

SESSION 2006

**BREVET DE TECHNICIEN SUPERIEUR
TRAVAUX PUBLICS**

EPREUVE E 4 ETUDE DES OUVRAGES

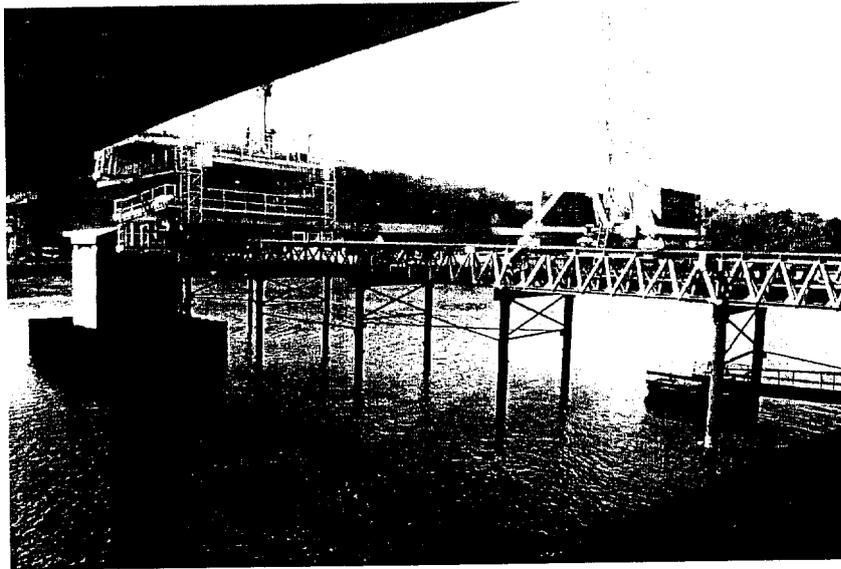
U 41 MECANIQUE

Durée : 4 heures

Coefficient : 3

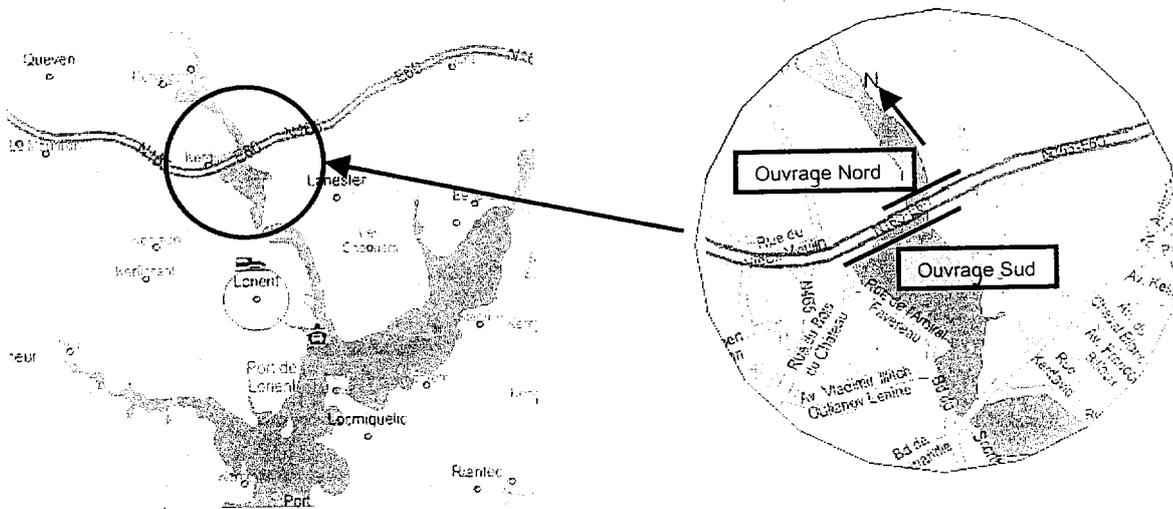
**MATERIEL AURORISE / calculatrice (circulaire 99-
186 du 16/11/1999, BO 42 du 25/11/1999**

AUCUN DOCUMENT N' EST AUTORISE



PRESENTATION

OUVRAGES SUR LE SCORFF



EXTRAITS DU CCTP

Les travaux faisant l'objet du présent marché concernent la construction des ouvrages définis ci-après.

Sur la déviation de Lorient entre Kerdual et Lann Sevelin, l'ouvrage supporte la RN 165 entre les communes de Quevin et Caudan.

Il franchit le Scorff et la voie militaire de la poudrière.

TRANCHE FERME : Ouvrage Nord :

Il s'agit d'un pont caisson en béton précontraint à trois travées de hauteur variable de longueur respective 53.375 m, 97.750 m et 63.375 m.

Cette tranche comprend aussi la réalisation des fondations (jusqu'à la semelle) des appuis en site maritime de l'ouvrage Sud.

TRANCHE CONDITIONNELLE : Ouvrage Sud :

Il s'agit d'un pont caisson en béton précontraint à cinq travées de hauteur variable de longueur respective 32.500 m, 46.250 m, 72.000 m, 97.750 m et 53.375 m

Notre étude concerne l'ouvrage Sud et les éléments définis sur la vue en plan (voir Pr2).

Les questions portent sur des calculs d'éléments provisoires ou définitifs, en phase travaux.



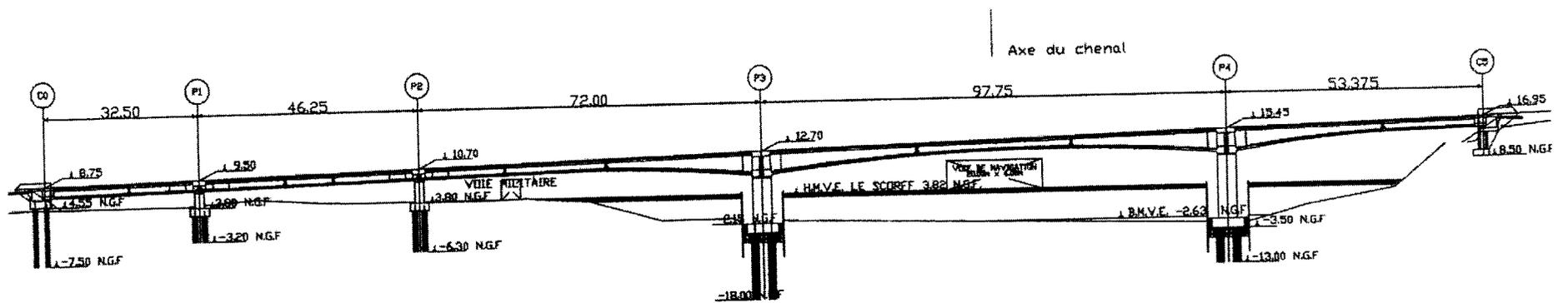
Ce dossier comprend, au format A3:

- Sous-dossier **PRESENTATION** Pr1, 2
- Sous-dossier **TRAVAIL DEMANDE** (4 études indépendantes) Td1, 2, 3
- Sous-dossier **DOCUMENTS** D1, 2, 3, 4, 5, 6

