



Journal of Materials and Engineering Structures

Research Paper

Comportement d'un matériau sablo-graveleux sur chemin cyclique

Behavior of a gravel-sand material on cyclic way

Hocine Bendadouche^{*a}, Khemmoudj Kaddour^b, Merabet Smail^a

^a Université de Béjaïa, Faculté de Technologie, Béjaïa, Algérie

^b Université de Béjaïa, Faculté des sciences naturelles, Béjaïa, Algérie

ARTICLE INFO

Historique de l'article :

Recu : 25 mai 2014

Révisé : 27 octobre 2014

Accepté : 8 novembre 2014

Mots clés:

Liquéfaction

Chargement cyclique

Pression interstitielle

C.P.T.

Keywords :

Liquefaction

Cyclic loading

Pore water pressure

C.P.T.

RESUME

Cet article présente les résultats des essais triaxiaux cycliques pour étudier le potentiel de liquéfaction d'un matériau sablo-graveleux. De nombreux articles sont consacrés aux essais sur le sable de laboratoire type Hostun notamment pour l'étude de la liquéfaction ou sur des argiles reconstituées mais peu d'essais sont effectués sur un matériau naturel. La rareté des essais cycliques sur les matériaux naturels notamment grossiers, montre la difficulté d'évaluer le risque sismique. Devant ces difficultés, l'utilisation des essais comme le CPT permet une approche différente mais très pratique. L'ensemble des résultats montre une tendance à la liquéfaction relativement importante du matériau, même dans des conditions de sollicitation modérées ($qc/2\sigma'_3 = 0.2$). Cette tendance s'accroît très fortement quand le taux de sollicitation cyclique atteint 0.3. L'essai au CPT montre également une grande tendance à la liquéfaction avec un coefficient de sécurité largement inférieure à 1.

ABSTRACT

This article has the results of the cyclic triaxial compression tests to study the potential of liquefaction of a gravel-sand material. The last part is devoted to the not drained cyclic tests and their analyses. Many articles are devoted to the tests on the standard sand of laboratory Hostun in particular for the study of liquefaction or on reconstituted clays but few tests are carried out on a natural material. The scarcity of cyclic tests on such rough natural materials shows the difficulty of assessing the seismic risk. Faced with these difficulties, the use of tests such as the CPT provides a different but very practical approach. The overall results show a trend of relatively high liquefaction of the material, even under conditions of moderate stress ($qc / 2\sigma'_3 = 0.2$). This trend is growing very strongly when the rate of cyclic loading reached 0.3. The CPT test also shows a great tendency to liquefaction with a safety factor of well below 1.

* Corresponding author. Tel.: 07 73 47 04 67.

E-mail address: bendadouche@yahoo.fr

1 Introduction

Les digues sont de fait des infrastructures d'une importance capitale pour l'économie d'où la nécessité de considérer très sérieusement les risques de liquéfaction sous l'action des séismes.

Bambara et al. [1] d'Aix-en-Provence (France), ont proposé la première caractérisation du risque de liquéfaction sous sollicitation sismique d'ouvrages hydraulique en remblai existants ou projetés en basse vallée du Rhône.

L'étude de la sensibilité du site à la liquéfaction est donc une nécessité vitale. Ce phénomène a pour conséquence la perte complète de la résistance au cisaillement et la ruine de l'ouvrage. C'est dans ce cadre que la digue rive gauche du Canal d'Alsace au niveau du bief de KEMBS a fait l'objet d'une étude de réévaluation sismique pour identifier les risques de liquéfaction du site à partir des essais de laboratoires et des essais in situ basés sur le C.P.T.

Les essais de laboratoire ont permis de connaître le comportement du sol de connaître la réponse cyclique aux petites et moyennes déformations, d'identifier le risque de liquéfaction, de définir le comportement résiduel post-sismique. Ces essais de laboratoire nécessitent des prélèvements d'échantillons intacts souvent difficiles dans les couches sablo-graveleux. Les essais triaxiaux cycliques permettant d'établir une courbe de résistance à la liquéfaction nécessitent des échantillons représentatifs et sont coûteux. Une alternative est alors l'étude du risque de liquéfaction à partir des essais in situ à la suite des travaux de Seed et Idriss [2]. Initialement développée à partir du S.P.T. (Standard pénétration test), cette méthode a été étendue à l'essai de pénétration statique (CPT, Cône Pénétration Test).

