
Dimensionnement de la fondation d'un grand viaduc en arc

Dominique Allagnat^{*} - Jacques Monnet^{} - Jean Teston^{***}
Pierre Billet^{**} - François Baguelin^{****}**

^{*} Scetauroute, 3, rue Docteur Schweitzer, 38180, Seyssins, France

Email: d.allagnat@scetauroute.fr

^{**} LIRIGM, Université Joseph Fourier, BP 53, 38041, Grenoble, France,

Email: jmonnet@ujf-grenoble.fr

^{***} AREA, av. Jean Monnet, BP48, 69671, Bron, Cedex

Email: dvi.infra@area-autoroutes.fr

^{****} FondaConcept, 14, rue de Palestro, 93500, Pantin

Email: pantin@fondasol.fr

RÉSUMÉ Le viaduc du Crozet permet de franchir, par une structure en arc, un vallon peu encaissé emprunté par la route nationale RN75. Les appuis d'une telle structure sont particulièrement délicats à mettre en œuvre car ils supportent un effort horizontal important et ont une tolérance de déplacement très limitée. Les caractéristiques mécaniques médiocres attendues du sol de fondation ont conduit à mettre en œuvre une méthode de reconnaissance géotechnique particulière. Le calcul de la fondation a été mené avec le logiciel CESAR-LCPC pour prévoir la raideur des appuis. Enfin le calcul complet de la structure a été entrepris en prenant en compte les raideurs prévisibles des fondations ce qui a permis de connaître un mode de déformation de l'ouvrage conforme aux valeurs admissibles. L'ouvrage, construit en zone sismique I_B , a été conçu pour résister aux magnitudes prévisibles des séismes et le sol de fondation a été vérifié vis à vis du risque de liquéfaction.

ABSTRACT. The Crozet bridge allows crossing, with an arc structure, a small valley and the RN75 national road. The supports of the structure are very sensitive to realize because of the huge horizontal force and the small displacement tolerance. The low mechanical characteristics foreseen lead to a special geotechnical campaign. The foundation calculus was made by CESAR-LCPC program to find the support rigidity. The complete computation of the bridge was made with the calculated support rigidity, which allows to find displacements on the arcs lower than the tolerance. The bridge is located in I_B seismic area and the design takes into account the maximum foreseeable magnitude, and the soil around the foundation is checked along liquefaction risk.

MOTS-CLÉS : Dimensionnement, Essais in Situ & Mesures, Pont, Pressiomètre

KEYWORDS: Bridge, Design, Field testing & monitoring, Pressuremeter



Figure 1. *Vue générale de l'ouvrage*

1. Introduction

Le viaduc du Crozet (Figure 1) se situe sur l'autoroute A51 Grenoble-Col du Fau sur l'itinéraire Grenoble-Sisteron à une quinzaine de kilomètres au sud de Grenoble. Il permet de franchir, sur une longueur de 350 m environ, un vallon peu encaissé emprunté par la route nationale RN75. Initialement prévu en remblai, ce franchissement s'effectue finalement en viaduc avec deux tabliers séparés reposant pour l'un sur un seul arc (voie Sisteron-Grenoble, coté Est) et pour l'autre sur trois arcs (voie Grenoble-Sisteron, coté Ouest). La conception en arc a été retenue pour un parti architectural d'intégration dans le site naturel du vallon du Crozet. Si la conception des fondations des appuis courants relatifs aux travées d'accès est classique (pieux forés), celle des appuis des arcs est plus complexe, compte tenu des caractéristiques mécaniques médiocres à moyennes des sols.

Le présent article s'attache à présenter l'originalité de l'approche géotechnique pour la reconnaissance des sols et le dimensionnement des fondations, la conception globale du viaduc qui intègre, dès le dimensionnement, les déplacements de la structure et de la fondation ainsi que des dispositions constructives pour la réalisation des fondations. Enfin, le suivi du comportement des fondations lors de la

construction de l'ouvrage est présenté comme un moyen permettant de vérifier et de confirmer le comportement normal de l'ouvrage.

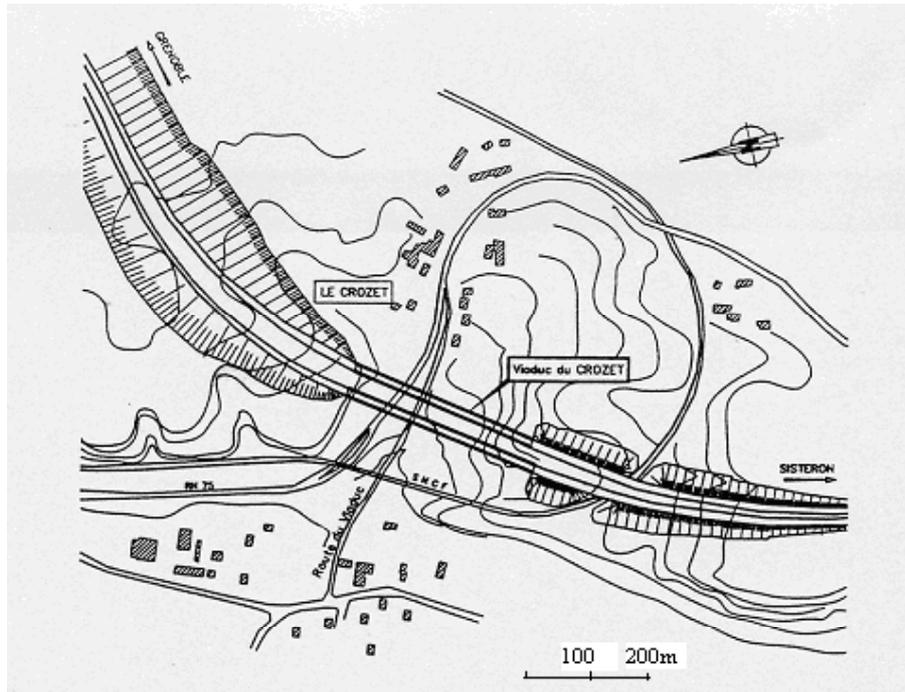


Figure 2. *Vue en plan de l'ouvrage*

2. Description de l'ouvrage

Le viaduc du Crozet est orienté Nord-Est, Sud-Ouest et composé de deux tabliers qui représentent des longueurs de 313 m pour le tablier Est et de 335 m pour le tablier Ouest (figure 2). Une conception en arc a été retenue pour un parti architectural d'intégration dans le site naturel du vallon du Crozet. Chaque tablier est conçu pour recevoir trois voies de circulation. Le tablier Est sur lequel porte principalement le présent article (figure 3), se compose en zone courante de travées de 13 à 20 m entre piles (localement 28 m pour le franchissement de la RN75) et d'un arc de 120 m de rayon et 143,5 m de portée sur lequel reposent deux piles d'extrémité et six pilettes centrales de diamètre 1m. Pour le tablier Ouest, la topographie du site et le parti architectural ont conduit à projeter trois arcs, deux de 101,5 m et un de 87 m d'ouverture sur lesquels reposent respectivement 6 et 5 pilettes. La hauteur totale de l'ouvrage est de l'ordre de 30 m par rapport au niveau du ruisseau du Crozet