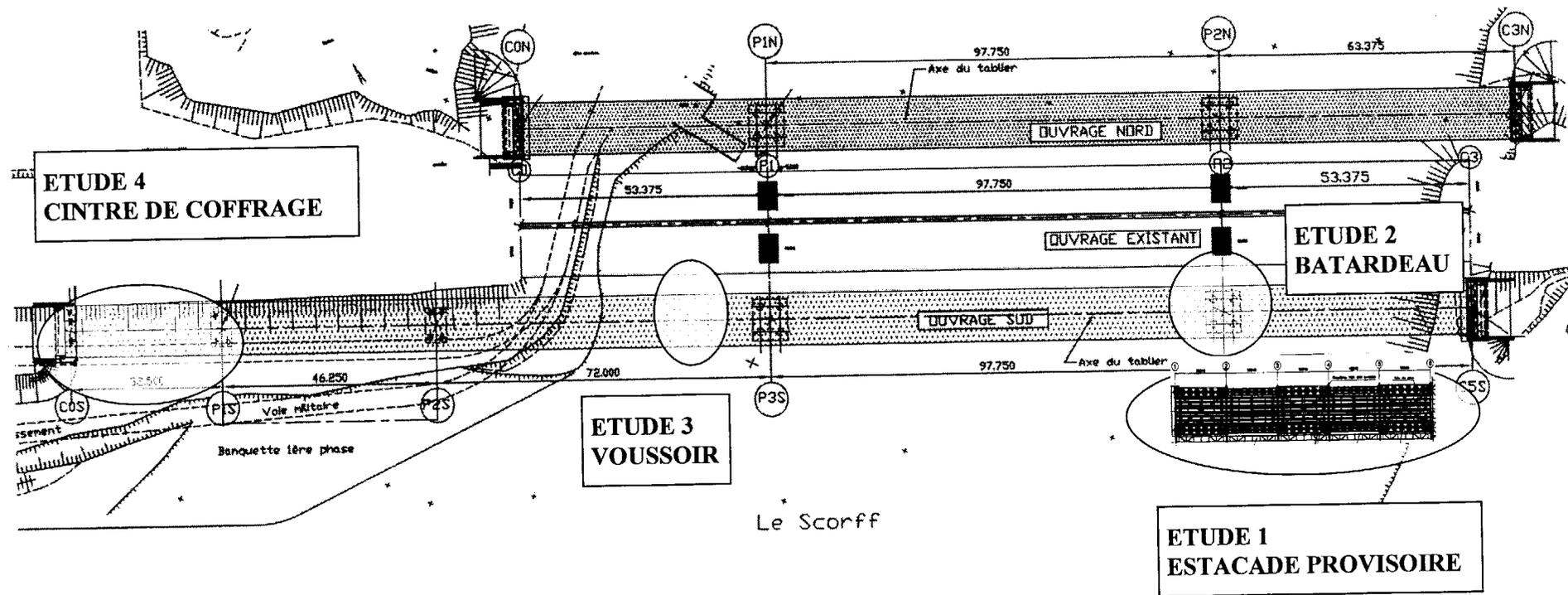
BAREME

A	1 2 3	7 6 2	B	1 2 3	4 4 2	C	1 2 3 4	3 9 4 4	D	1 2	5 20	E	1 2 3	12 12 6
Etude 1			Etude 2			Etude 3			Etude 4					
15			10			20			25			30		

OUVRAGE SUD - COUPE LONGITUDINALE (hors échelle)

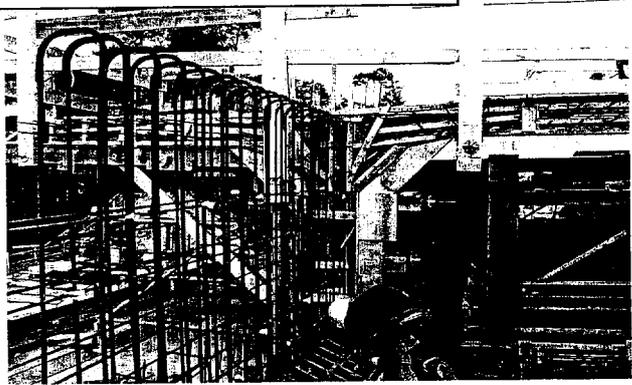


VUE EN PLAN (hors échelle)





TRAVAIL DEMANDE



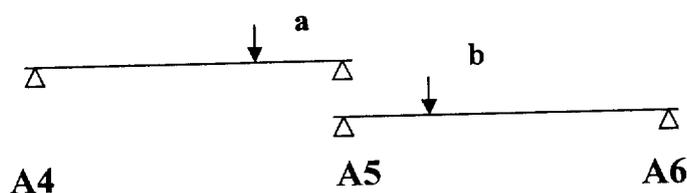
ETUDE 1 - ESTACADE PROVISOIRE

L'objet de cette question est de réaliser certains calculs de vérification concernant les pieux supportant l'estacade provisoire (voir Document 1). Seules les actions verticales seront ici étudiées.

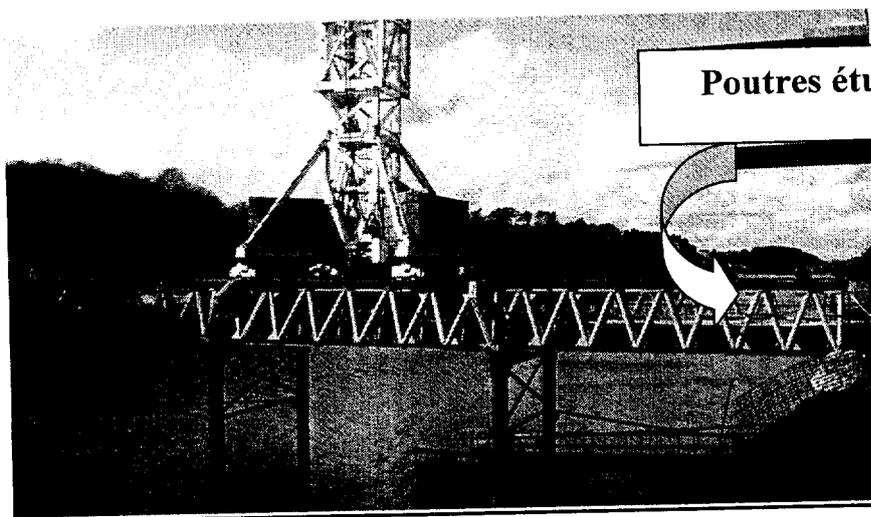
A- ACTIONS DUES A LA GRUE

L'étude porte sur les actions verticales que transmet la **grue mobile**, sur chassis $6,000\text{ m} \times 6,000\text{ m}$ se déplaçant sur l'estacade, aux pieux. Les pieux sont battus avec refoulement et seront schématisés comme des *appuis simples* pour l'estacade montée en *travées isostatiques*.

A1- Grue en service, chassis axé sur les pieux A5 et B5



Modélisation des poutres
Schémas mécaniques à compléter

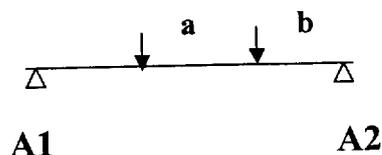


Les actions verticales dues à la grue seront prises égales à : $a = 600\text{ kN}$, $b = 610\text{ kN}$
Le poids propre des poutres est ici négligé.

A11- Compléter les schémas mécaniques dimensionnant les poutres A4A5 et A5A6 les plus sollicitées.

A12- Déterminer l'action sur le pieu A5 le plus sollicité.

A2- Grue hors service, chassis centré sur travée de rive



Les actions verticales seront prises ici égales à : $a = 350\text{ kN}$, $b = 920\text{ kN}$
Le poids propre des poutres est ici négligé.

A21- Compléter le schéma mécanique dimensionnant la poutre **A1A2** la plus sollicitée.

A22- Déterminer les actions sur les pieux **A1** et **A2**.

A3- Combinaison d'actions

Les poutres apportent une action permanente ponctuelle due à leur poids propre **G** de 163 kN sur chaque pieu. L'action déterminée en question A12 ou A22 sera l'action d'exploitation **Q**.

Soit les combinaisons d'actions : **ELS** $G + Q$
ELU $1,35 G + 1,50 Q$

A31- Déduire des questions A12 et A22 l'action d'exploitation **Q** sur le pieu le plus sollicité. En déduire les actions verticales **Q_{so}** à l'**ELS** et **Q_{uo}** à l'**ELU** agissant sur le pieu le plus sollicité.

B- ETUDE D'UNE FONDATION PROFONDE

*Attention, dans les études B1, B2 et B3, on considèrera que **Q_{so} = 1020 kN** et **Q_{uo} = 1510 kN***

B1- Portance du pieu

On utilisera le document « Portance des pieux » (voir Document D2) afin de vérifier certaines combinaisons d'actions.

B11- Calculer la charge limite en compression $Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$

B12- Calculer la charge de fluage $Q_c = 0,7 Q_{pu} + 0,7 Q_{su}$

B13- Vérifier : Combinaison ELS rare $Q_{so} < Q_c/1,1$
Combinaison ELU fondamentale $Q_{uo} < Q_u/1,4$

B2- Contrainte dans le pieu

La limite élastique de l'acier du pieu est $\sigma_e = 490$ MPa.
On prend **Q_{so}** comme effort normal dans la section droite du pieu, étudiée ci-après.

B21- Schématiser la section droite du pieu tubulaire et établir en correspondance de vues les diagrammes des contraintes normales σ_{so} à l'**ELS** dans le pieu le plus sollicité.

B22- Vérifier que : $\sigma_{so} < 0,6 \sigma_e$

B3- Battage d'un pieu

B31- L'objectif de force portante **Q_{uo}** du pieu est atteint pour **Q_{uo} = 0,4 R_d**
En utilisant la relation donnée dans l'extrait du DTU 13.2 (voir Document D2), déterminer la valeur de $(e + r/2)$.
En déduire la valeur contrôlée sur chantier du refus élastique **r**, sachant que $e = 4,35$ mm.
La valeur du refus élastique est limitée ici à 5 mm. Conclure.

ETUDE 2 - BATARDEAU

L'objet de cette question est de déterminer l'épaisseur du bouchon de béton dans le batardeau (Document D2) sur lequel repose la semelle d'une pile de l'ouvrage.

En effet, la réalisation de certaines piles du viaduc nécessite la réalisation d'un batardeau de palplanches. Une des phases de réalisation d'un batardeau est présentée sur le document ci-contre.
Le bouchon de béton, mis en oeuvre immergé assure la sécurité du travail à l'intérieur du batardeau.

Soit e l'épaisseur du bouchon. Le batardeau a été vidangé.