L'évaluation de la stabilité sismique des digues est une tâche longue qui nécessite une méthodologie progressive. Le problème principal est la détection de zones à la liquéfaction pourrait se développer. Le pénétromètre est l'outil adapté à cette situation. Les essais triaxiaux de liquéfaction en sont le complément indispensable. Ces derniers permettent d'obtenir les propriétés de résistance, les propriétés de déformations et enfin, le potentiel de liquéfaction du matériau. L'essai cyclique au triaxial est le plus représenté des essais de cisaillement cycliques, il permet de créer en laboratoire toutes les conditions de terrain souhaitées.

1.1 Problématique

Le but de cet étude est la réévaluation sismique de la digue rive gauche du Canal d'Alsace, au niveau du bief de Kembs, EDF a fait procéder à des reconnaissances géotechniques et à la réalisation d'un sondage carotté de 13m au PK Rhin 177,2.

Une grande partie de cet article est consacré aux conditions expérimentales notamment à l'identification du matériau, la fabrication des échantillons, leur saturation.

Le prélèvement intact des matériaux sableux est souvent impossible à effectuer à cause de l'absence de cohésion dans ce type de sol. La représentativité du matériau employé pose toujours problème. Devant ces difficultés, l'utilisation des essais in situ permet une approche différente mais très pratique.

1.2 La liquéfaction

Le phénomène de densification des sables denses peut être mis en évidence d'une façon simple par chargement cyclique avec dépassement de seuil des caractéristiques en compression et en extension triaxiale. Cette sollicitation à grande amplitude bénéficie d'un effacement de l'écroutissage lors de la phase dilatante qui déchevêtre la structure granulaire du squelette solide. A chaque recharge, le mécanisme de serrage engendre de nouvelles déformations volumétriques irréversibles et se répète pour un nouveau matériau devenu chaque fois plus dense. L'instabilité de liquéfaction est correctement interprétée par le concept d'état caractéristique. Dès que la contrainte effective atteint le seuil caractéristique en compression comme en extension, le point figuratif remonte la ligne caractéristique. La déformation devient de plus en plus grande lors de la décharge entraînant un accroissement sensible de la pression interstitielle qui s'accumule au cours des cycles jusqu'à la ruine de l'échantillon.

Le phénomène de liquéfaction totale n'est possible que si le chargement est alterné autour de l'état $q=0$. Vaid et Chern [3] ont montré dans la figure 1, le comportement du sable d'Ottawa soumis à des chargements cycliques alternés. Deux densités relatives ont été utilisées : $Dr=0.33$ pour les sables lâches et $Dr=0.71$ pour le sable dense.

Dans le plan (q , p') qui représente le cheminement cyclique des contraintes, on a remarqué que dès que le chemin de contrainte effective atteint le seuil caractéristique en compression comme en extension, il remonte la ligne caractéristique.

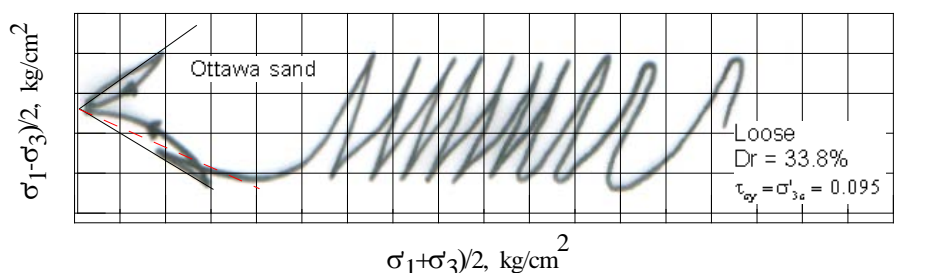


Fig. 1 Chemin de contrainte effectif d'un échantillon de sable. Vaid et Chern [3]

1.3 Paramètres influençant le phénomène de liquéfaction

D'après Seed et Lee [4], il a été reconnu que la densité relative et la contrainte de consolidation étaient les principaux facteurs qui pouvaient influencer les caractéristiques de liquéfaction cyclique d'un sol.