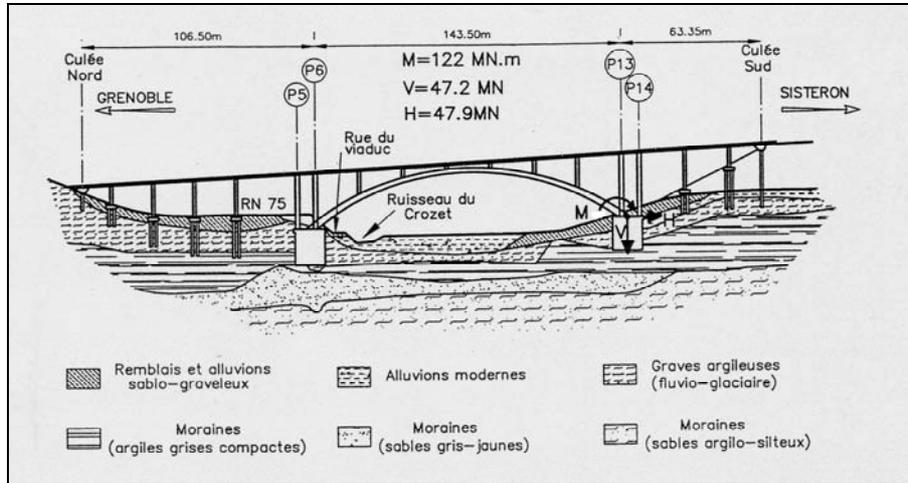


Figure 3. Vue en élévation de l'ouvrage et géologie

3. Contexte géotechnique

3.1. Cadre géologique et géotechnique

Géomorphologiquement, le site du vallon du Crozet apparaît relativement simple. Il s'agit d'une terrasse de dépôts fluvio-glaciaires (figure 3) entaillée par un thalweg aux pentes très douces, au fond duquel coule un ruisseau de faible importance. Le site est par ailleurs placé en zone sismique I_B .

Les différentes campagnes de sondage ont révélé une épaisseur de dépôts quaternaires supérieure à 10m, d'origine alluvionnaire et surtout fluvio-glaciaire reposant sur un complexe morainique très épais. Le substratum rocheux constitué par des « Terres Noires » n'a été atteint par aucun sondage à 40 m de profondeur. Les formations récentes sont constituées de remblais argilo-graveleux, de colluvions et d'alluvions modernes sur 7 à 10 m de profondeur. Les formations anciennes fluvio-glaciaires peuvent être caractérisées par quatre familles distinctes correspondant à quatre niveaux différents de plus en plus profonds :

- Famille F1 : *graves argileuses* avec de rares niveaux sableux décimétriques, l'épaisseur de cette formation peu compacte est variable de 8 à 15m. Cette épaisseur se réduit cependant à 2 m dans le thalweg par suite du ravinement par les alluvions modernes sus-jacentes. Ce niveau appartient au Würm.

- Famille F2 : *argiles limono-sableuses* grises très compactes, avec de rares niveaux sableux et galets ; cette formation qui est fortement ravinée par la précédente, présente des épaisseurs très variables.

- Famille F3 : *sables gris jaunâtres* légèrement argileux ; ils sont très compacts et leurs puissances est variable, s'amenuisant de 15 à 8 m du Nord vers le Sud, pour disparaître sous le flanc Sud du thalweg.

- Famille F4 : *sables argilo-silteux* gris très compacts surconsolidés, d'épaisseur supérieure à 25m, très homogènes.

Les trois derniers niveaux appartiennent au Riss.

Géologie	Famille de sol	Nature des sols	E_M (MPa)	p_1 (MPa)
Formations récentes		Remblais	3	0,3
		Colluvions	5	0,5
		Alluvions modernes	6	0,7
Formations anciennes	F1	Graves argileuses	30	2
	F2	Moraines argileuses et limono-sableuses	60	5,4
	F3	Moraines sableuses gris jaunâtre	100	6,5
	F4	Moraines argilo-silteuses grises	60	6,2

Tableau 1 : Résultats des sondages pressiométriques Ménard

3.2. Résultat des reconnaissances et essais

Les différentes formations rencontrées sur le site ont fait l'objet de nombreux essais in situ et en laboratoire :

- 16 sondages pressiométriques ;
- 3 sondages carottés avec prélèvement d'échantillons intacts et essais de laboratoire ;
- 2 sondages ont permis la réalisation de 59 essais pressiométriques haute pression à trois cycles de chargement, répartis dans les quatre formations anciennes ; des essais triaxiaux .

L'analyse statistique des résultats des essais pressiométriques a permis de retenir les caractéristiques moyennes indiquées dans le tableau 1.

3.2.1 Essais triaxiaux CDD

Les essais triaxiaux ont permis de déterminer les caractéristiques de cisaillement des sols. Ils ont été réalisés au LIRIGM de l'Université Joseph Fourier à Grenoble sur des échantillons carottés non remaniés, mis à la pression d'essai, sous une contre pression de 100kPa, le drainage étant ouvert pendant la période de consolidation. Les dimensions des échantillons sont de 70 mm par 150 mm sans dispositif d'antifretage aux extrémités. L'essai se déroule drainage ouvert à la vitesse de 0,01 mm/mn. La durée de la consolidation est 90 minutes et celle de l'essai est de 22h environ, soit 15 fois le temps de consolidation. La mesure de la variation de volume de l'échantillon se fait par l'intérieur de l'éprouvette. Les résultats des essais

triaxiaux sont portés dans le tableau 2 et les caractéristiques physiques des échantillons sont portées dans le tableau 3.

