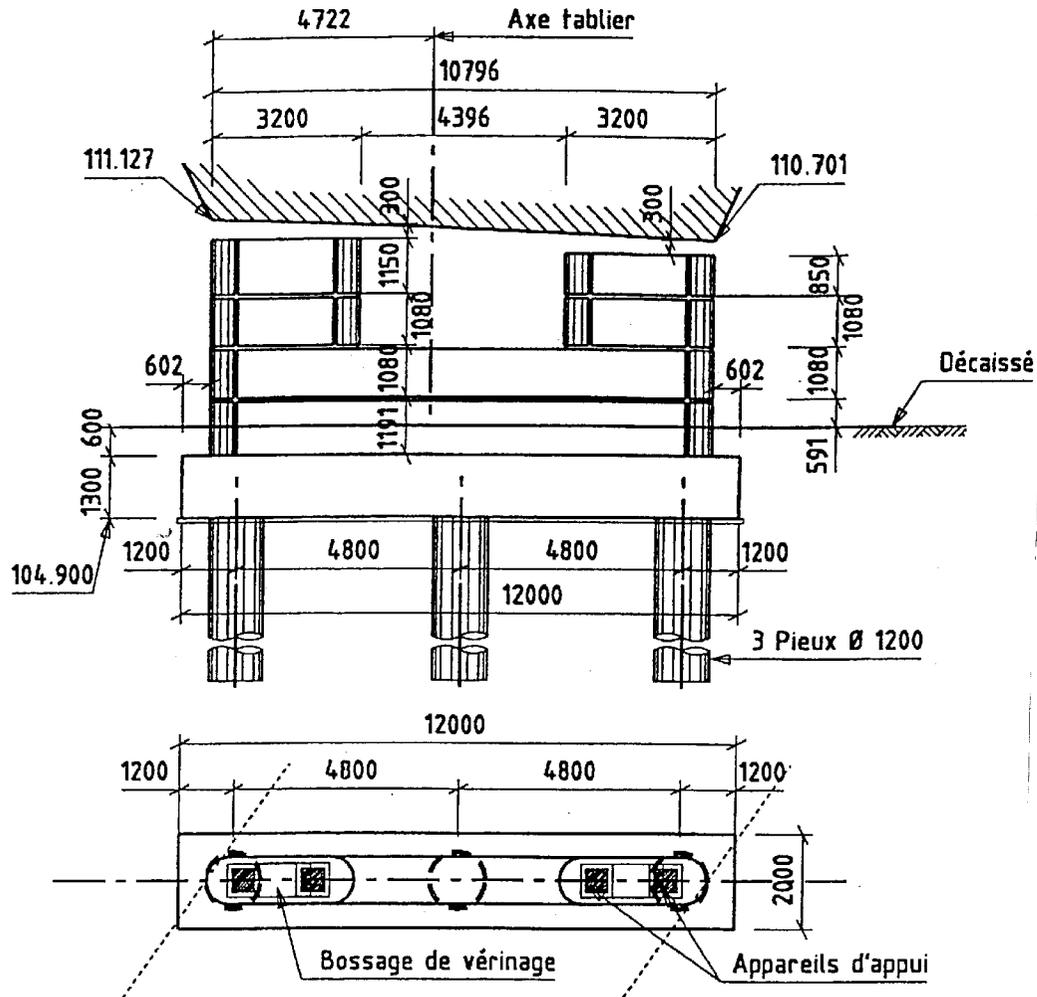


Echelle non normalisée

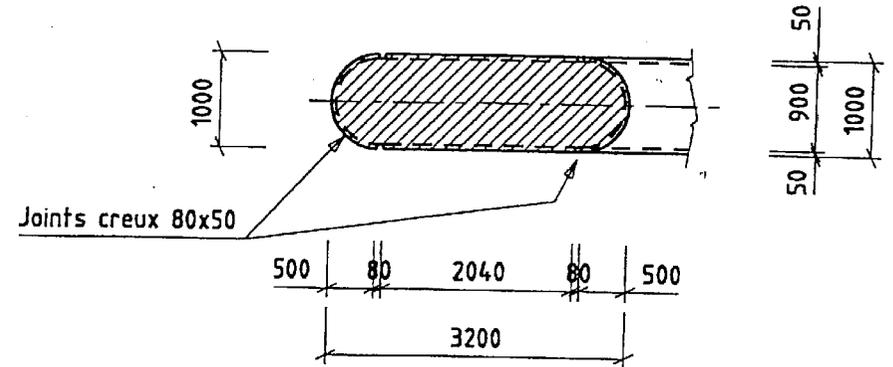
DT 4

VIADUC DU MAUMONT

ELEVATION PILE P2



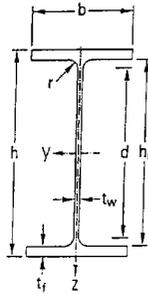
VUE EN PLAN



Echelle non normalisée

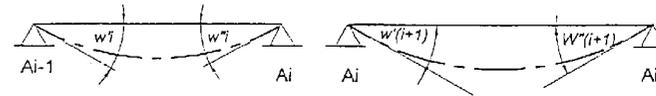
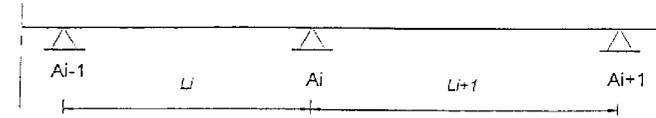
DT 5

HE / HL



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

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte												
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						
G kg/m	I_y cm ⁴	W_y cm ³	$W_{pl,y}$ cm ³	i_y cm	A_{vz} cm ²	I_z cm ⁴	W_z cm ³	$W_{pl,z}$ cm ³	i_z cm	S_s mm	I_T cm ⁴	$I_w \times 10^{-2}$ cm ⁴	
HE 1000 AA	222	406500	6380	9777	37.95	172.2	9501	633.4	1016	5.80	93.1	403.4	21290
HE 1000 A	272	553800	11190	12820	39.96	184.6	14000	933.6	1470	6.35	113.6	822.4	32070
HE 1000 B	314	644700	12890	14860	40.15	212.5	16280	1085	1716	6.38	126.1	1254	37640
HE 1000 M	349	722300	14330	16570	40.32	235	18460	1222	1940	6.45	136.1	1701	43020
HE 1000 x 415	415	853100	16730	19570	40.17	288.6	21710	1428	2298	6.41	153.1	2713	51080