Le nombre de cycles nécessaires à la liquéfaction augmente avec :

- l'augmentation de la pression de confinement, de la densité relative et du déviateur cyclique (résultats de Vilela [5] sur le sable de Grandville).

Les autres facteurs qui peuvent influencer la liquéfaction sont :

- Le coefficient de poussée des terres au repos K_0
- L'histoire des déformations
- La granulométrie
- La qualité des échantillons

1.4 Situation géographique

Kembs est un arrondissement de Mulhouse (Haut Rhin Alsace). Il est situé (Fig.2) à la longitude $07^\circ 30' 16''$ Est et à latitude $47^\circ 41' 23''$ Nord. Son altitude moyenne est de : 241 m.



Fig. 2. Carte de situation du département de Haut et Bas Rhin

1.5 Contexte sismique de Kembs

La région de Haut Rhin (Kembs) est située dans la zone II (sismicité moyenne) mais c'est la plus élevée de la France métropolitaine. Une secousse d'intensité supérieure à IX a été observée historiquement. Les périodes de retour d'une secousse d'intensité supérieure ou égale à VIII et d'une secousse d'intensité supérieure ou égale à VII sont respectivement

inférieures à 250 et 75 ans. La figure 3 montre clairement que la région de Kembs est située dans la zone la plus sismique de France avec une accélération au sol entre 1.6m/s et 3m/s.

Le 1er février 1997 à 15h01 (heure légale), un séisme de magnitude $ML=3.6$ s'est produit dans le sud de l'Alsace, à une vingtaine de kilomètres au Sud Est de Mulhouse. Dans un rayon de 100 km autour de la zone épiscopale de ce séisme, on compte 4 séismes historiques destructeurs :

- Les deux séismes de Bâle en 1356 (intensités MSK=VII-VIII et IX-X),
- Lucerne en 1601 (Unterwalden, intensité MSK=VIII),
- Remiremont en 1682 (Vosges, intensité MSK=VIII), (Lambert et coll., 1998).

