

## Lot 3 – Pont 4 - Entreprise ECCOMAR

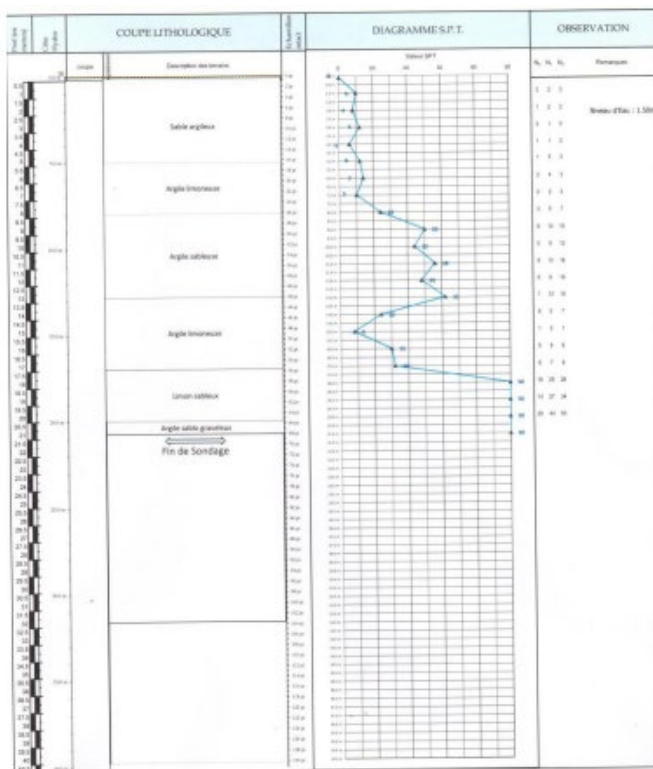
### 1. Sondages et fondations

Dans l'étude initiale les sondages ont révélé la stratigraphie suivante :

LOCALISATION	PROFONDEUR (m)	ÉPAISSEUR (m)	DENOMINATION GEOTECHNIQUE / ÉTAT DE CONSISTANCE OU DE COMPACTÉ	VALEUR SPT (N)
S9 19°53'44.1"N 72°37'47.9"W	0.00 à 5.00	5.0	Sable argileux	3 à 7
	5.00 à 8.00	3.0	Argile limoneuse	5 à 7
	8.00 à 13.00	5.0	Argile sableuse	22 à 28
	13.00 à 18.00	4.0	Argile limoneuse	4 à 31
	18.00 à 20.00	3.0	Limon sableux	16 à 50
	20.00 à 21.00	1.0	Argile sab.-grav.	50

Tableau 9 – Coupe lithologique du Sondage S9 Pont4

Les essais au pénétromètre ont donné les résultats suivants :

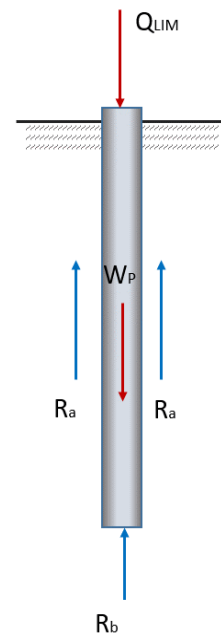


Considérations sur les *pieux qui présentent la même similitude que pour le pont 1* :

- **L'étude initiale** prévoit les pieux en béton armé de diamètre variable de 1,00 à 1,20 mètres, et une profondeur d'environ 21,50 mètres :
- La mise en œuvre des pieux sera constituée par des pieux pré-excavés, et d'une chemise métallique qui recevra le béton coulé sur place ;
- Les pieux travailleront en partie pour le frottement latéral, et en partie pour le flambage ;
- Le dimensionnement des pieux **de l'étude initiale** peut donc être considéré correct ; il a été vérifié par un logiciel qui utilise la formule suivante de Dörr :