HE 1000 x 494	494	1028000	19840	23410	40.42	344.5	26820	1736	2818	6.53	174.1	4433	64010
HL 1000 x 296	296	618700	12600	14220	40.52	181.5	28850	1443	2235	8.75	105.6	756.9	65670
HL 1000 A	321	696400	14070	15800	41.27	184.6	33120	1656	2555	9	113.6	1021	76030
HL 1000 B	371	812100	16240	18330	41.48	212.5	38480	1924	2976	9.03	126.1	1565	89210
HL 1000 M	412	909800	18050	20440	41.66	235	43410	2160	3348	9.10	136.1	2128	101500
HL 1000 x 477	477	1047000	20670	23530	41.5	282.8	49610	2456	3838	9.03	150.6	3159	117000
HL 1000 x 554	554	1232000	23880	27500	41.79	328	59100	2897	4547	9.15	168.6	4860	141300
HL 1000 x 642	642	1451000	27680	32100	42.12	379.6	70280	3412	5379	9.27	189.1	7440	170700
HL 1100 A	343	867400	15920	18060	44.58	206.5	33120	1656	2568	8.71	103.4	1037	92710
HL 1100 B	380	1005000	18280	20780	44.98	230.6	38480	1924	2988	8.8	115.4	1564	108700
HL 1100 M	433	1126000	20320	23160	45.19	254.4	43410	2160	3362	8.87	125.4	2130	123500
HL 1100 R	499	1294000	23150	26600	45.14	300.4	49980	2468	3870	8.87	139.4	3135	143400

Tableau des sections d'armatures :