C1- Faire un schéma mécanique coté, en reprenant le schéma annexé, afin de poser le problème de la stabilité du bouchon en équilibre limite, soumis à l'effet de son poids propre (**bouchon d'épaisseur e**), du poids des 4 pieux métalliques, bétonnés, réalisés préalablement (**AI = - 13,000 m**) et de la pression due à **la présence d'eau à l'extérieur du batardeau supposée au niveau HMVE** .

C2- Calculer l'action résistante G_p due au poids propre des 4 pieux.

Tube métallique diamètre ϕ ext 1600 mm / épaisseur e 20 mm de poids 74 kN l'unité.

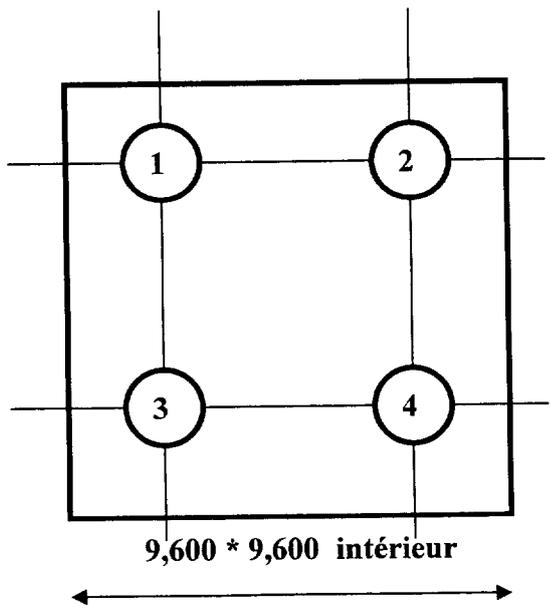
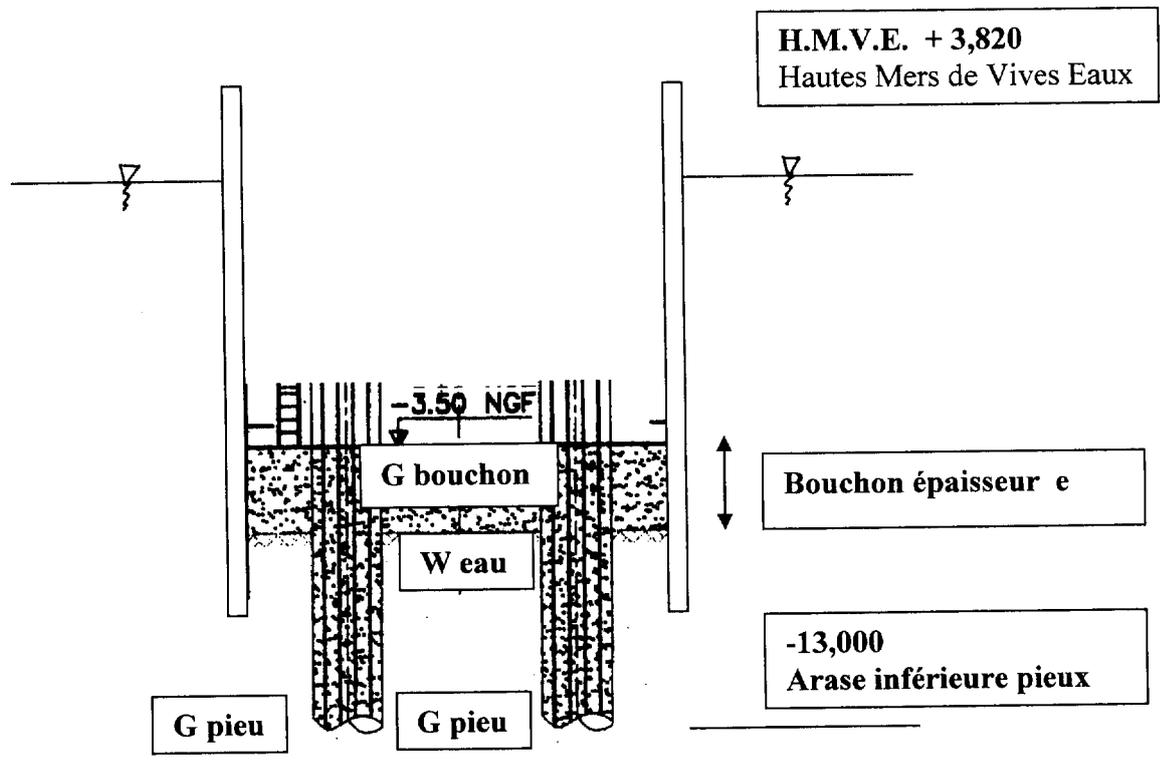
Remplissage béton armé de poids volumique 25 kN/m^3

- Calculer, en fonction de e , l'action résistante G_b due au poids propre du bouchon (24 kN/m^3), hors les pieux.
- Calculer, en fonction de e , l'action motrice W résultant de la pression due à l'eau extérieure au batardeau, s'exerçant sur la face inférieure du bouchon.

C3- Déterminer l'épaisseur e théorique du bouchon après avoir écrit l'équation d'équilibre limite entre action motrice et actions résistantes étudiées.

C4- L'entreprise a retenu un bouchon d'épaisseur 2 m. En étudiant le document D2, justifier ce choix.

BATARDEAU vidangé: bouchon isolé
rideau de palplanches non pris en compte



ETUDE 3 - DECOFFRAGE D'UN VOUSOIR

L'objet de l'étude concerne le décoffrage de la console du hourdis supérieur du voussoir (voir Document D3)

D1- LE MATERIAU BETON

Le béton utilisé est un B35.

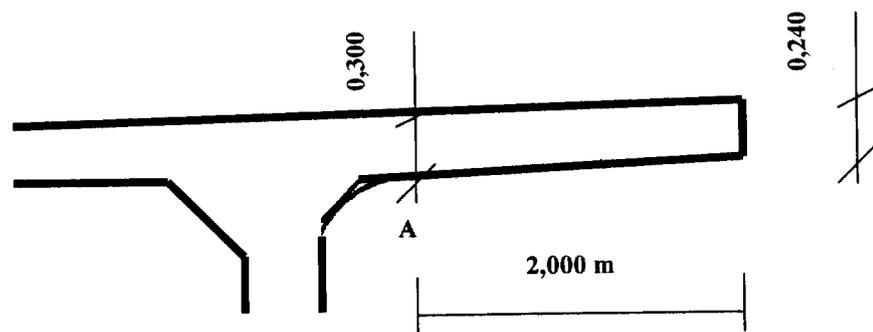
Le CCTP impose une résistance minimale à la compression de 18 MPa avant le décoffrage.

D11- A combien de jours le béton utilisé atteint-il la résistance minimale demandée ? (voir Document D4)

D2- STRUCTURE EN CONSOLE

L'étude est faite pour 1 ml de voussoir.

On pose l'hypothèse, pour la console du voussoir, d'une poutre encastree de portée 2,000 m et de section droite $b \cdot h_{variable}$ de 1,000m * 0,300 à 0,240m.



Dans la section droite d'encastrement A ci-dessus, sont mises en place avec un espacement de 0,100 m des armatures HA 16 Fe E 500, en zone tendue. Ces armatures seront les seules retenues dans l'étude mécanique ci-après. L'enrobage, zone de l'ouvrage protégée en service, est de 30 mm.

D21- Dessiner, par lecture du document voussoir (document D3), en utilisant le schéma ci-dessus reproduit à main levée, les armatures HA 16 Fe E 500 concernées.

- Dessiner, en correspondance de vues, la section droite A d'encastrement, cotée. (Document D5)
- Définir (en une phrase) l'ancrage d'une barre soumise dans une section à un effort de traction.

D22- L'entreprise décoffre à 5 jours.

- Déterminer à cette date la longueur de scellement droit d'une armature HA 16 Fe E 500. (Documents D4 et D5)
- Calculer l'effort normal maximum transmis par une armature HA 16 Fe E 500.
- Tracer l'évolution de l'effort normal $N = f(x)$ le long d'une armature HA 16 Fe E 500 de longueur 3,600 m.
- Commenter l'évolution de ce diagramme dans le temps.

ETUDE 4 - CINTRE DE COFFRAGE

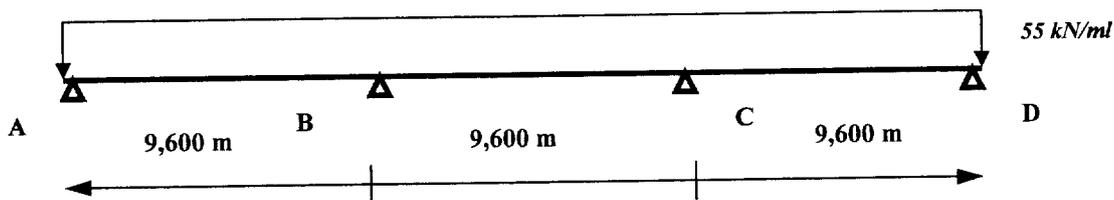
L'objet de l'étude est de vérifier la flèche d'un élément coffrant les voussoirs. (voir Document D3)

E1- STRUCTURE REELLE

Le cintre étudié se trouve entre la culée C0S et la pile P1S, sur la file 1.