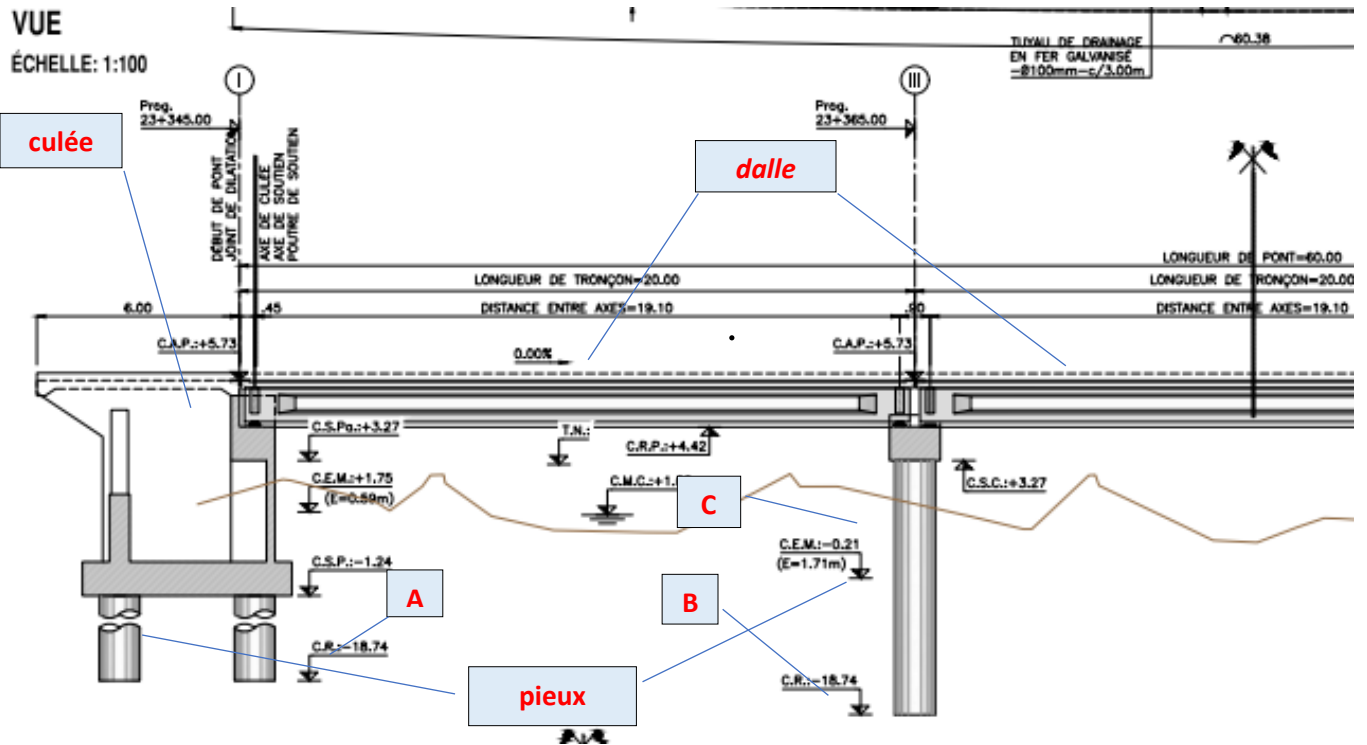
$$Q_{lim} = \gamma \cdot h^2 \cdot d \cdot \pi \cdot f \cdot (1 + \operatorname{tg}^2 \varphi) + \omega \cdot \gamma \cdot h \cdot \operatorname{tg}^2 (45 + \varphi / 2)$$

- Les essais et les sondages exécutés pour l'étude initiale ont donné des résultats similaires mais pas totalement identiques.
- Les deux semelles des culées, qui sont des superstructures faisant office de fondation aux piles d'un pont et relie les pieux, sont bien dimensionnées ; mais n'apparaissent pas dans la partie centrale du pont, où les colonnes ressortent de 3,27 m.



## 2. Les superstructures

- Les superstructures du pont ont été bien dimensionnées dans l'étude initiale.
- Bien que si l'environnement peut être considéré agressif pour le béton des structures, l'épaisseur de la dalle supérieure a le minimum acceptable selon la réglementation courante.
- Toutes les parties ont été vérifiées et ont résulté suffisamment résistantes.
- On remarque que la solution choisie par le Bureau d'étude initial a prévu un même dimensionnement de hauteur pour les pieux, mais une longueur différente de pénétration de la profondeur pour ceux-ci.
- Dans le dessin schématique suivant on peut voir au point « A » une profondeur de 18,74 m, et dans le point « B » une profondeur de 18,74 mètres. Au point « C » on ne voit pas de semelle de connexion entre le pieux.



### 3. Les améliorations proposées par l'Entreprise ECCOMAR

Une plus grande attention aux actions sismiques a été apportée dans la variante de ECCOMAR. Pour obtenir une meilleure résistance aux actions sismiques le poids de la superstructure a été réduit en utilisant des poutres métalliques à la place des poutres en béton armé précontraint prévu par le projet initial.