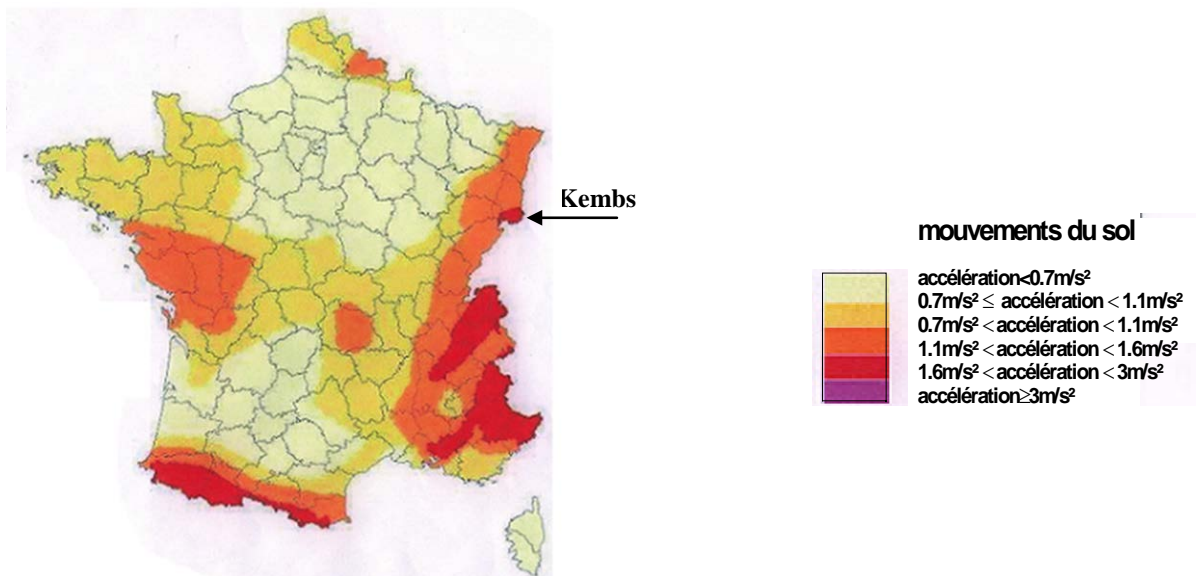


Fig. 3 Carte de l'aléa sismique de la France

2 Le matériau

2.1 Coupe géotechnique

Dans le cadre des études de réévaluation sismique de la digue rive gauche du Canal d'Alsace, au niveau du bief de KEMBS, EDF a fait procéder à des reconnaissances géotechniques et à la réalisation d'un sondage carotté de 13m au PK Rhin 177,2. Des alternances de bancs graveleux et sableux disposés à faible profondeur dans la nappe de fondation sont susceptibles de présenter une faible densité en place, et donc un risque de liquéfaction de la fondation de la digue. L'identification des carottes a permis de relever en fonction de la profondeur les couches suivantes :

0.00 – 0.50m	Sol organique
0.50 – 2.20m	Sol sablo-graveleux
2.20 – 3.00m	Sol très argileux
3.00 – 4.50m	Sol sablo-graveleux
4.50 – 6.00m	Sol sablo-graveleux, faibles valeurs de q_c , très humide, présence de quelques graviers.
6.00 – 9.10m	Sol assez argileux et assez humide
9.10 – 10.60	Sol sableux peu humide
10.60 – 13.60	Sol assez humide présence de gros graviers

L'échantillon prélevé de la profondeur 4.50 – 6.00m correspond aux faibles valeurs de la résistance en pointe mesuré au pénétromètre statique ($q_c < 5$ bars). Si l'on considère les granulométries complètes, le mélange D1-D2-D3 présente une courbe plus raide que les autres, ce qui est confirmé par la densité minimale légèrement plus faible. Le niveau correspondant (4.5 à 6 m) correspond également aux plus faibles valeurs de q_c mesurées au pénétromètre (inférieures à 5 bars). C'est donc ce mélange qui a été retenu pour la suite de l'étude. On sait la difficulté de prélèvement du matériau sableux d'où le recours à des échantillons reconstitués. Le rôle de la méthode de préparation est, dans ce cas prépondérant.

2.2 Provenance du matériau

Le matériau étudié provient de la digue rive gauche du Canal d'Alsace, au niveau du bief de KEMBS. Il a été prélevé par EDF au niveau d'un sondage carotté de 13m au PK Rhin 177,2.

Le corps de la digue est réalisé en tout venant sablo-graveleux roulé de 0-200 mm de granulométrie. La digue est étanchée par un masque amont constitué de dalles en béton de 12 cm d'épaisseur théorique. L'ensemble du talus aval de la digue est boisé. Situé sur un site fluvial, le sol de fondation est constitué d'une argile bleue compacte en profondeur, surmontée d'une couche d'une dizaine de mètres constituée d'un mélange de gravier et de sable et dans laquelle se situent quelques intercalations de banc de conglomérats d'une épaisseur limitée entre 10 cm et 1,2 m. Les informations actuellement disponibles permettent d'estimer la dimension maximale des graviers en fondation, sur le site de Kembs, à 200 mm. Des alternances de bancs graveleux et sableux disposés à faible profondeur dans la nappe de fondation sont susceptibles de présenter une faible densité en place.

2.3 Identification des carottes

L'identification des carottes (Fig. 4) a consisté en une identification visuelle avec photographies, une mesure de densité globale et une granulométrie entre 100 et 5 mm.



Fig. 4 Photographie et identification d'une carotte

Les remarques qualitatives et les mesures de densité sont rassemblées dans le tableau 1 ci-dessous. Chaque carotte est divisée en tronçons de 50 cm théoriques, plus petits en réalité compte-tenu de la longueur effective des carottes. Les densités moyennes sont des densités sèches, obtenues en divisant le poids sec de chaque carotte par la longueur effective de la carotte. La densité sèche moyenne sur l'ensemble du forage s'établit à 1.804, avec un écart-type (n-1) de 0.079.