Il est composé de 2 profilés HEB 600 soudés de 14,500 ml chacun (donnant un profilé unique de 29,000 ml) récupérés de l'ouvrage Nord. Ce profilé reconstitué est considéré comme une poutre posée sur 4 appuis ABCD , **A articulation , BCD appuis simples.**

Les travées ainsi définies donnent 3 portées de 9,600 m. Les 0,200 m répartis en console gauche et droite seront négligés dans les calculs.



La combinaison d'actions dimensionnante correspond à une action répartie uniformément d'une valeur de 55 kN/ml.

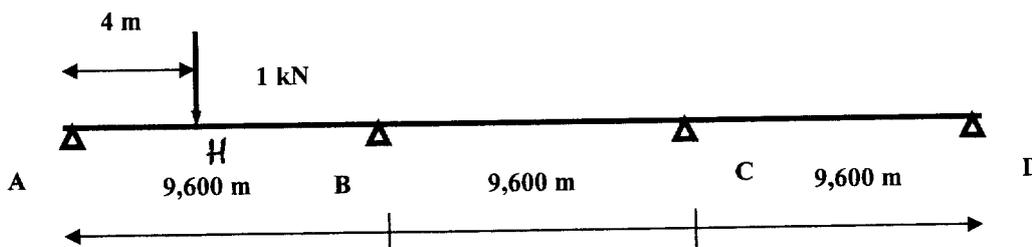
Les calculs donnent les actions d'appui suivantes : $Y_A = Y_D = 211,2 \text{ kN}$
 $Y_B = Y_C = 580,8 \text{ kN}$

E11- Tracer les diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant. Donner les valeurs particulières.

E2- STRUCTURE VIRTUELLE

On étudie la même poutre reposant sur les mêmes 4 appuis ABCD. Cette poutre est ici uniquement soumise à la seule action ponctuelle de valeur 1 kN, à la distance 4 m de l'appui A (point H).

On veut calculer les moments sur appuis.



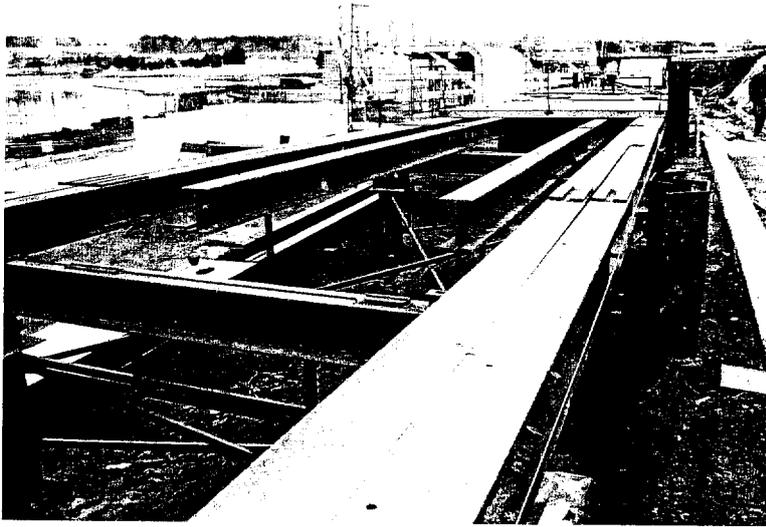
E21- Ecrire les équations des 3 moments appliqués à cette poutre. (voir Document D6)

Déterminer les rotations d'appui de poutres isostatiques seules nécessaires pour exprimer M_C en fonction de M_B .
En déduire que : $M_C = - M_B / 4$.

E22- On donne : $M_B = - 0,88 \text{ m kN}$. Déterminer l'action à l'appui A et tracer les diagrammes du moment fléchissant dans la structure. Préciser les valeurs particulières.

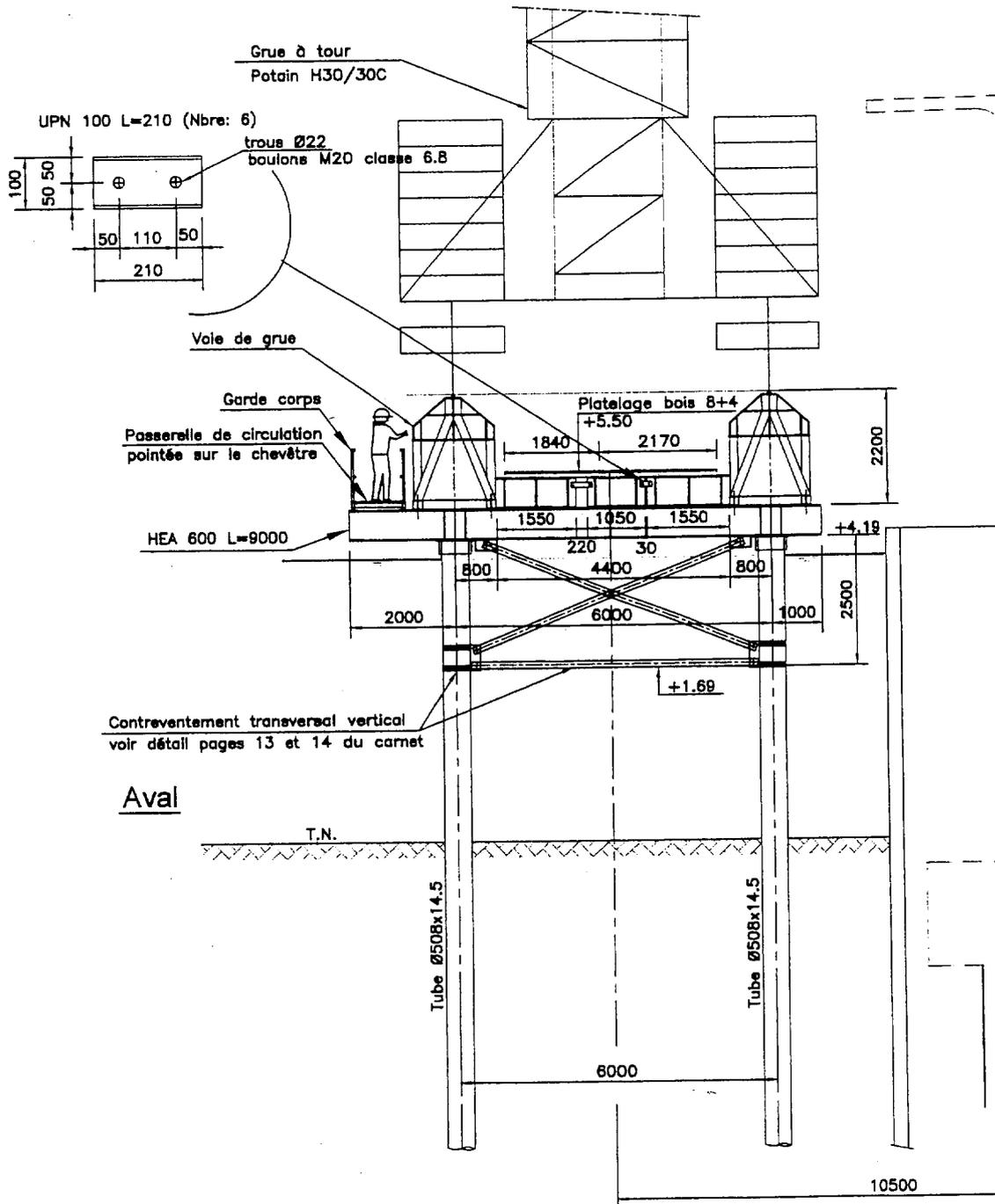
E3- FLECHE DU CINTRE

E31- Les calculs précédents permettent d'obtenir l'équation donnant la flèche Δ en H, en mètre : $E I \Delta = 3200$
Avec E exprimé en kPa, $E = 2,1 \cdot 10^8 \text{ kPa}$. Le moment quadratique I est à déterminer, en m^4 . (voir Document D6)
Déterminer la valeur de la flèche Δ . Le CCTP impose une flèche maxi de 1/1000. Vérifier cette condition.