Poids au mètre	Diam. ϕ (mm)	Section (cm ²)	2	3	4	5	6	7	8	9	10	12	Périmètre d'une barre (cm)
0.222	6	0.28	0.57	0.85	1.13	1.41	1.70	1.98	2.26	2.54	2.82	3.39	1.885
0.395	8	0.50	1.00	1.51	2.01	2.51	3.01	3.51	4.02	4.52	5.02	6.03	2.513
0.617	10	0.79	1.57	2.35	3.14	3.92	4.71	5.49	6.28	7.07	7.85	9.42	3.142
0.888	12	1.13	2.26	3.39	4.52	5.65	6.78	7.92	9.04	10.18	11.31	13.57	3.770
1.208	14	1.54	3.08	4.62	6.16	7.70	9.24	10.78	12.32	13.85	15.39	18.47	4.400
1.578	16	2.01	4.02	6.03	8.04	10.05	12.10	14.07	16.13	18.15	20.17	24.13	5.027
2.466	20	3.14	6.28	9.42	12.57	15.71	18.85	21.93	25.13	28.27	31.42	37.70	6.283
3.853	25	4.91	9.82	14.73	19.63	24.54	29.45	34.36	39.27	44.18	49.09	58.90	7.854
6.313	32	8.04	16.08	24.13	32.17	40.21	48.25	56.30	64.34	72.38	80.42	96.51	10.053
9.865	40	12.56	25.13	37.70	50.27	62.83	75.40	87.96	100.53	113.10	125.66	150.80	12.566

DT 6

SOLEN Géotechnique

Fiche MPS E01-31
Rev 0 24/12/97

- GEOTECHNIQUE - ENVIRONNEMENT
- INGENIERIE - ESSAIS - CONTROLES

SOLEN Geotechnique
23 Avenue du Mirail 33370 ARTIGUES PRES BORDEAUX
Tel:05.57.77.01.60 Fax:05.56.32.55.07

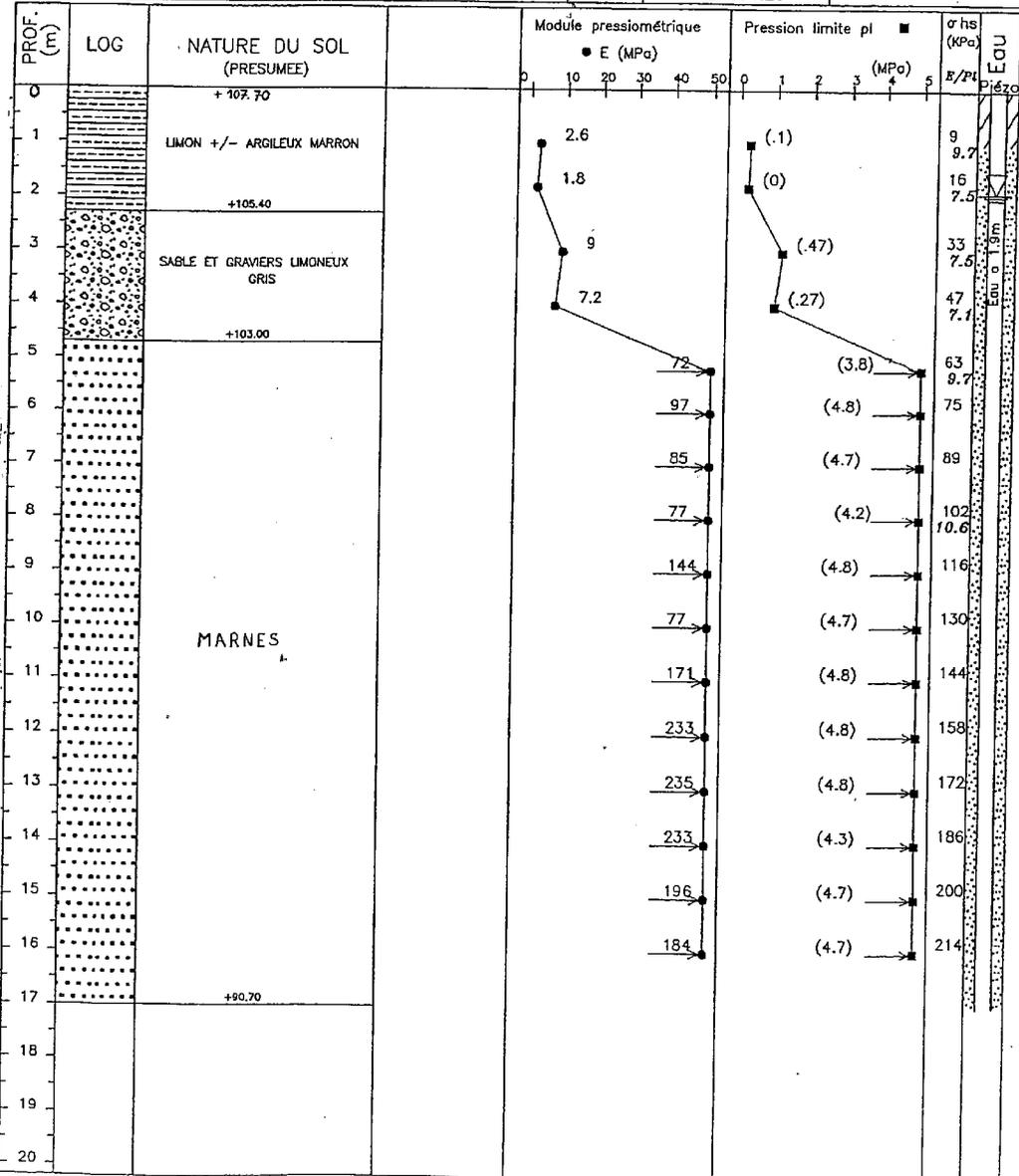
SONDAGE PRESSIOMETRIQUE MENARD: NF P94110