Tableau 1. Identification de la carotte : Digue de Kembs – PK 177.200 (Rive Gauche)

	Profondeur	Description			
A1	0 -1.55 m	Haut	DIGUE	Matière organique	Longueur : 1.27 m Densité moyenne de la carotte = 1.71
A2		Milieu			
A3		Bas			
B1	1.55 –3 m	Haut			Longueur : 0.87 m Densité moyenne de la carotte = 1.74
B2		Bas		Zone très argileuse	
C1	3.0 –4.5 m	Haut			Longueur : 1.18 m Densité moyenne de la carotte = 1.74
C2		Milieu			
C3		Bas			
D1	4.5 –6 m	Haut			Longueur : 1.31 m Densité moyenne de la carotte = 1.81
D2		Milieu		Zone de faibles q_c , très humide, quelques gros graviers	
D3		Bas			
E1	6.0 –7.5 m	Haut			Longueur : 1.29 m Densité moyenne de la carotte = 1.91
E2		Milieu	Zone assez humide, assez argileuse		
E3		Bas			
F1	7.5 –9.1 m	Haut		Longueur : 1.44 m Densité moyenne de la carotte = 1.78	
F2		Milieu			
F3		Bas	moins argileux		
G1	9.1 –10.6 m	Haut		Longueur : 1.44 m Densité moyenne de la carotte = 1.95	
G2		Milieu	Zone peu argileuse		
G3		Bas			
H1	10.6 –12.1 m	Haut		Longueur : 1.47 m Densité moyenne de la carotte = 1.80	
H2		Milieu	Zone très sableuse, peu humide		
H3		Bas			
I1	12.1 –13.6 m	Haut		Longueur : 1.18 m Densité moyenne de la carotte = 1.80	
I2		Milieu	Présence de gros graviers, assez humide		
I3		Bas			
			FONDATION		

L'identification des carottes a consisté en une identification visuelle avec photographies, une mesure de densité globale et une granulométrie entre 100 et 5 mm.

2.4 Granulométrie

Les mesures granulométriques ont été faites à sec, en faisant passer les matériaux à travers les tamis de 100, 63, 25, 12.5, 10, 5 mm par vibration et pinceau. Les résultats sont représentés dans la figure 5.

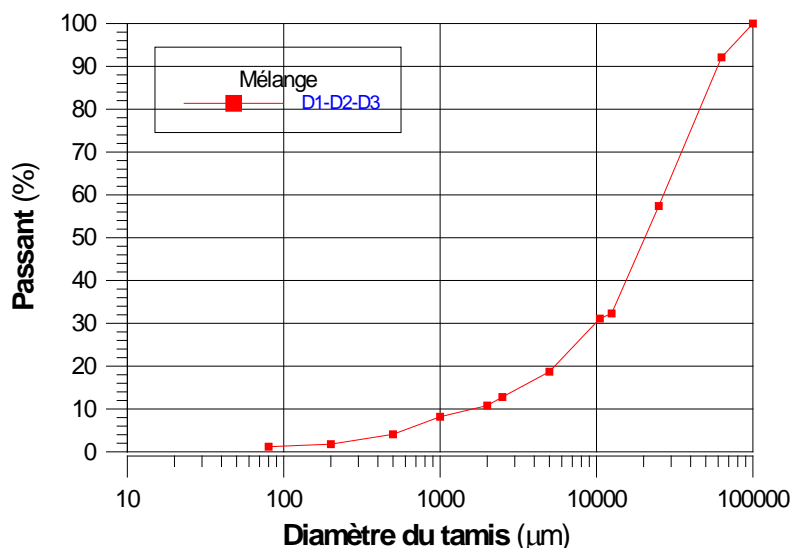


Fig. 5 Granulométrie du mélange utilisé dans les essais

3 Méthodes

- Fabrication et mise en place des échantillons ; détermination des caractéristiques initiales
 - Pré-saturation par circulation sous faible gradient et saturation par contre-pression,
 - Mesure du paramètre de Skempton B
 - Consolidation isotrope ou anisotrope,
 - Ecrasement monotone

3.1 Fabrication et mise en place des échantillons ; détermination des caractéristiques initiales

Le matériau est mis en place en 1 couche de 4 cm et 6 couches de 3 cm d'épaisseur, à une teneur en eau de 4 % pour les échantillons de faible densité, sec pour les échantillons de forte densité, à l'intérieur de la membrane en latex tendue sur un moule rigide (Fig.6). On détermine par avance la masse sèche de matériau à mettre en place dans chaque couche en fonction des caractéristiques choisies. Le matériau est mis en place avec précaution à l'intérieur du moule, puis plus ou moins compacté (par compression ou petits chocs) jusqu'à ce que l'épaisseur de la couche corresponde à la masse sèche de matériau et à la densité choisie. Dans le moule, les dimensions de l'échantillon sont de 102 mm x 220 mm.