La variante prévoit des semelles pour rendre plus efficace l'action des pieux ; des gabions pour protéger les fondations des piles et des culées par l'érosion. Il a été éliminé une travée de 20m du projet initial qui comportait 3 travées de 20m. chacune. La variante comprend 2 travées (une travée de 33,90m et une travée de 28,60m), ce qui facilite le passage de l'eau.

En lieu place du béton coulé sur place dans le projet initial il est prévu des pieux métalliques à section CHS de diamètre de 0,508m et d'une épaisseur de 9,5mm. Les pieux en acier en **CHS** prévus dans la variante de l'Entreprise (voir dessin) présentent une surface latérale de 1,56 mq/m. En ce qui concerne les pieux circulaires en béton la surface est de 3,14 mq/m. Il est donc nécessaire d'avoir **5,26 pieux métalliques à section centrale creuse** pour maintenir la même surface de friction d'**1 pieu coulé en béton à section pleine**.



Notre calcul de vérification d'équivalence a été le suivant :

### Calcul Pieux en acier HP 12x53

- $Q_{lim}$  Charge max permis sur le pieu
- $Q_{lim}$  Charge limite sur le pieu
- $W_p$  Poids du pieu
- $R_s$  Pousse résistante latérale global des terres sur le pieu
- $R_b$  Pousse résistance des terres à l'estremité inférieure du pieu

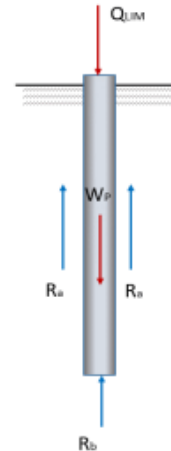
$$Q_{lim} + W_p < R_s + R_b$$

#### Formule de Dörr (2)

$$Q_{lim} = [\gamma * 1/4 * \pi * D^2 * h_x * tg^2(45^\circ + \varphi/2)] + [\gamma * tg\varphi_1 * \pi * D * h_x * (\Delta + h_x/2) * (1 + tg^2\varphi)]$$

SVP remplir les fenêtres jaunes

sol	épaisseur	$\varphi$	$\gamma$	f	
couche 1	Sable argileuse	5.00	30	19	0.25
couche 2	Argile limoneuse	3.00	20	19	0.25
couche 3	Argile sableuse	5.00	35	19	0.25
couche 4	Argile limoneuse	4.00	20	19	0.25
couche 5	Limon sableux	3.00	21	18	0.35
couche 6	Argile sab.grav.	1.00	30	19	0.25
couche 7					
couche 8					
couche 9					
couche 10					
		27.9	19.8	0.2775	



section du pieu: (remplir une seule ligne)		coupe	périmètre	
D	si circulaire entrer le diamètre en m	0.00	0.00	0.00
L	si carrée entrer le côté en m	0.00	0.00	0.00
w	si generique: entrer section en m <sup>2</sup> - périmètre en m	0.02	0.02	1.60
		0.02	m <sup>2</sup>	1.60 m

h	18.00	m	profondeur totale du pieu en dessous de la terre
$\Delta$		m	différence de hauteur entre plan de campagne et surface supérieure de la couche "X"
w	0.02	m <sup>2</sup>	coupe du pieu ( $\pi * D^2 / 4$ )
p	1.60	m	périmètre de la coupe du micropieu ( $D * \pi$ )
$\gamma$	18.00	kN/m <sup>3</sup>	poids spécifique de la terre
$\varphi$	27.9	°	angule de frottement intérieure
$\varphi_1$	33	°	angule de frottement terre-pieu
f	0.28		coefficient de friction intérieure
Psb	78.00	kN/m <sup>3</sup>	poids spécifique du material du pieu (25 béton - 78 acier)
Wp	21.29	kN	poids du pieu

#### Eccomar

palo diametro	0.508
spessore	0.010
area	0.015
perimetro	1.596

$R_s$	165344.55 kg	->	1653.45 kN	résistance latérale	99.19%
$R_b$	1355.2474 kg	->	13.55 kN	résistance à la pointe du pieu	0.81%
$Q_{lim}$	166699.79 kg	->	1667.00 kN	charge vertical limite du pieu	

cx securité = 2       $Q_{max} = (Q_{lim} - W_p) / cx \text{ secur.} = 822.86 \text{ kN}$        $82.29 \text{ tonn}$       charge possible sur chaque pieu

solllicitation de l'acier :					
$\sigma_b$	=	$Q_{lim} / w$	=	822.86 / 0.02	= 54273.33 kN/m <sup>2</sup> $\rightarrow$ 542.73 kg/cm <sup>2</sup>

L'Entreprise a placé **32 pieux métalliques** pour la fondation de chaque culée au lieu de **6 pieux en béton** ; et ensuite **24 pieux métallique** pour la fondation de la pile au lieu de **3 pieux en béton**.