Sondage	de	a	diam.	fluide
ROTATION	0.00 m	4.80 m	63 mm	Boue
ROTOPERCUSSION	4.80 m	17.00 m	66 mm	Boue
TUBAGE	0.00 m	4.80 m	89 mm	

Chantier:A89 SECTION 4-3
LE MAUMONT

SP2

Dossier : 154LG38 | Date : 11/10/01 | Folio : 1 | X = 533390.20 | Y = 321371.20



Extrait du fascicule 62

Annexe C.3

ARTICLE 1. : DOMAINE D'APPLICATION

Les présentes règles s'appliquent au calcul de la contrainte de rupture sous la pointe qu et du frottement latéral unitaire limite q_s d'un élément de fondation profonde à partir des résultats de l'essai au pressiomètre Ménard.

ARTICLE 2. : CONTRAINTE DE RUPTURE SOUS LA POINTE qu

La contrainte de rupture est donnée par l'expression suivante :

$$q_u = k_p \cdot p_{le}$$

p_{le} désigne la « pression limite nette équivalente ». Sauf indication différente du marché, elle est calculée suivant la méthode exposée à l'annexe E.2.

Sauf indication différente du marché, la valeur de k_p , dit facteur de portance, est fixée par le tableau I ci-après en fonction de la nature de la formation concernée et du mode de mise en œuvre de l'élément de fondation, quelle que soit la géométrie de la section droite de celui-ci.

Si elle n'est pas fixée par le marché, la classification des formations dans l'une ou l'autre des catégories définies dans le tableau est fixée par le maître d'œuvre sur proposition de l'entreprise.

TABLEAU I : VALEUR DU FACTEUR DE PORTANCE k_p

Nature des terrains	Éléments mis en œuvre	
	sous refoulement du sol	avec refoulement du sol
ARGILES - LIMONS	A	1,1
	B	1,2
	C	1,3
SABLES - GRAVES	A	1,0
	B	1,1
	C	1,2 (***)
CRAIES	A	1,1
	B	1,4
	C	1,8
MARNES, MARNO-CALCAIRES	1,8	2,6
ROCHES ALTÉRÉES ⁽¹⁾ (***)	1,1 à 1,8	1,8 à 3,2

(1) La valeur de k_p pour ces formations est prise égale à celle de la formation meuble du tableau à laquelle le matériau concerné s'apparente le plus.

Annexe E.2

p_{le} , pression limite équivalente, est une pression limite pondérée, qui tient compte de la distribution des pressions limites mesurées de part et d'autre de la pointe du pieu.

$$p_{le} = \sqrt[3]{p_1 \cdot p_2 \cdot p_3}$$

Les trois valeurs sous le radical représentent respectivement les pressions limites mesurées un mètre au dessus de la pointe du pieu, au niveau de cette pointe et un mètre au dessous

EXTRAITS DU BAEL

CHAPITRE A.2 CARACTÈRES DES MATÉRIAUX

A.2.1.12. - La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement* définie par la relation :
 $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$
 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.