Famille de sol	Nature	Nb de cercles	Sondage	Cote (m)	Frottement intergranulaire	Cohésion (kPa)	Angle frottement
F2	Argile sableuse grise compacte (Riss)	3	703	10	33,8°	7	41,5°
F2	Argile grise compacte (Riss)	3	703	15,7	21,5°	174	24°
F3	Sable micacés argilo-silteux gris (Riss)	3	703	29	29,5°	0	37,5°
F4	Sable argileux gris (Riss)	3	701	31	31,9°	4	38,5°

Tableau 2 : *Résultat des essais triaxiaux CDD sur échantillons intacts*

3.2.2 Essais pressiométriques cycliques.

Les essais pressiométriques ont été réalisés avec un pressiomètre lanterné de diamètre extérieur 63 , de 1090 mm de long avec des fentes de 915 mm. L'épaisseur de la lanterne est de 2 mm. L'interprétation des essais pressiométriques est faite à l'aide du brevet Gaitech (1989), qui utilise les corrections de volume et de pression de la Norme Pressiométrique (1991), mais tient compte également de la déformée de la sonde sous pression (Fawaz et al., 2000) et de la distribution non uniforme de la pression le long de la sonde (Basudhar P. et al. , 1995), ainsi que de la différence entre les rayons externe et interne de la sonde.

Famille de sol	Description de l'échantillon	Sondage	Cote (m)	VBS	Tamisat à 80 μ	Classe GTR
F2	Argile sableuse grise compacte	703	12,5	0,85	90,53	A1
F2	Argile grise compacte	703	20,8	1,19	94,28	A1
F3	Sable micacés argilo-silteux gris	703	25	0,23	29,95	B5
F3	Sable micacés argilo-silteux gris	703	32,5	0,23	33,45	B5
F4	Sable argileux gris	701	32	0,30	55,17	A1

Tableau 3 : *Résultat des essais de classification physique des sols*

La méthodologie utilisée pour déterminer les caractéristiques mécaniques du sol en place peut être divisée en quatre étapes :

- détermination de l'angle de frottement intergranulaire sur des échantillons de sol consolidés et drainés avec mesure de la variation de volume selon la méthode de Monnet et Gielly (1978),

- détermination du module élastique du sol sur le cycle de déchargement rechargement des essais pressiométriques, ce cycle étant réalisé dans la partie pseudo linéaire de la courbe pressiométrique,

- détermination de l'angle de frottement interne ou de la cohésion non drainée du sol par la mesure de la pente de la courbe pressiométrique linéarisée, au delà de la pression de fluage (Monnet et Khelif 1994, Monnet et Chemaï 1995)

- contrôle des paramètres mécaniques (module, cohésion ou angle de frottement) par comparaison des courbes pressiométriques expérimentales et théoriques (Figure 4) ainsi que des pressions limites expérimentales et théoriques. La valeur du module est vérifiée par la superposition des cycles théoriques et expérimentaux. La valeur du frottement ou de la cohésion est contrôlée par la coïncidence des courbes de chargement vierge théorique et expérimentale, au delà de la pression de fluage.

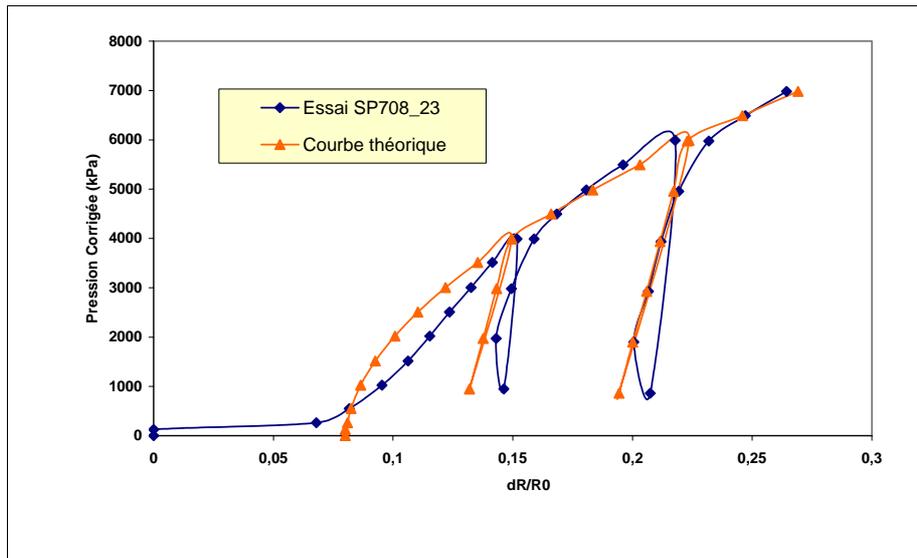


Figure 4. Contrôle de la détermination des caractéristiques mécaniques du sol par comparaison entre les courbes pressiométriques expérimentales et théoriques : Essai à 23m, sondage SP708

Les résultats de l'interprétation des essais pressiométriques cycliques sont portés dans le tableau 4. On remarquera que le rapport entre le module élastique et le module pressiométrique E_v/E_M est égal 3,07 dans les alluvions fluvio-glaciaires avec une forte variabilité, de 3,31 dans les argiles grise et de 2,06 dans les sables gris. Les modules élastiques sont élevés et dépassent systématiquement 80 MPa. Pour les alluvions fluvio-glaciaires et les argiles grises, la cohésion non drainée est très forte.

Compte tenu de la méthode d'interprétation pressiométrique considérant, soit un comportement purement frottant, soit un comportement purement cohérent, la cohésion non drainée obtenue pour les sols intermédiaires (cohérents et frottants) est fictive. Elle intègre une partie du cisaillement qui est normalement reprise par le comportement frottant. Pour les sables gris, on trouve un angle de frottement moyen de 40° à 45° de l'ordre de grandeur que l'on peut attendre.

Famille de sol	Sol	Module élastique E_e (MPa)	Rapport E_e / E_M	Cohésion non drainée (kPa)	Angle de frottement
F1	Alluvions fluvio-glaciaires argileuses	150 à 200	3,07 +/- 1,70	900 à 1200	0
F2	Argile grise très compacte	80 à 150	3,31 +/- 0,88	600 à 1000	0
F3	Sable gris brun	150 à 220	2,06 +/- 0,67	0	40° à 45°

Tableau 4 : Résultat des essais pressiométriques cycliques

3.2.3 Essais triaxiaux cycliques

Ces essais ont été réalisés au Lirigm de l'université Joseph Fourier à Grenoble. A partir des échantillons prélevés dans la couche F2 présentant des risques de liquéfaction en cas de séisme, nous avons suivi les recommandations de l'AFPS pour réaliser les essais de laboratoire.