## 4. Considérations de la Mission de Contrôle

### 4.5.3 Pression sismique du sol sur les culées (G<sub>2,z</sub>)

L'action sismique exercée par le remblai sur les culées est évaluée au moyen d'une analyse pseudo-statique, dans laquelle l'action sismique est représentée par une force statique équivalente au produit des forces de gravité par un coefficient sismique approprié. Le coefficient de poussée active du sol est calculé à l'aide de la formule Mononobe et Okabe de l'annexe E du EC8-5.

$$K' = \frac{\sin^2(\psi + \phi_d - \theta)}{\cos^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta_d) \left[ 1 + \frac{\sin(\phi_d + \delta_d) \sin(\phi_d - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta_d) \sin(\psi + \beta)} \right]} \quad (E.2)$$

so:  $\beta > \phi_d - \theta$

$$K' = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta_d)} \quad (E.3)$$

Densité du sol	$\gamma_{sol} = 20.0 \text{ kN/m}^3$
Angle de frottement du sol	$\phi = 34.00^\circ$
Angle de frottement entre le sol et le mur	$\delta = 2/3 \phi = 22.67^\circ$
Inclinaison de la face intérieure par rapport à l'horizontale $\psi$	$\psi = 90.00^\circ$
Inclinaison du sol par rapport à l'horizontale	$\beta = 0.00^\circ$
Coefficient d'amplification du sol	$S = 1.20$
Accélération maximale du sol	$a_{max} = a_{gr} S = 4.9 \cdot 1.20 = 0.6g$
Coefficient par type de structure	$r = 1.00$
Coefficient sismique horizontal	$k_h = (a_{max}/g) r = 0.60$
Coefficient sismique vertical	$k_v = \pm 0.5 k_h = 0.30$
Coefficient dynamique 1	$\theta_1 = \tan^{-1}(k_v / (1 + k_h)) = 24.78^\circ$
Coefficient dynamique 2	$\theta_2 = \tan^{-1}(k_v / (1 - k_h)) = 40.60^\circ$

Les dossiers présentés par ECCOMAR ont fourni des abaques et des détails qui facilitent la vérification de la variante. Notes de vérification : le note de calculs de ECCOMAR utilise la formule de Mononobe-Okabe qui considère le terrain comme sol élastique. (Voir la figure à gauche). Les Hypothèses de calcul sont bien détaillées.

Les détails constructifs sont suffisamment clairs pour considérer que la variante présentée par l'Entreprise donne une amélioration à la résistance aux forces sismiques. Voir note plus haut. (La

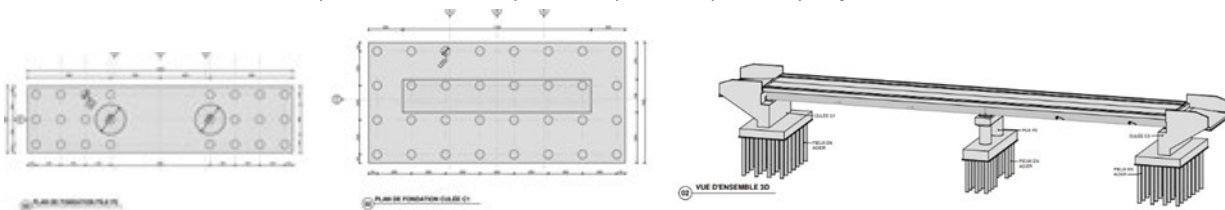
capacité portante des pieux calculée par l'Entreprise correspond plus ou moins au calcul de vérification).

La solution avec deux travées (33,90m et 28,60m) à la place de trois travées prévues par le projet initial (trois travées de 20m chaque une), avec la même hauteur du pont, donne sans aucun doute une amélioration en ce qui concerne la partie hydraulique du projet.

Lors de la construction des pieux, il est nécessaire de s'assurer que la capacité portante réelle de chaque pieu est égale au minimum requis indiqué ci-dessous.

Si ce n'est pas le cas, la longueur du pieu doit être augmentée jusqu'à ce que la capacité portante requise soit atteinte.

$N_{\text{compression sismique minimum}} = 1500 \text{ kN}$



**Conclusion** : la Mission de Contrôle conseille d'accepter la variante proposée par l'Entreprise.