DOCUMENTS

Étude 1 – ESTACADE COUPE TRANSVERSALE

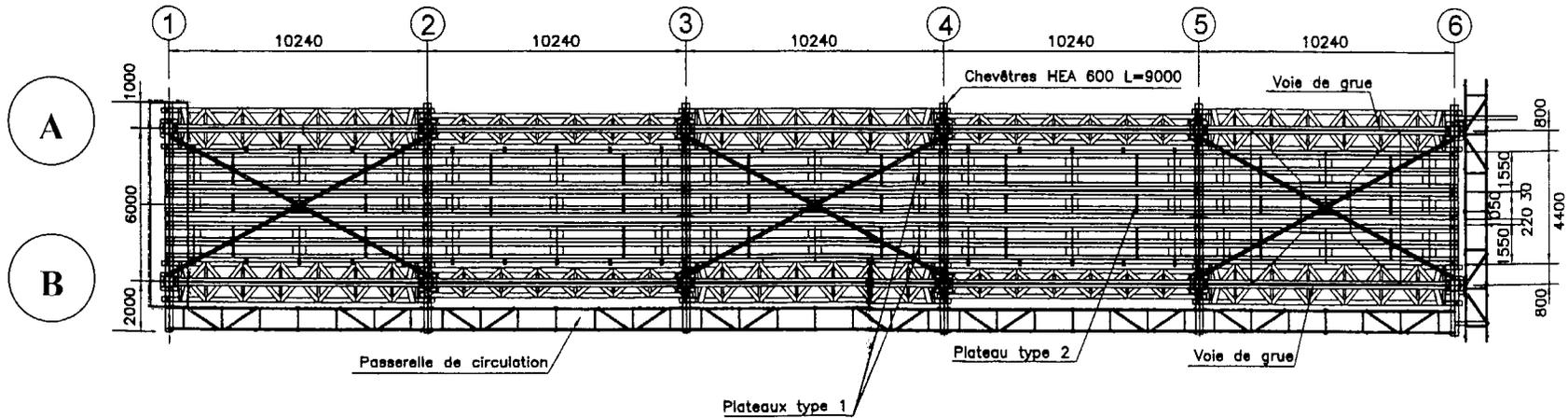
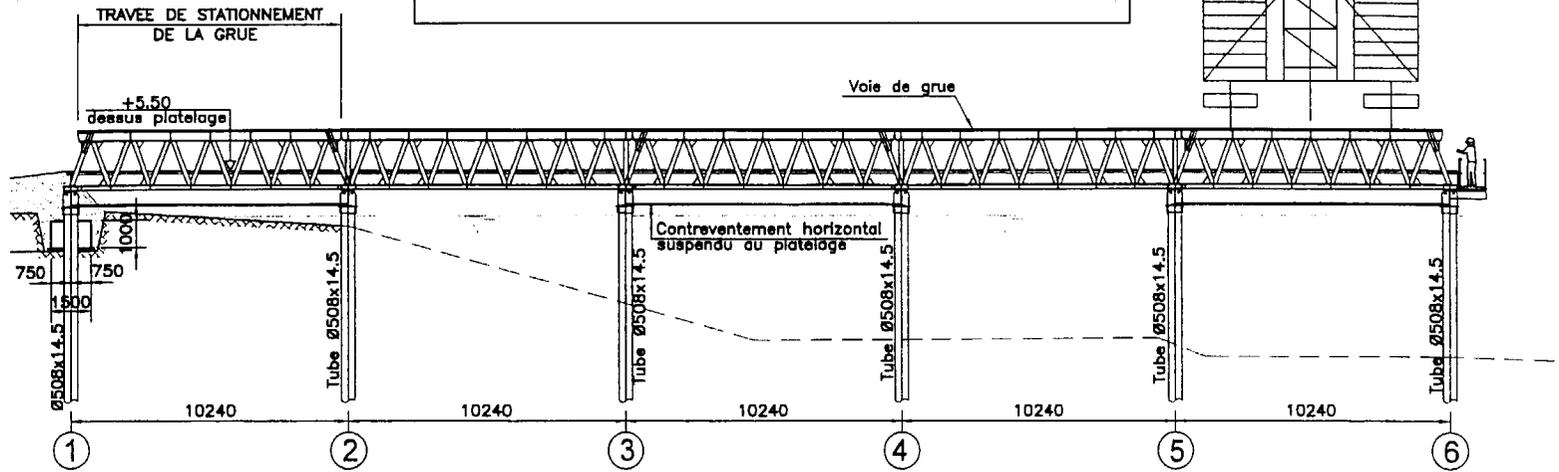


Aval

D1

TVE4MDS

Etude 1 - ESTACADE COUPE - VUE EN PLAN



Etude 1 – ESTACADE PROVISOIRE

PORTANCE DES PIEUX

PIEUX D'ESTACADE, battus avec refoulement:

Diamètre : 508 mm

Epaisseur : 14,5 mm

Section nette : 22480 mm²

Cote (NGF)	Nature sol	Hauteur (m)	Pi (Mpa)	Terme de pointe (kN)			Terme de frottement (kN)		
				Kp	Drap.	Qp i	qs	Drap.	Qs i
2.7	eau	4.70	0.0	0.0	0	0	0	1.0	0
-2.0		10.45	0.0	0.0	0	0	0	1.0	0
-12.5	Vase sableuse	1.00	4.1	0.0	0	0	40	1.0	64
-13.5	Sable vasard								
-13.9	Granite sain	0.45	7.0	3.0	0.5	2128	200	0.0	0
				Qpu = 2128 kN			Qsu = 64 kN		

BATTAGE DES PIEUX (P 11-212-1 / Extrait DTU 13.2 / Article 1.2.1.1)

1.2.1.1 Dans le cas des pieux battus

A l'établissement d'une courbe de battage complète établie en portant en ordonnées les profondeurs et en abscisses la résistance dynamique calculée par la formule des Hollandais sans coefficient de réduction.

$$R_d = \frac{M^2 h}{(M + P) e}$$

dans laquelle :

- Rd = résistance dynamique
- M = poids du mouton
- h = hauteur de chute du mouton
- P = poids des pièces mobiles intéressées au battage
- e = enfoncement moyen par coup de mouton.

Sur les trois derniers mètres, tous les 1 m de profondeur, on relève le refus élastique r et on porte sur le graphique de battage les quatre points représentatifs obtenus par la formule de Crandall sans coefficient de réduction.

dans laquelle r = refus élastique.

$$0,4 R_d = \frac{M^2 h * 0,4}{(M + P) (e + r/2)}$$

$$M = 22 \text{ kN}$$

$$P = 29,3 \text{ kN}$$

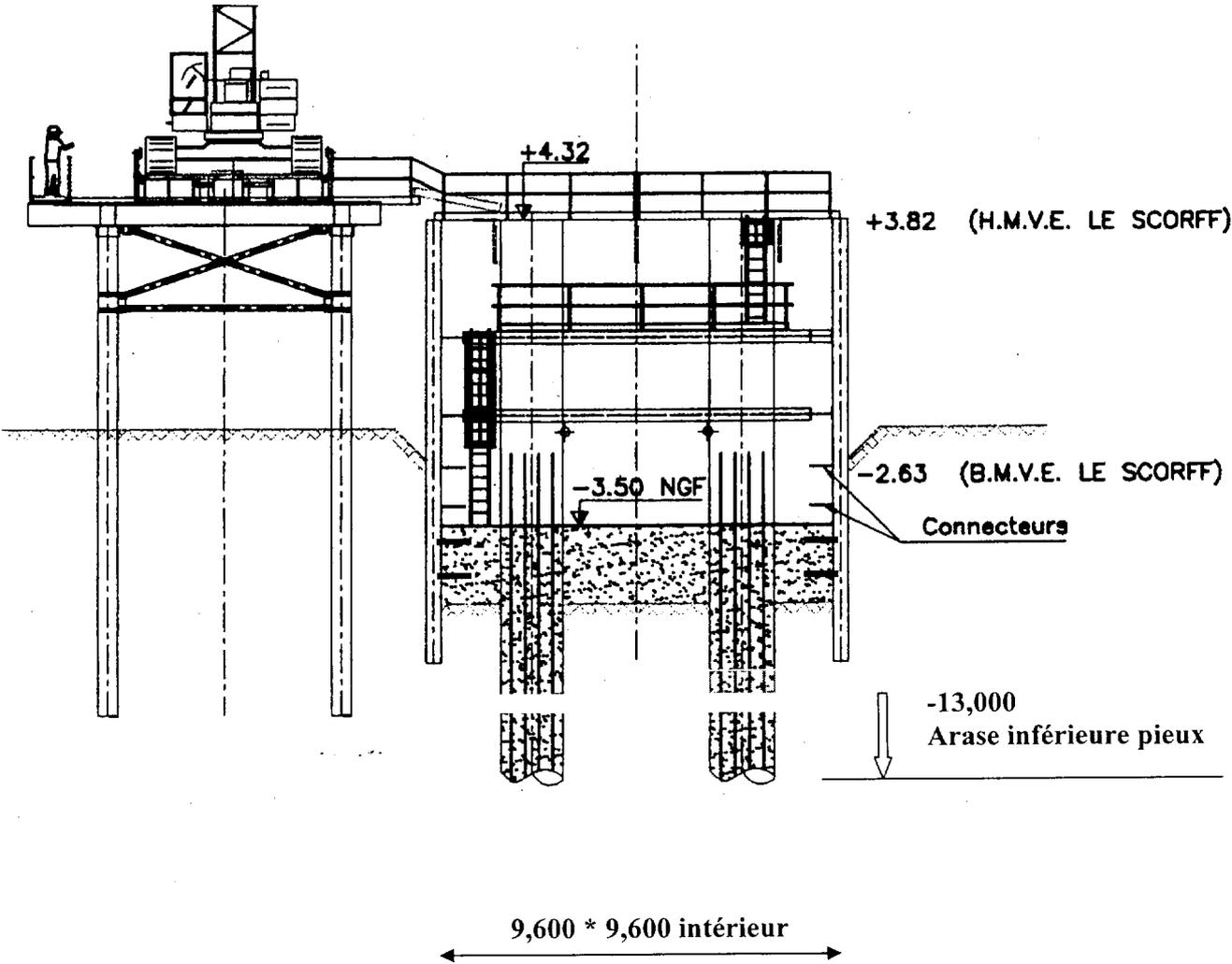
Avec h = 2,500 m

Etude 2 - BATARDEAU

Dans cette phase :