Le Lirigm dispose d'une cellule triaxiale « classique » pour échantillons de diamètre 70 mm et de hauteur 140 mm. Cette cellule est solidaire d'une presse triaxiale cyclique de capacité 20 kN. Cette presse est associée à deux groupes hydrauliques, l'un servant à asservir la sollicitation axiale et l'autre à l'asservissement de la pression de confinement à l'intérieur de la cellule triaxiale. Pour une pression de confinement constante, les paramètres enregistrés sont le nombre de cycles, le déplacement, la force et la pression interstitielle.

Le viaduc est implanté en zone de sismicité I_B (faible sismicité) et il est classé en catégorie B (ouvrages représentant un risque élevé du fait de leur fréquentation ou de leur importance socio-économique).

Compte tenu de cette situation l'accélération nominale a_N à considérer est de 2 $m.s^{-2}$.

Pour l'échantillon étudié, nous avons obtenu comme cisaillement équivalent au risque sismique la valeur :

$$\tau_{\text{éq}} = (2/3) \cdot \gamma_{\text{sat}} \cdot h \cdot (a_{\text{max}}/g) \cdot r_d = 36 \text{ kPa} \quad [1]$$

$$[\tau]_n = C_r \cdot [\sigma'_d / 2 \cdot \sigma'_3]_n \cdot \sigma'_{v0} = 78,3 \cdot [\sigma'_d / \sigma'_3]_n \text{ kPa} \quad [2]$$

avec C_r valant 0,6 et σ'_{v0} valant 261kPa.

Les essais ont été réalisés en prenant le coefficient de sécurité F comme le rapport entre la contrainte appliquée au laboratoire conduisant à la liquéfaction au bout de n cycles et la contrainte équivalente calculée correspondant à n cycles équivalents. On a :

$$\sigma'_d/\sigma'_3 = 0,459.F \quad [3]$$

Les conditions d'essais ont donc été les suivantes :

$$\sigma'_3 = 100\text{kPa}, \sigma'_d = 45,9.F \text{ kPa} \text{ pour une fréquence de } 0,5 \text{ Hz} \quad [4]$$

Nous avons donc réalisé l'essai avec une valeur de σ'_d de 58,4kPa. Si la liquéfaction apparaît au cinquième cycle, avec cette valeur on obtient un coefficient de sécurité d'environ 1,27. En appliquant le critère de déformation (2,5% de déformation) on voit (Figure 5) que la liquéfaction n'apparaît pas dans les cinq premiers cycles de l'essai mais après environ 17 cycles. Par conséquent le risque de liquéfaction est très faible.

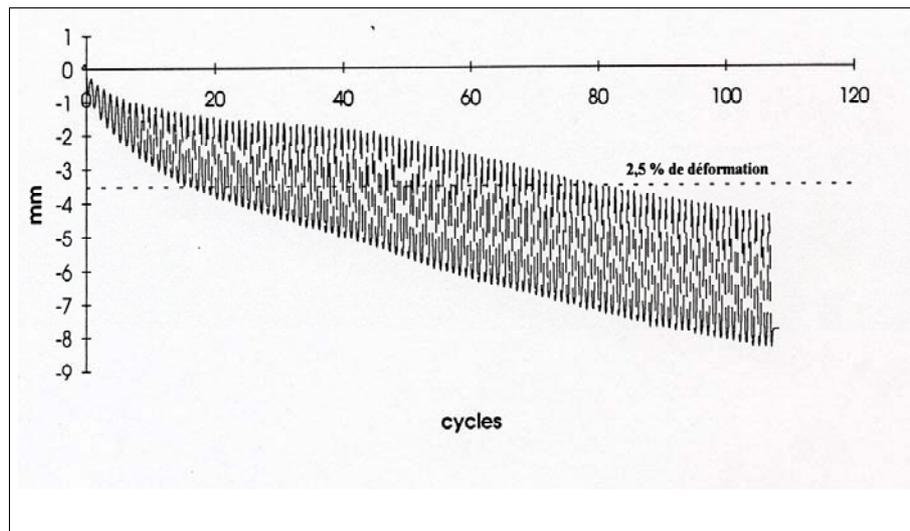


Figure 5. Essais triaxiaux de liquéfaction : déplacement en fonction du nombre de cycle.

4. Dimensionnement de l'ouvrage et des fondations

4.1 Conception générale des fondations des arcs

La conception générale de l'ouvrage a été réalisée de manière à intégrer dans le calcul de la structure la raideur prévisible de la fondation selon une organisation du calcul en partie itérative (Figure 6). Les études d'avant-projet avaient conduit à projeter, pour les appuis principaux des arcs, des fondations massives et rigides constituées d'un ensemble de barrettes orthogonales formant un caisson à trois âmes, pour lesquelles la continuité des armatures devait être assurée. Cette solution était considérée comme la base pour la consultation des entreprises. S'agissant d'une structure sensible aux déformations, il était nécessaire de mettre en œuvre une fondation très rigide. En effet, les moments dans l'arc et le tablier varient beaucoup en fonction des déplacements des fondations, que ce soit dans les phases de construction, clavage et service.

En l'absence de sujétion hydraulique majeure, l'entreprise a proposé des fondations sur caissons de section elliptique. Pour l'arc du tablier Est, les caissons présentent des dimensions extérieures suivantes : longueur 13m, largeur 10 m et une profondeur maximale de 16m. Ces caissons sont creux et remplis de remblais afin d'augmenter l'effort stabilisateur et reposent sur un radier en béton armé de 2 m d'épaisseur (figure 7).

Ils sont excavés par passe de 1 m avec blindage immédiat par un soutènement en béton armé coulé à l'aide d'un coffrage elliptique de forme tronconique. Après mise en place de cages d'armatures, un second coffrage est mis en œuvre pour constituer des parois définitives de 2 m d'épaisseur. Après remplissage par un matériau pulvérulent, une dalle de couverture en béton armé de 1 m d'épaisseur vient coiffer le caisson sur toute sa section.

D'autre part, un système d'injection par pipes perpendiculaires aux parois du soutènement et régulièrement réparti permet d'assurer un serrage du terrain à l'interface sol-fondation. Pour les appuis ne recevant que la poussée d'un seul arc, la composante horizontale des descentes de charge est importante, pratiquement égale à la composante verticale (environ 48MN pour l'appui P13/P14 du tablier Est) avec un moment stabilisateur de 122MN.m pour les combinaisons quasi permanentes à l'Etat Limite de Service. La forme elliptique des puits privilégie la rigidité de la fondation avec un grand axe dans le plan où s'exercent les sollicitations principales de chargement.

L'objectif de déplacement latéral recherché est de rester sous un seuil de déplacement admissible d'ordre centimétrique.