Le moule repose sur une plaque d'anti-fretage posée sur la base de la cellule, un vide est appliqué entre le moule et la membrane pour la maintenir tendue. La plaque d'antifretage consiste en une plaque lisse de diamètre (12 cm) supérieur à celui de la base, enduite de graisse, sur laquelle glissent des secteurs de membrane au contact de l'échantillon. Une fois le moule rempli, on met en place à la partie supérieure la seconde plaque d'antifretage et la tête de l'échantillon. Le moule en deux parties est alors retiré avec précaution et on mesure les dimensions extérieures de l'échantillon au moyen d'un pied à coulisse (2 mesures de diamètre à 3 niveaux et 4 mesures de hauteur). On applique éventuellement un vide léger à l'intérieur de l'échantillon pour le maintenir stable jusqu'à application de la contrainte de confinement initiale.

On met ensuite en place l'enveloppe extérieure de la cellule que l'on remplit d'eau, en évitant les surpressions. On applique alors une pression de confinement de 30 kPa et l'on fait entrer l'air dans l'échantillon (suppression du vide).

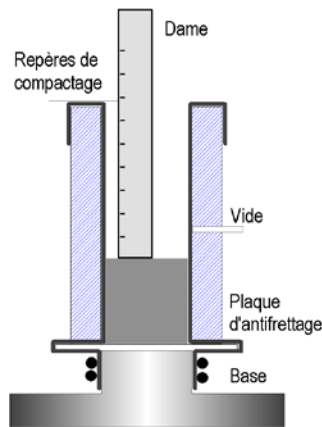


Fig. 6. Fabrication des échantillons

4 Résultats et discussions

Les résultats de tous les essais ont été regroupés sur le tableau 2 où sont indiquées les principales conditions de chaque essai et le nombre de cycles ayant conduit à la liquéfaction, celle-ci étant toujours définie par la condition de déformation maximale supérieure à 5% entre le maximum et le minimum, plutôt que par la condition de contrainte effective de confinement nulle que l'on observe parfois mais pas systématiquement.

Nous avons illustré sur les figures 7 et 8 les deux comportements extrêmes observés :

celui d'un échantillon très dense (220 LIQ23) soumis à un chargement déviatorique moyen ($q_c/2\sigma'_3 = 0.2$),

celui d'un échantillon peu dense (146 LIQ2) soumis à un chargement déviatorique fort ($q_c/2\sigma'_3 = 0.3$)

Tableau 2. Conditions de liquéfaction des échantillons

Essais	Contrainte de consolidation kPa	$q_c / 2 \sigma'_3$	DR après saturation %	DR après consolidation %	Nombre de cycles jusqu'à liquéfaction
					$\varepsilon_1 > 5\%$
146LIQ10	200	0.15	43	57	10
146LIQ9	400	0.15	57	76	23
146LIQ8	50	0.20	49	54	3-4
146LIQ1	200	0.20	40	56	8-9
146LIQ21	400	0.20	49	66	4
146LIQ20	$\sigma'_3 = 200$ $\sigma'_1 = 400$	0.20	46	59	5-6
146LIQ2	200	0.30	-	58	1
189LIQ12	200	0.20	54	69	15
189LIQ22	$\sigma'_3 = 200$ $\sigma'_1 = 400$	0.20	50	68	> 30
200LIQ11	200	0.20	64	79	> 30
220LIQ23	200	0.20	87	89	> 30