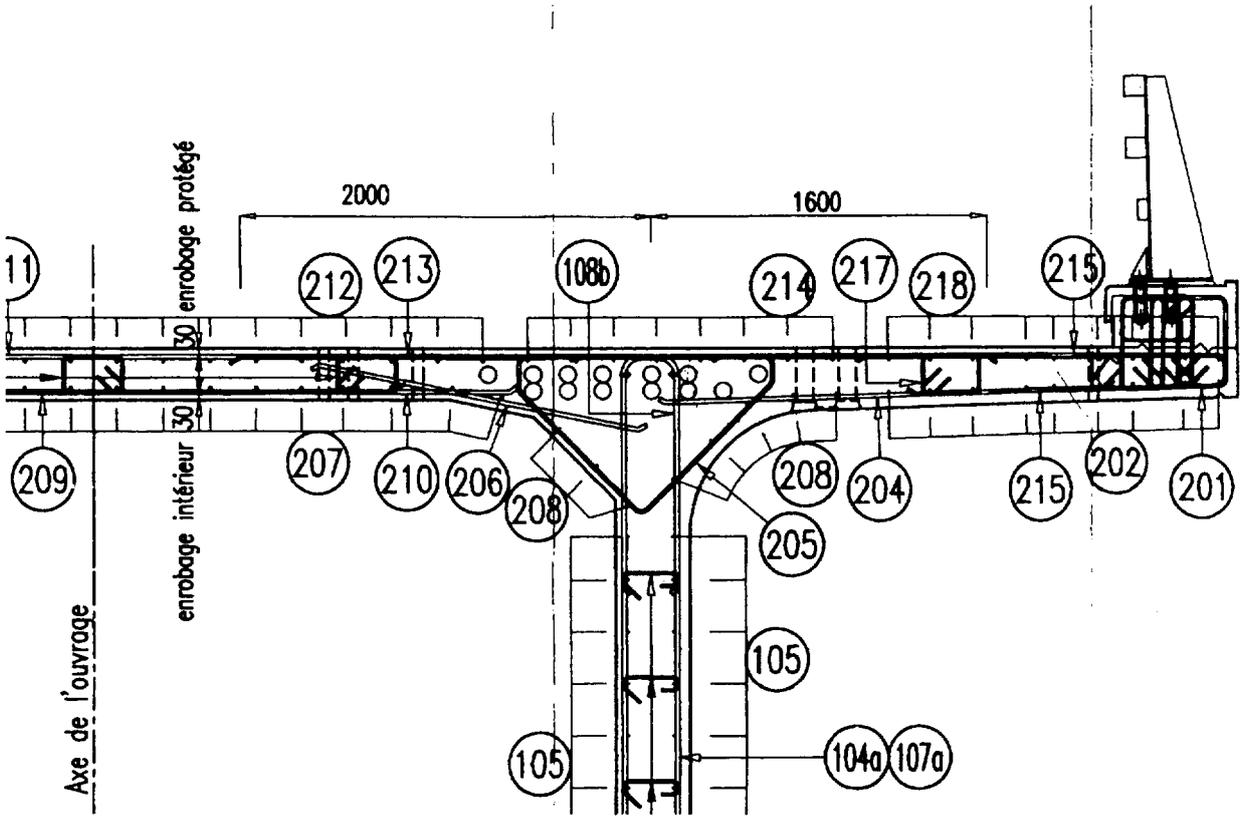
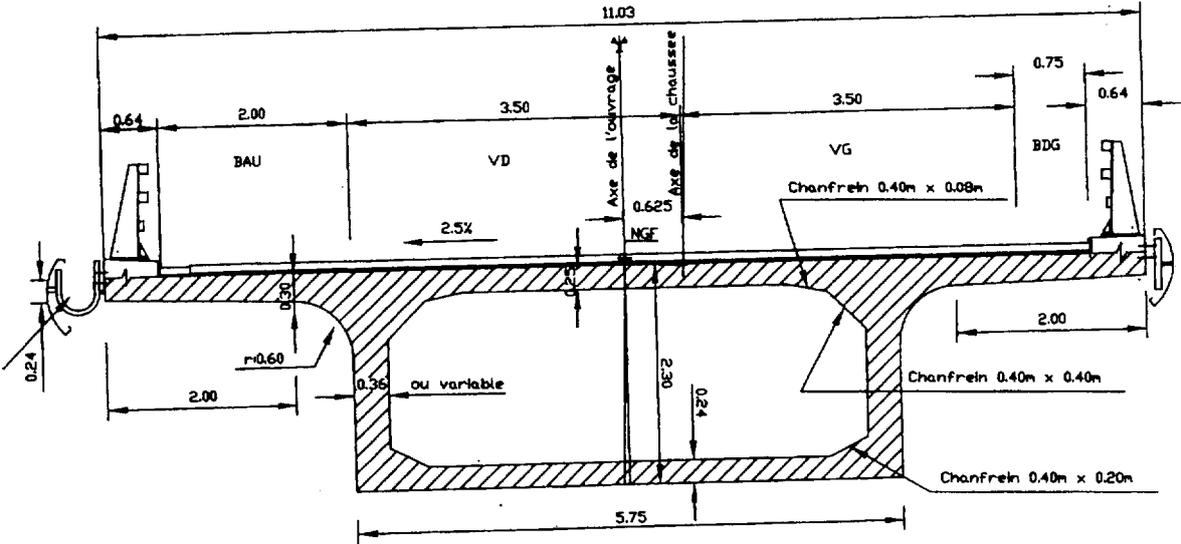
- batardeau vidangé
- pieux recépés
- niveau d'eau extérieur à + 3,82 m