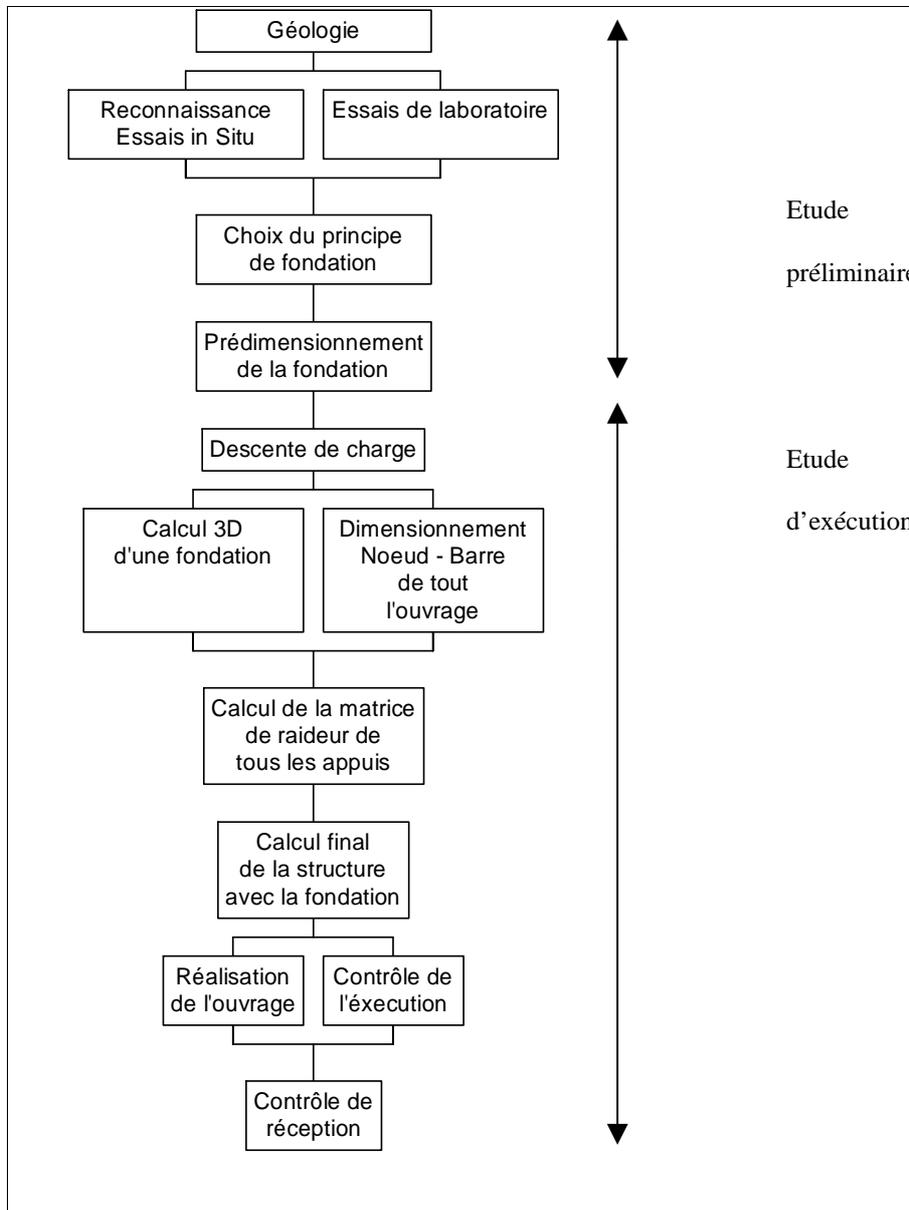


Figure 6. Organigramme hiérarchique des opérations de dimensionnement de l'ouvrage



Figure 7. Vue générale de l'excavation des puits.

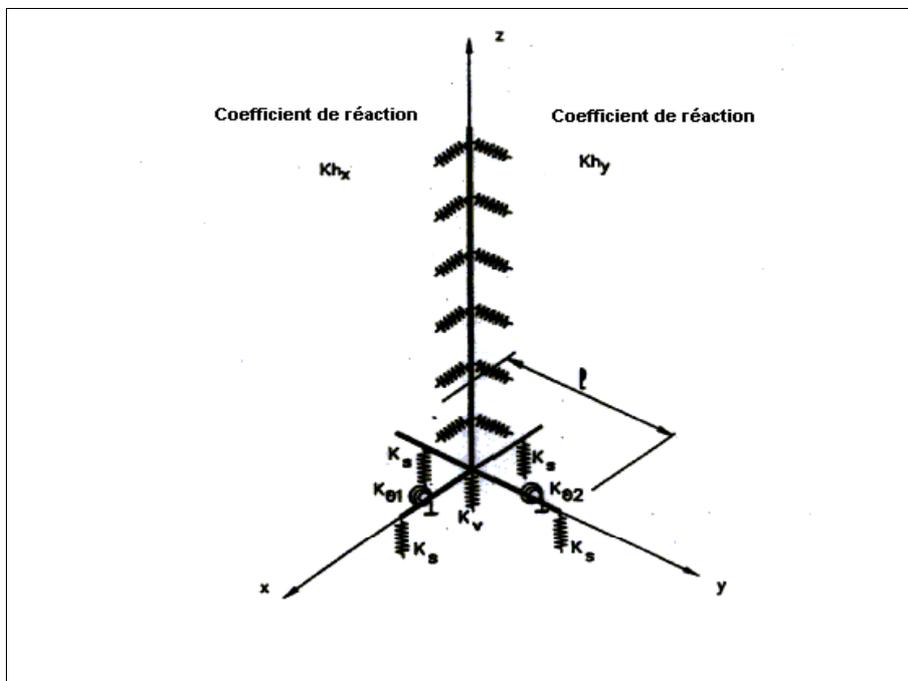


Figure 8. Le modèle nœud-barre utilisé pour la fondation

4.2 Méthodologie de calcul

La méthodologie de calcul (Figure 6) repose sur la connaissance des raideurs selon les différents axes xyz des massifs de fondation à introduire dans les calculs généraux et de séisme de l'ouvrage.

Le modèle proposé par le bureau d'étude de l'entreprise pour réaliser les fondations des appuis P5/P6 des arcs du tablier Est et celles du tablier Ouest correspond à un modèle élastique « nœud-barre » pour lequel le puits elliptique est modélisé par une barre verticale (selon z) et de deux barres horizontales (figure 8) de longueur l perpendiculaires (selon x et y). Tout au long de la barre verticale sont placés des ressorts horizontaux de raideur k_{hx} et k_{hy} de façon continue représentant les réactions horizontales mobilisées le long du fût. A la base du modèle et aux extrémités des barres horizontales sont placés des ressorts verticaux de raideur k_s représentant les frottements verticaux mobilisés le long du fût du puits. Un ressort vertical de raideur k_v est placé à la base de la barre verticale pour modéliser la raideur verticale de la fondation du caisson, déduction faite de la présence des quatre ressorts k_s . Le modèle comporte enfin des raideurs ponctuelles de torsion $k_{\theta 1}$ et $k_{\theta 2}$ modélisant le différentiel de pression verticale à la base du caisson, lié à la rotation des barres horizontales.