CHAPITRE A.4 JUSTIFICATION DES PIÈCES PRISMATIQUES SOUMISES À DES SOLlicitATIONS NORMALES

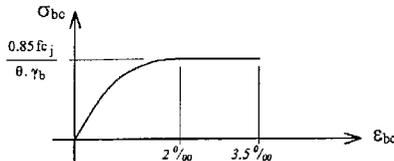
Article A.4.3. - Etat limite ultime de résistance.

A.4.3.4. - Diagrammes déformations-contraintes du béton.

A.4.3.41. - Le diagramme déformations ϵ_{bc} contraintes σ_{bc} du béton pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit « parabole-rectangle ».

Il comporte un arc de parabole de second degré d'axe parallèle à l'axe des contraintes de compression σ_{bc} suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations ϵ_{bc} et tangent à la parabole en son sommet. Ce segment s'étend entre les valeurs $2 \cdot 10^{-3}$ et $3,5 \cdot 10^{-3}$ de la déformation ϵ_{bc} . L'arc de parabole s'étend de l'origine des coordonnées jusqu'à son sommet de coordonnées $\epsilon_{bc} = 2 \cdot 10^{-3}$ et $\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{tj}}{\theta \cdot \gamma_b}$.

Le diagramme ci-dessous schématise ces dispositions.



Le coefficient γ_b vaut 1,5 pour les combinaisons fondamentales et 1,15 pour les combinaisons accidentelles.
 Le coefficient θ est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 heures, à 0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures, et à 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

CHAPITRE A.8 DISPOSITIONS PARTICULIÈRES À CERTAINS ÉLÉMENTS

Article A.8.1. - Éléments comprimés.

A.8.1.1. - Généralités.

Le présent article est applicable à toutes les pièces notablement comprimées ; celles-ci doivent comporter des armatures longitudinales et transversales (respectivement parallèles et perpendiculaires à l'effort de compression appliqué) satisfaisant aux règles qui suivent (A.8.1.2. et A.8.1.3.).

A.8.1.2. - Armatures longitudinales.

A.8.1.21. - La section d'armatures longitudinales est au moins égale à 4 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures. D'autre part, la section d'armatures longitudinales est au moins égale à 0,2 % de la section totale de béton comprimé sans pouvoir dépasser 5 % en dehors des zones de recouvrement de ces barres.

A.8.1.22. - Les armatures longitudinales sont réparties dans la section au voisinage des parois de façon à assurer au mieux la résistance à la flexion de la pièce dans les directions les plus défavorables. En particulier dans une pièce de section rectangulaire la distance maximale de deux armatures voisines sur une même face est au plus égale à :

- la longueur du petit côté du rectangle augmentée de 10 cm ;
- 40 cm

CHAPITRE B.8 POTEAUX

Article B.8.2. - Combinaisons d'actions à considérer.

B.8.2.1. - Poteaux soumis à une compression « centrée ».

B.8.2.10. - Définition.

Un poteau est réputé soumis à une compression « centrée » s'il n'est sollicité en plus de l'effort normal de compression que par des moments dont l'existence n'est pas prise en compte dans la justification de la stabilité et de la résistance des éléments qui lui sont liés et qui ne conduisent par ailleurs qu'à de petites excentricités de la force extérieure.

B.8.2.11. - Poteaux soumis uniquement aux actions dues à des charges permanentes et à des charges d'exploitation.

Les combinaisons d'actions sont celles définies pour les poutres à l'article B.6.1.21.
 Q_{s0} représente alors l'action des charges d'exploitation évaluée au niveau considéré en faisant application s'il y a lieu de la loi de dégression dans les bâtiments à étages.
 Dans les cas les plus courants, l'unique combinaison d'actions à considérer est : $1,35 G + 1,5 Q_s$

B.8.2.12. - Poteaux soumis aux actions dues à des charges permanentes, des charges d'exploitation et au vent.