ELEVATION

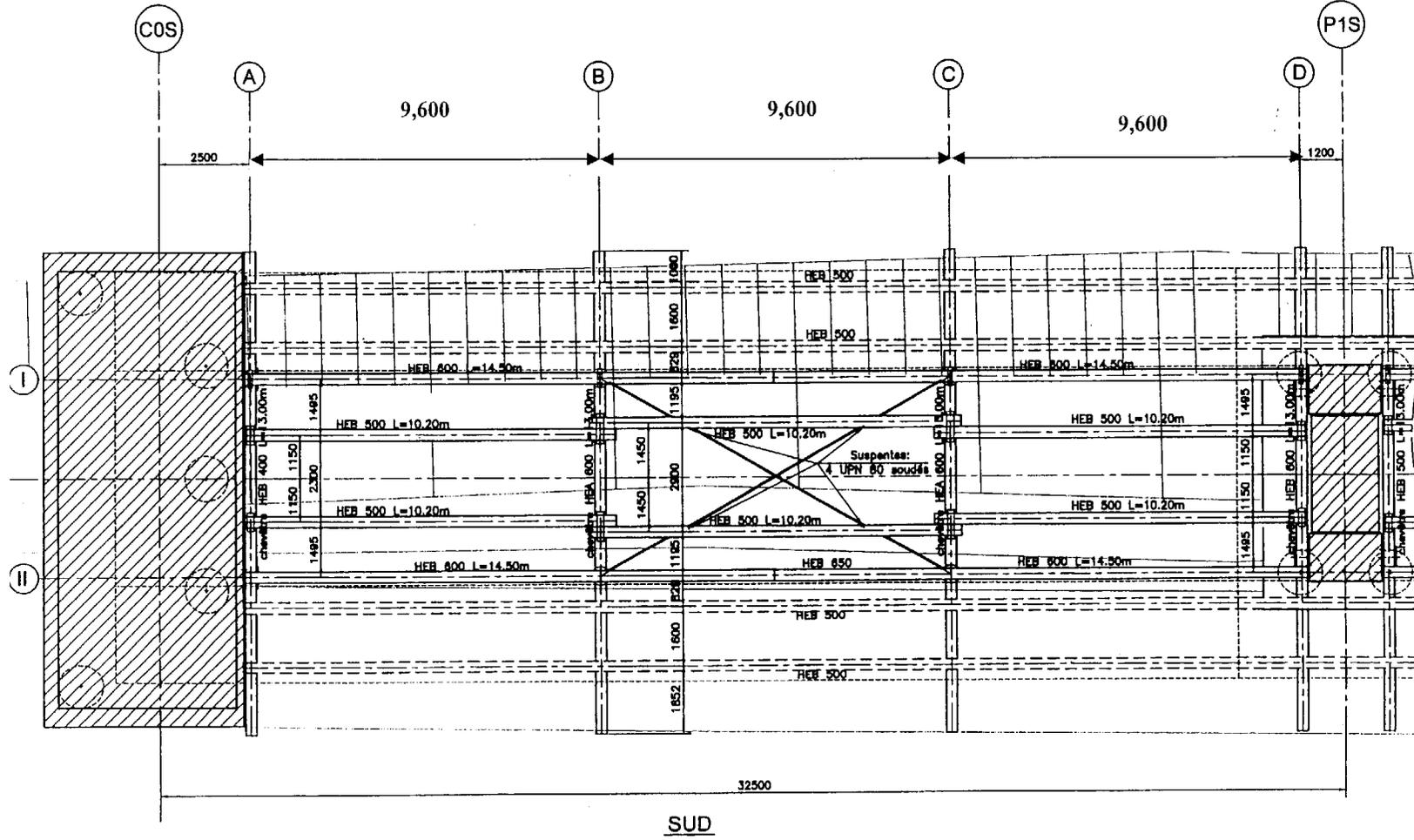


Etude 3 – VOUSOIR (hors échelle)

COUPE TRANSVERSALE A LA CLE
ET TRAVEES DE HAUTEUR CONSTANTE



Etude 4 - CINTRE - VUE EN PLAN (hors échelle)



chapitre A.2 caractères des matériaux

A.2.1 béton

A.2.1.1 résistance du béton

Commentaire
Les valeurs caractéristiques du présent article sont introduites dans les calculs compte tenu de coefficients de sécurité spécifiques : voir notamment le γ_b de l'article A.4.3.4 et du chapitre A.5.

A.2.1.11

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée). Celle-ci, notée f_{c28} , est choisie a priori, compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte (*).

Commentaire
Les cas non courants sont ceux pour lesquels la vitesse de durcissement du béton s'écarte sensiblement des valeurs les plus usuelles, par exemple en cas d'emploi de ciment alumineux ou de recours à un traitement thermique. Il est alors nécessaire de préciser les résistances à différents âges avant et après 28 jours, les éprouvettes étant soumises aux mêmes températures que le béton de l'ouvrage.

* Dans l'attente de la norme correspondante, il convient de se reporter aux règles de contrôle du fascicule 65 du C.C.T.G.

Les modalités du contrôle doivent être fixées compte tenu de l'importance de la structure et des conséquences économiques et humaines d'une défaillance éventuelle.

Pour le choix de la résistance caractéristique requise, on peut s'inspirer des résultats statistiques antérieurs obtenus sur des chantiers comparables.

Lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge de j jours (en cours d'exécution) est inférieur à 28, on se réfère à la résistance caractéristique f_{cj} obtenue au jour considéré.

Commentaire
On peut admettre que pour $j \leq 28$ la résistance f_{cj} des bétons non traités thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

et

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Les bétons à haute résistance contenant des ultra-fines actives peuvent avoir une loi d'évolution intermédiaire entre les deux précédentes. Pour les bétons traités thermiquement, on peut se reporter à l'annexe 6 du BPEL.

Pour justifier la résistance des sections, la valeur f_{cj} est conventionnellement bornée supérieurement à f_{c28} . Pour d'autres types de vérifications, on peut admettre une valeur au plus égale à $1,10 f_{c28}$ lorsque l'âge dépasse 28 jours, à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et que sa résistance f_{c28} atteigne au plus 40 MPa.

Commentaire
On peut alors évaluer la valeur de f_{cj} par la première formule ci-dessus pour $28 < j < 60$, avec $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$ pour $j \geq 60$.

Dans tous les cas, la résistance à la compression est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de 200 cm² de section et d'une hauteur double de leur diamètre.

Commentaire
Ces dimensions supposent une grosseur du granulat au plus égale à 40 mm, condition généralement satisfaite en béton armé; les éprouvettes, conformes à la norme NF P 18-400, sont confectionnées et essayées suivant le mode opératoire des normes NF P18-404 et NF P18-406.

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.

Commentaire
Cette définition, conventionnelle, suffit pour les calculs; elle n'exclut pas la réalisation d'essais de traction en conformité avec les prescriptions du fascicule 65.

Cette relation établie entre résistances caractéristiques diffère de celle que l'on obtiendrait avec des valeurs moyennes.

Si l'on exprime les résistances en bars, elle devient :

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

chapitre A.6 adhérence

Le présent chapitre concerne les liaisons entre le béton et les armatures; dans le cas des barres, ces liaisons sont mesurées par la contrainte d'adhérence τ_s (A.6.1.1).

Les règles à respecter, toutes relatives à l'état limite ultime, visent :

- les extrémités des barres qui doivent être ancrées avec une sécurité suffisante (A.6.1.2 pour les barres, A.6.2.1 et A.6.2.2 pour les treillis soudés);
- les armatures en partie courante soumises à des contraintes, dites d'entraînement, qui doivent être limitées pour ne pas endommager le béton entourant les armatures.

Commentaire
L'attention est attirée, en outre, sur le fait que la qualité de la liaison acier-béton est liée à la stricte observation des dispositions constructives de l'article A.7.2.

A.6.1 adhérence des aciers en barres

A.6.1.1 contrainte d'adhérence

La liaison entre une armature et le béton est mesurée par la contrainte d'adhérence τ_s définie par la formule :

$$\tau_s = \frac{1}{u} \frac{dF}{dx}$$

Commentaire
Cette formule générale s'applique :

- d'une part, aux extrémités des armatures, c'est-à-dire aux ancrages destinés à transmettre au béton la totalité de l'effort axial exercé sur l'armature;
- d'autre part, aux zones courantes des armatures soumises à des efforts d'entraînement dus à la variation de l'effort axial appliqué.

où $\frac{dF}{dx}$ est la variation par unité de longueur de l'effort axial exercé sur l'armature et u le périmètre utile de l'armature, confondu avec le périmètre nominal lorsqu'il s'agit d'une barre isolée.

Commentaire
Les valeurs à prendre pour les paquets sont précisées en A.6.1.221 pour les ancrages et en A.6.1.3 pour les armatures soumises à des efforts d'entraînement.

L'efficacité d'une barre du point de vue de l'adhérence est caractérisée par son coefficient de scellement ψ_s qui est pris égal à l'unité pour les ronds lisses bruts de laminage et à la valeur fixée par la fiche d'identification pour les autres types d'armatures.

Commentaire
Pour les armatures à haute adhérence, la valeur du coefficient ψ_s est généralement égale à 1,5.

A.6.1.2 ancrage des aciers en barres

A.6.1.21 conditions d'équilibre

L'ancrage de l'ensemble d'un paquet de barres n'est pas admis. Une barre est toujours ancrée individuellement; les paquets de plus de trois barres ne comportent aucun ancrage de barre individuelle sur toute leur longueur.

Commentaire
Il en résulte que dans un paquet de trois barres au plus, les longueurs d'ancrage de chacune des barres ne doivent pas se chevaucher; les paquets de plus de trois barres ne doivent être composés que d'éléments d'une seule longueur ancrés par épanouissement à leurs extrémités.

Sur la longueur d'un ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur limite ultime :

$$\tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 f_{tj}$$

Commentaire
Le tableau ci-dessous donne les valeurs de τ_{su} pour quelques valeurs de f_{c28} appartenant au domaine couvert par le présent règlement; on a considéré le cas des ronds lisses ($\psi_s = 1$) et celui des barres à haute adhérence les plus courantes pour lesquelles ($\psi_s = 1,5$).

f_{c28} (MPa)	f_{tj} (MPa)	τ_{su} (MPa)	
		$\psi_s = 1$	$\psi_s = 1,5$
20	1,8	1,1	2,4
25	2,1	1,3	2,8
30	2,4	1,4	3,2
35	2,7	1,6	3,6
40	3	1,8	4,0
45	3,3	2,0	4,5
50	3,6	2,2	4,9
55	3,9	2,3	5,3
60	4,2	2,5	5,7

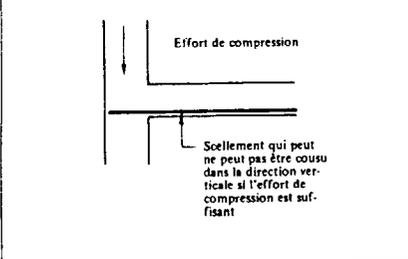
En outre, dans les parties courbes, en l'absence de contact avec une autre barre, il est admis de tenir compte d'un effort axial de frottement égal à la réaction de courbure de la barre multipliée par le coefficient de frottement de l'acier sur le béton, pris égal à 0,4.