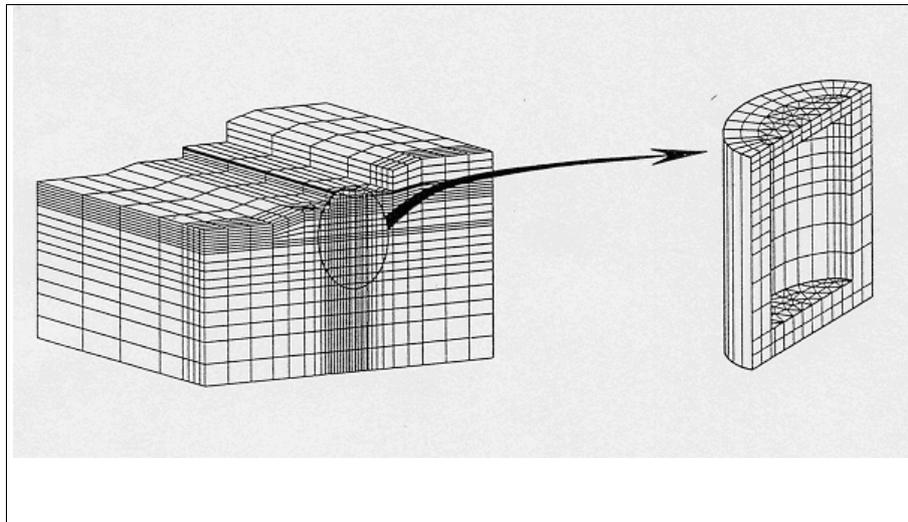


Figure 9. Maillage du calcul aux éléments finis

Le calage de ce modèle, utilisé pour le dimensionnement de tous les appuis, est réalisé, sur un seul appui, avec une modélisation 3D (Figure 9) aux éléments finis utilisant le logiciel CESAR-LCPC. Le calage du modèle « nœud-barre » est effectué de la manière suivante :

- $k_{\theta 1}$ et $k_{\theta 2}$ sont calculés d'après le modèle de rigidité axiale d'une fondation profonde (Annexe G4 du fascicule 62) et l'inertie de la base de la fondation (surface elliptique)

- k_{hx} et k_{hy} sont déterminés à partir de la mesure des modules pressiométriques (coefficient de réaction, méthode du Fascicule 62, Annexe C5)

- k_s est déduit des résultats de tassement du puits par le calcul aux éléments finis (CESAR-LCPC 3D)

- k_v est calé sur le résultat de la raideur en tête k_{v0} donnée par le calcul aux éléments finis, par différence avec les raideurs k_s :

$$k_v = k_{v0} - 4 \cdot k_s \quad [5]$$

- la longueur de la barre l est calée sur les résultats du calcul CESAR-LCPC 3D pour obtenir une rotation semblable.

Compte tenu de l'importance de la valeur des raideurs de fondations pour ce type de structure (viaduc en arc) les calculs ont été menés en « fourchette » avec les caractéristiques majorées de 30% (sol « raide ») ou minorées de 30% (sol « mou »).

4.3 Résultats

4.3.1 Le modèle CESAR-LCPC 3D

Le calcul de la fondation sud de l'arc a été effectué en modélisant le sol sur 45 m de profondeur sous la fondation et sur une surface de 110 m par 110 m conduisant à plus de 6500 éléments. Pour le calage du modèle nœud-barre, ces calculs aux éléments finis ont été réalisés en élasticité linéaire uniquement, sans prise en compte d'éléments de contact. Toutefois le modèle prévoyait la possibilité d'introduire une couche intermédiaire entre la face extérieure du caisson et le sol afin de pouvoir prendre en considération un effet de décompression du sol dû à la phase d'excavation du puits.

La simulation aux éléments finis en 3D a permis de déterminer le tassement élastique de la fondation ainsi que sa rotation sous le torseur d'efforts (V, H, M de la figure 3). Les valeurs finales de chargement sont obtenues après une série d'itérations entre le calcul nœud-barre de l'ensemble de la structure et le calcul 3D aux éléments finis (figure 6) et tiennent compte à la fois de la déformabilité de la structure comme des déplacements des appuis. Le tassement obtenu pour cet appui est de 7 mm au centre de la fondation, avec une rotation de $6 \cdot 10^{-4}$ rad (tassement aux extrémités du caisson respectivement de 2 mm et 10 mm). Le terrain sous le radier subit majoritairement des contraintes de compression ($\sigma_{\max} = 450$ kPa) sauf à l'extrémité du grand axe coté arc où l'on obtient une valeur en traction de 50 kPa. Des calculs paramétriques complémentaires ont montré que ce décollement était

relativement sensible (étendue et valeur de la contrainte en traction) aux valeurs de la raideur des sols sous la base.

4.3.2 Le modèle nœud-barre

Le modèle nœud-barre explicité en 5.2 a été appliqué à toutes les fondations en tenant compte des résultats du modèle aux éléments finis 3D notamment pour ce qui concerne le tassement du caisson et l'ordre de grandeur de la rotation. Ce calage permet ainsi de mieux tenir compte de l'effet de frottement latéral qui se produit lors de la rotation du caisson. Pour l'appui Sud de l'arc Est, les résultats sont indiqués dans le tableau 5 pour les charges quasi permanentes.

	Tassement (mm)	Déplacement horizontal (mm)	Rotation (1000.rad)
Hypothèse raide	3,2	8,6	0,5
Hypothèse souple	5,9	15,9	0,9

Tableau 5 : Déplacements calculés de la fondation par éléments finis

5. Réalisation et contrôle du comportement

5.1 Contrôle d'exécution

Les contrôles d'exécution ont portés sur les différents aspects suivants : la stratigraphie des sols rencontrés ; le mode de réalisation des travaux ; les déformations des fondations sous l'application des charges de construction

5.1.1 La stratigraphie des sols rencontrés

La construction du caisson, après excavation d'un puits de grand diamètre, permet de réaliser un relevé précis des formations rencontrées et de confirmer le modèle géologique et géotechnique utilisé pour le dimensionnement. Compte tenu du nombre important de sondages de reconnaissance réalisés lors des études, ce contrôle n'a pas mis en évidence de distorsion significative par rapport au modèle géotechnique de l'étude. Ce suivi a, en outre, permis d'apprécier « en grand » la compacité des formations du Riss assurant l'ancrage des fondations.