L'action du vent sur des poteaux soumis à une compression « centrée » ne peut se présenter que lorsque ces poteaux constituent membrure comprimée ou tendue d'un dispositif de contreventement.
 Les combinaisons d'actions sont celles définies pour les poutres à l'article B.6.1.22., Q B étant défini à l'article B.8.2.11.
 Dans les cas les plus courants, les quatre combinaisons d'actions à considérer sont :

- (1) $1,35 G + 1,5 Q_s$
- (2) $1,35 G + 1,5 Q_s + W$
- (3) $1,35 G + 1,5 W + 1,3 \psi_0 Q_s$
- (4) $G + 1,5 W$

où le produit $1,3 \psi_0$ prend les valeurs indiquées à l'article B.6.1.22.

B.8.2.2. - Autres poteaux.

Ce sont en particulier les poteaux d'ossatures calculées en portiques sous l'action des charges de pesanteur et du vent.
 Les combinaisons d'actions à considérer sont celles définies à l'article B.6.1.22. pour les poutres, Q_s ayant cependant la même définition qu'en B.8.2.11.

Article B.8.3. - Longueur de flambement.

La longueur de flambement, l_f est évaluée en fonction de la longueur libre, l_0 des pièces et de leurs liaisons effectives.

B.8.3.1. - Evaluation de la longueur libre.

La longueur libre, l_0 d'un poteau appartenant à un bâtiment à étages multiples est comptée entre faces supérieures de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du premier plancher.
 La longueur libre, l_0 des poteaux d'un hall ne comportant au-dessus du sol qu'un rez-de-chaussée couvert est comptée de la jonction avec la fondation ou de la face supérieure du plancher haut du sous-sol au sommet du poteau.

B.8.3.2. - Cas du poteau isolé.

S'il n'existe aucun dispositif de construction susceptible de modifier la longueur de flambement, cette longueur, l_f est prise égale à :

- $2 l_0$ si le poteau est libre à une extrémité et encastré à l'autre ;
- l_0 si le poteau est articulé aux deux extrémités ;
- l_0 si le poteau est encastré aux deux extrémités, dans le cas où ces extrémités peuvent se déplacer l'une par rapport à l'autre suivant une direction perpendiculaire à l'axe longitudinal du poteau, et située dans le plan principal pour lequel on étudie le flambement ;
- $l_0/\sqrt{2}$ si le poteau est articulé à une extrémité et encastré à l'autre ;
- $l_0/2$ si le poteau est encastré aux deux extrémités, dans le cas où ces deux extrémités sont empêchées de se déplacer l'une par rapport à l'autre suivant une direction perpendiculaire à l'axe longitudinal du poteau, et située dans le plan principal pour lequel on étudie le flambement.

Article B.8.4. - Justification des poteaux.

B.8.4.1. - Détermination forfaitaire de l'effort normal résistant des poteaux soumis à une compression « centrée ».

Les poteaux rentrant dans cette catégorie sont définis en B.8.2.1.
 Par ailleurs, les conditions de mise en oeuvre et, en particulier, la qualité des coffrages doivent être telles que l'imperfection de rectitude des poteaux puisse être estimée au plus égale à la plus grande des deux valeurs 1 cm et $l/500$.
 L'effort normal agissant ultime N_{Ulim} d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_{Ulim} = \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + A \frac{f_s}{\gamma_s} \right]$$

expression dans laquelle :

A est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

B_r est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie ;

$\gamma_b = 1,5$;

$\gamma_s = 1,15$;

α est un coefficient, fonction de l'élançement mécanique λ , qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left[\frac{\lambda}{35} \right]^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50 \quad ; \quad \alpha = 0,6 \left[\frac{50}{\lambda} \right]^2 \quad \text{pour } 50 < \lambda \leq 70$$

Les valeurs de α sont à diviser par 1,10 si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.

Il convient d'appliquer une réduction complémentaire lorsque la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours (on prend la contrainte f_{cj} au lieu de f_{c28} et le coefficient de réduction est de 1,20 au lieu de 1,10).

Lorsque l'élançement est supérieur à 35, il ne peut, sans justifications plus précises, être tenu compte que des armatures disposées de façon à augmenter le plus efficacement possible la rigidité du poteau dans le sens où son moment d'inertie est le plus faible.

B.8.4.2. - Dispositions constructives des poteaux à compression centrée. Les dispositions constructives des poteaux à compression centrée sont celles précisées à l'article A.8.1.