Commentaire
La réaction de courbure par unité de longueur est égale au quotient de l'effort axial de la barre par le rayon de courbure au point considéré.

La zone d'ancrage d'une barre ou d'un groupe de barres doit être armée transversalement par des aciers de couture tracés et dimensionnés pour équilibrer les efforts tendant à faire éclater le béton par mise en jeu de l'adhérence. Les articles A.6.1.23 et A.6.1.254 donnent les règles à appliquer. Les armatures qui auraient été prévues à d'autres fins peuvent jouer ce rôle d'armatures de couture vis-à-vis des efforts d'adhérence, dans la mesure où leur tracé est correct à cet égard (*). Il y a lieu aussi de tenir compte de l'existence (éventuelle) d'un effort de direction perpendiculaire à l'axe de l'armature ancrée (**).

Commentaires
* La zone d'ancrage est le volume de béton qui entoure la partie de barre ancrée et qui peut être mécaniquement affecté par la mise en jeu de l'ancrage. Lorsque la zone d'ancrage se situe au voisinage des parois, les armatures de couture peuvent être bouclées au contact des armatures ancrées.

** Un effort perpendiculaire à l'armature ancrée augmente l'adhérence s'il s'agit d'une compression, mais la diminue s'il s'agit d'une traction. Dans ce dernier cas, les ancrages courbes sont recommandés.



A.6.1.22 ancrages rectilignes

A.6.1.221

Les barres rectilignes de diamètre ϕ et de limite d'élasticité f_s sont ancrées sur une longueur ℓ_s dite « longueur de scellement droit ». A défaut de calcul précis, on adopte les valeurs forfaitaires suivantes pour le rapport ℓ_s/ϕ :

- 40 pour les aciers à haute adhérence Fe E 400 de ψ_s au moins égal à 1,5 ;
- 50 pour les aciers à haute adhérence Fe E 500 de ψ_s au moins égal à 1,5 et pour les aciers lisses Fe E 215 et Fe E 235.

Commentaire
Ces valeurs forfaitaires s'appliquent en fait à des bétons de faible résistance.
Le tableau ci-dessous donne les valeurs de ℓ_s/ϕ pour quelques valeurs de f_{c28} appartenant au domaine couvert par le présent règlement.

f_{c28} (MPa)	ℓ_s/ϕ pour $\psi_s = 1,5$	
	Fe E 400	Fe E 500
20	41	51
25	35	44
30	31	39
35	27	34
40	25	31
45	22	28
50	21	26
55	19	24
60	18	22

Une valeur plus précise est donnée par l'expression :

$$\ell_s = \frac{\phi f_s}{4\tau_{su}}$$

Commentaire
La formule donnée est issue de l'égalité :

$$A_{st} \sigma_s = u \ell_s \tau_{su}$$

avec :

$$A_s = \frac{\pi \phi^2}{4} \quad \text{et} \quad u = \pi \phi.$$

Dans le cas d'une barre faisant partie d'un paquet de trois on adopte :

$$u = \frac{2\pi \phi}{3}$$

Les valeurs indiquées ci-dessus pour ℓ_s sont valables à la fois pour les barres tendues et pour les barres comprimées. Elles doivent être multipliées par 1,5 dans le cas d'une barre faisant partie d'un paquet de trois.

A.6.1.222

Lorsque l'aire réelle A de la section droite d'une barre est plus grande que la section A_{cal} strictement nécessaire par le calcul, la longueur d'ancrage peut être réduite dans le rapport A_{cal}/A sans pouvoir être inférieure à 10 fois le diamètre de la barre.

A.6.1.223

La jonction de deux barres parallèles identiques est assurée par recouvrement si leurs extrémités se chevauchent sur une longueur au moins égale à leur longueur d'ancrage augmentée de la distance entre axes de ces barres, lorsque cette distance est supérieure à cinq fois leur diamètre.

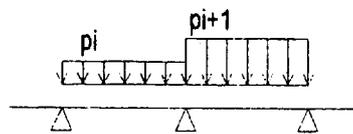
Commentaire
En cas d'utilisation de paquets de barres, il faut également tenir compte des articles A.6.1.21 et A.6.1.221.

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

Etude 4 – CINTRE

THEOREME DES 3 MOMENTS - CLAPEYRON

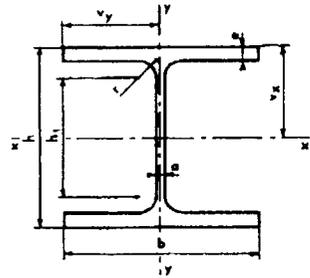


Travée		i	i+1
Appuis	i-1	i	i+1

$$L_i \cdot M_{i-1} + 2 (L_i + L_{i+1}) \cdot M_i + L_{i+1} \cdot M_{i+1} = 6 E I (\theta_{oid} - \theta_{oig})$$

θ_{oid} rotation à droite de l'appui i pour la travée i indépendante

θ_{oig} rotation à gauche de l'appui i pour la travée i+1 indépendante



POUTRELLES
HEB

Profils	Dimensions						Masse par mètre P kg	Section A cm ²	Surface de peinture m ² /m	Profils	Caractéristiques rapportées à l'axe neutre								Moment d'inertie de torsion cm ⁴	Module de raideur d cm	
	h	b	a	e	r	Partie droite de l'âme h ₁ mm					I _x cm ⁴	I _x / V _x cm ³	I _x cm	Moment statique S cm ³	Distance des centres cm	n.	I _y cm ⁴	I _y / V _y cm ³			i _y cm
100	100	100	6,0	10,0	12	56	20,4	26,0	0,57	100	450	90	4,16	52,1	8,63	4,41	167	33	2,53	9,05	1,00
120	120	120	6,5	11,0	12	74	26,7	34,0	0,69	120	864	144	5,04	82,6	10,5	5,39	318	53	3,06	14,4	1,10
140	140	140	7,0	12,0	12	92	33,7	43,0	0,81	140	1509	216	5,93	123	12,3	6,41	550	79	3,58	21,8	1,20
180	160	160	8,0	13,0	15	104	42,6	54,3	0,92	180	2492	311	6,78	177	14,1	7,30	889	111	4,05	32,2	1,30
180	180	180	8,5	14,0	15	122	51,2	65,3	1,03	180	3831	426	1,66	241	15,9	8,32	1363	151	4,57	45,1	1,40
200	200	200	9,0	15,0	18	134	61,3	78,1	1,15	200	5696	570	8,54	321	17,7	9,30	2003	200	5,07	61,4	1,50
220	220	220	9,5	16,0	18	152	71,5	91,0	1,27	220	8091	736	9,43	414	19,6	10,29	2843	258	5,59	81,8	1,60
240	240	240	10,0	17,0	21	164	83,2	106,0	1,38	240	11260	938	10,3	527	21,4	11,27	3923	327	6,08	107	1,70
280	260	260	10,0	17,5	24	177	93,0	118,4	1,50	280	14920	1150	11,2	641	23,3	12,36	5135	395	6,58	125	1,75
280	280	280	10,5	18,0	24	196	103,0	131,4	1,62	280	19270	1380	12,1	767	25,1	13,40	6595	471	7,09	148	1,80
300	300	300	11,0	19,0	27	208	117,0	149,1	1,73	300	25170	1680	13,0	934	26,9	14,36	8563	571	7,58	186	1,90
320	320	300	11,5	20,5	27	225	127,0	161,3	1,77	320	30820	1930	13,8	1070	28,7	15,19	9239	616	7,57	233	1,92
340	340	300	12,0	21,5	27	243	135,0	170,9	1,81	340	36660	2160	14,6	1200	30,4	16,12	9690	646	7,53	270	1,90
360	360	300	12,5	22,5	27	261	142,0	180,6	1,85	360	43190	2400	15,5	1340	32,2	16,90	10140	676	7,49	310	1,87
400	400	300	13,5	24,0	27	298	155,0	197,8	1,93	400	57680	2880	17,1	1620	35,7	18,58	10820	721	7,40	382	1,80
450	450	300	14,0	26,0	27	344	171,0	218,0	1,99	450	79890	3550	19,1	1990	40,1	20,76	11720	781	7,33	485	1,73
500	500	300	14,5	28,0	27	390	187,0	238,6	2,12	500	107180	4290	21,2	2410	44,5	22,94	12620	842	7,27	605	1,68
550	550	300	15,0	29,0	27	438	199,0	254,1	2,22	550	136690	4970	23,2	2800	48,9	24,97	13080	872	7,17	679	1,58
600	600	300	15,5	30,0	27	486	212,0	270,0	2,32	600	171040	5700	25,2	3210	53,2	26,89	13530	902	7,08	759	1,50