5.1.2 Mode de réalisation des travaux

Le contrôle du mode de réalisation des travaux a surtout porté sur la limitation de la décompression des sols. Cette limitation a été assurée en respectant des procédures spécifiques de construction :

- excavation et mise en œuvre d'un soutènement immédiat dans le délai le plus court possible. Ainsi l'organisation des travaux a conduit à réaliser des passes d'excavation de hauteur limitée à 1 m avec mise en place, dans un délai inférieur

à 48h, d'un soutènement constitué de viroles en béton armé, d'épaisseur moyenne 0,3m,

- l'excavation est réalisée exclusivement par des moyens mécaniques (pelle hydraulique de forte puissance, brise roche hydraulique...),

- la décompression éventuelle des sols est compensée par une injection après bétonnage du puits. Cette injection est réalisée à l'interface sol-fondation sous faible pression à l'aide de points d'injection régulièrement répartis (environ 1 pour 1m²). L'application des procédures de réalisation des puits n'a pas présenté de difficulté particulière. Les volumes injectés sont restés modérés.

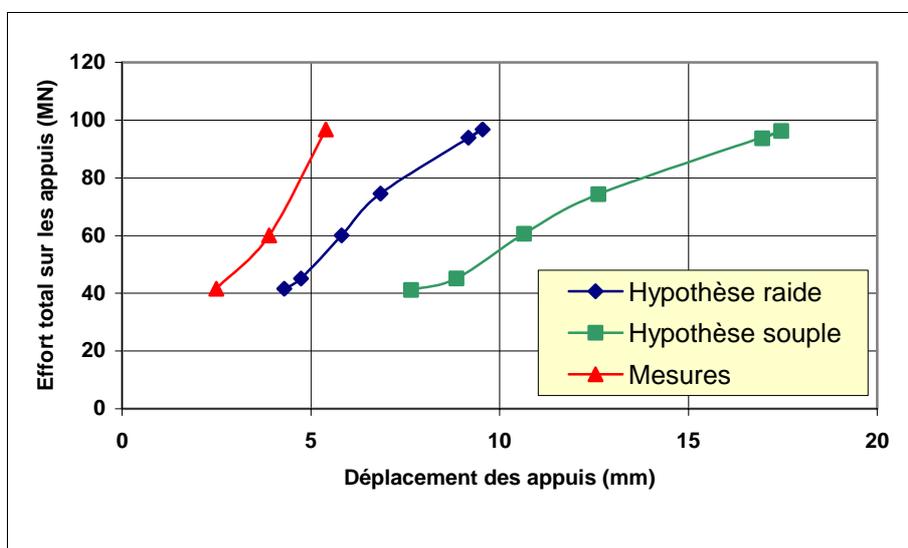


Figure 10. Déplacement horizontal total sur l'appui P13

5.1.3 Suivi des déformations des massifs de fondation

Lors des phases de construction, une instrumentation de suivi a été mise en place notamment pour la phase de décintrement de l'arc, avec les procédés suivants :

- mesure des efforts dans les vérins, situés sous les appuis des arcs, par la connaissance précise des pressions hydrauliques,

- mesure des déplacements relatifs entre les massifs d'appui et des naissances de l'arc (ouverture du joint) par quatre comparateurs,

- mesure des déplacements et rotations des massifs d'appui, par la mise en œuvre de cibles observées avec un théodolite motorisé, et par des clinomètres fixés sur le sommet des fondations,

- mesure des déformations de l'arc lui-même par l'intermédiaire de cibles topographiques,

Durant les phases de construction du tablier, les mesures topographiques ont été poursuivies. Il est prévu de réaliser des contrôles périodiques pour suivre le comportement à long terme des fondations et de s'assurer que les mouvements de fluage restent admissibles. Ainsi cette instrumentation a permis de comparer les déplacements aux valeurs théoriques obtenues pour les deux hypothèses de raideur des terrains (Figure 10). On note que les terrains sont encore plus raides que l'hypothèse la plus favorable. A contrario, la structure de l'arc s'est avérée un peu plus souple que prévu. Les mesures à long terme permettront d'évaluer les mouvements dus au fluage des sols sous l'action des charges permanentes.

5.2 Contrôle métrologique et suivi de l'ouvrage

Le viaduc du Crozet appartient au patrimoine d'ouvrages d'art de la société AREA dont l'objectif est de maintenir, pour chaque ouvrage, un niveau de service suffisant, dans des conditions d'utilisation conformes à leur destination, la sécurité des usagers restant primordiale. Les viaducs sont indispensables à la continuité de la circulation de l'axe autoroutier mais également aux échanges économiques de la région traversée. Ils sont donc suivis et surveillés en priorité. De plus, la maintenance (entretien et réparation) de ces viaducs est toujours délicate du fait de leur durée car elle occasionne à chaque fois une gêne à la circulation relativement importante.

La gestion du patrimoine d'ouvrages d'art de la société AREA s'appuie sur les inspections détaillées périodiques telles que définies dans l'ITSEOA (1995). Ces inspections détaillées sont effectuées par des spécialistes tous les 6 ans. Les rapports correspondants qui récapitulent les dégradations observées visuellement, donnent un indice d'état de l'ouvrage basé sur l'indice IQOA (Image de la Qualité des Ouvrages d'Art) proposé par la Direction des Routes Française. Celui-ci permet de faire ressortir l'urgence des travaux d'entretien ou de réparation et notamment ceux relatifs à la sécurité des usagers.

Le viaduc du Crozet a été construit en 1998 et a été inspecté pour la première fois en 1999 avant sa mise en service. Le rapport d'inspection montre un ouvrage en bon état (indice IQOA : 1). La prochaine inspection détaillée est programmée pour 2005. Du fait de sa structure particulière (tabliers appuyés sur des arcs en béton précontraint fondés sur un sol d'une portance moyenne et susceptible de fluage) il nécessite un suivi particulier des mouvements des arcs et notamment l'écartement entre les massifs de fondation.

Les calculs ont montré que la stabilité de l'ouvrage peut être remise en cause si les appuis des arcs s'écartent trop les uns des autres. Pour l'arc Est de 143,5 m d'ouverture, 5 cm maximum de déplacement sont admissibles. Pour le tablier Ouest reposant sur 3 arcs, les déplacements des massifs de l'arc central n'étant pas pris en considération car ils sont supposés se répercuter sur les 2 arcs d'extrémités, nous avons :

- 1,5 cm maximum admissible pour l'arc, coté Grenoble, de 87 m d'ouverture,
- 2,5 cm maximum admissible pour l'arc coté Sisteron, de 102 m d'ouverture.

Dans le cas où ces déplacements admissibles seraient atteints, une procédure particulière d'exécution de reprise du vérinage des arcs en service a été élaborée en prenant en compte la possibilité ou non de détendre les câbles de précontrainte reliant les arcs aux massifs de fondation. Des repères topographiques ont été installés sur l'ouvrage pour suivre les différents mouvements :

- repères de type médaillon fixés sur chaque massif, à 0,8 m du sol,
- repères de type cible fixés en tête de piles et sur les arcs,
- repères de type rivet fixés sur les trottoirs de l'ouvrage.

Les premières mesures courantes ont été réalisées le 17 août 2002. Les convergences principales obtenues semblent acceptables et restent inférieures à 7 mm. Toutefois, la précision des relevés reste à améliorer. Une nouvelle méthode topographique est à l'étude.

6. Conclusion

Le viaduc du Crozet est un ouvrage en arc fondé sur des sols a priori défavorables pour ce type de structure et doit respecter, de par sa nature, des limitations strictes en terme de déformation. La méthode de dimensionnement a tenu compte à la fois des caractéristiques de déformation de la structure et du sol de fondation dans une analyse itérative globale que ce soit en mode statique ou dynamique pour prendre en compte le risque sismique. Ces itérations sont nécessaires pour prendre en compte l'influence des déplacements des fondations sur les descentes de charges apportées par la structure. Pour atteindre cet objectif ambitieux, il a été utilisé des reconnaissances géotechniques faisant appel à des essais cycliques au pressiomètre et des essais de sensibilité à la liquéfaction.

Les contrôles réalisés lors des différentes phases d'exécution et lors de la mise en service de l'ouvrage montrent que les déplacements sont plus faibles que prévu. Les moyens traditionnels de la reconnaissance, malgré leur diversité et leur importance, sous-estiment peut-être le comportement des sols compacts (limons marneux) notamment dans le domaine des petites déformations, pour lequel les essais in situ sont délicats à réaliser.

La méthode de dimensionnement et les dispositions constructives particulières maîtrisant la décompression des sols, ont permis de réaliser une fondation très fortement chargée latéralement sans déplacement important.

Le pont se comporte actuellement de façon satisfaisante avec les déformations prévues. Cette méthode de conception est maintenant transposable à d'autres ouvrages de même type, situés dans un contexte géotechnique similaire.

7. Annexe : Notations utilisées

a_N	Accélération nominale
a_{\max}	Accélération statique horizontale équivalente à un séisme
C_r	Coefficient correcteur de Seed fonction de K_0
E_M	Module pressiométrique Ménard
E_e	Module élastique
F	Coefficient de sécurité
Φ'	Angle de frottement effectif
Φ_μ	Angle de frottement Intergranulaire
g	Accélération de la pesanteur
h	Profondeur du point considéré
$k_{hx}, k_{hy}, k_s, k_v, k_{\theta 1}, k_{\theta 2}$	Raideur des ressorts modélisant le sol en déplacement et en rotation dans les différentes directions
γ_{sat}	Poids volumique saturé
n	Nombre de cycles
p_l	Pression limite Ménard
ψ	Angle de dilatance
r_d	Coefficient réducteur de Seed, fonction de la profondeur
σ'_d	Contrainte effective déviatorique
σ'_3	Contrainte latérale au triaxial
σ'_{v0}	Contrainte verticale effective
τ_{eq}	Contrainte de cisaillement équivalente
τ_1	Contrainte de cisaillement cyclique
V, H, M	Composantes du torseur d'effort en tête de fondation, respectivement verticale, horizontale et moment d'axe transversal à l'ouvrage

8. Bibliographie

- Basudhar P, Kumar D., "The pressuremeter and its new avenues", Performance studies of cavity expansometer. A monocell pressuremeter, Proc. 4th Int. Symp., Sherbrooke, 1995, p. 73-80

1150 Revue européenne de génie civil. Volume 9 – n° 9-10/2005

Bulletin Officiel, *Ministère de l'Équipement, du Logement, des Transports*, Fascicule 61, titre II, 1971.

Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux,, *Ministère de l'Équipement, du Logement, des Transports*, Fascicule 62, titre V, 1993.

Fawaz A., Biguenet G., Boulon M., « Déformations d'un sol pulvérulent lors de l'essai pressiométrique », *Revue Française de Géotechnique*, n°90, 2000, p. 3-13.

Gaiatech 1989, Procédé d'essai de forage, Brevet Français n° 89 09674, Lyon.

IQOA, Image de la Qualité des Ouvrages d'Art, SETRA, 21/03/1994.

ITSEOA, Fascicules de l'Instruction Technique de la Surveillance et de l'Entretien des Ouvrages d'Art de la Direction des Routes et de la Circulation Routière, 26/12/1995.

Ménard L. Pressiomètre, Brevet Français n° 1.117.983, Paris, 1955.

Ménard L., « Mesures des propriétés physiques des sols », *Annales des Ponts et Chaussées*, Paris, 1957, n°14, p. 357-377.

Monnet J., Gielly J., « Détermination d'une loi de comportement pour le cisaillement des sols pulvérulents », *Revue Française de Géotechnique*, n°7, 1978, p. 45-66.

Monnet, J., "Theoretical study of elasto-plastic equilibrium around pressuremeter in sands", *3th International Symposium on Pressuremeters*, Oxford, 1990, p. 137-148.

Monnet J., Khlif J., « Etude théorique et expérimentale de l'équilibre élasto-plastique d'un sol pulvérulent autour du pressiomètre », *Revue Française de Géotechnique*, n°67, 1994, p. 3-12.

Monnet J., Chema T., « Etude théorique et expérimentale de l'équilibre élasto-plastique d'un sol cohérent autour du pressiomètre », *Revue Française de Géotechnique*, n°73, 1995, p. 15-26.

Norme Française NF P 94-110 1991, Essai pressiométrique Ménard, AFNOR

Seed H.B., Idriss I.M., "Simplified procedure for evaluation soil liquefaction potential", *Journal of the Soils Mechanics and Foundation Division*, SM9, 1971, p. 1249-1273

Seed H.B., "Test procedures for measuring soil liquefaction characteristics", *Journal of the Soils Mechanics and Foundation Division*, Vol.58, N°5, 1971, p. 1099-1119