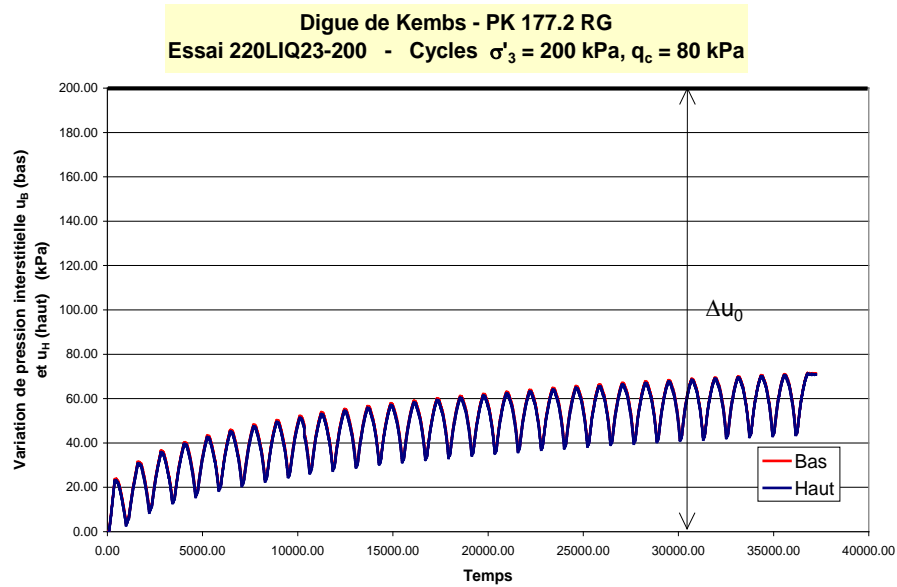


Fig.7a Variations de pression interstitielle et chemin de contrainte pour un échantillon très dense (220 LIQ23) soumis à un chargement déviatorique moyen ($q_c/2\sigma'_3 = 0.2$)

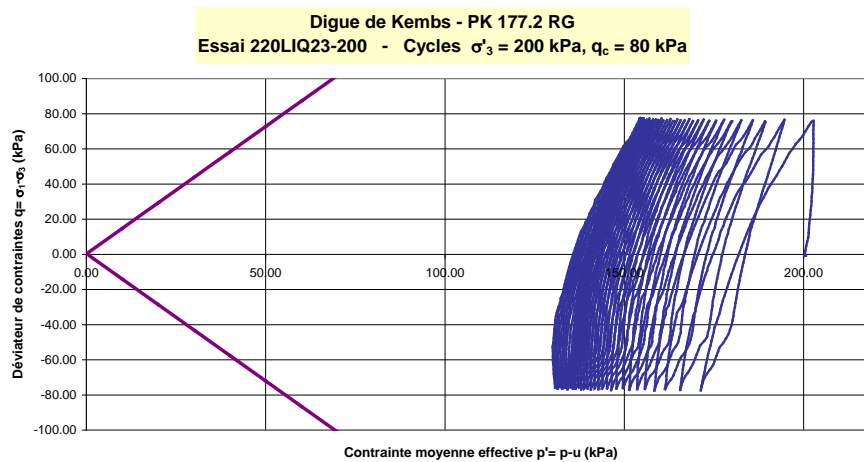


Fig.7b Chemin de contrainte pour un échantillon très dense (220 LIQ23) soumis à un chargement déviatorique moyen ($q_c/2\sigma'_3 = 0.2$)

D'une manière générale, les comportements observés apparaissent relativement logiques puisque les résultats sont plus ou moins classés en fonction de la densité relative après consolidation et de l'amplitude du déviateur cyclique rapporté à la contrainte effective de consolidation. Néanmoins, la dispersion reste importante puisque l'on observe, par exemple pour l'échantillon 146 LIQ9 dont la densité relative après consolidation atteint la valeur très élevée de 76%, un nombre de cycles à la liquéfaction de 23 pour un $q_c/2\sigma'_3$ de 0.15, tandis que ce nombre est supérieur à 30 pour l'échantillon 200 LIQ11, de densité relative voisine (79%) pour un $q_c/2\sigma'_3$ de 0.20. Il est probable que la complexité des manipulations est responsable des différences observées, soit parce que l'échantillon se trouve soumis à des cycles d'écrouissage non pris en compte, soit en raison des incertitudes sur les valeurs finales des densités.

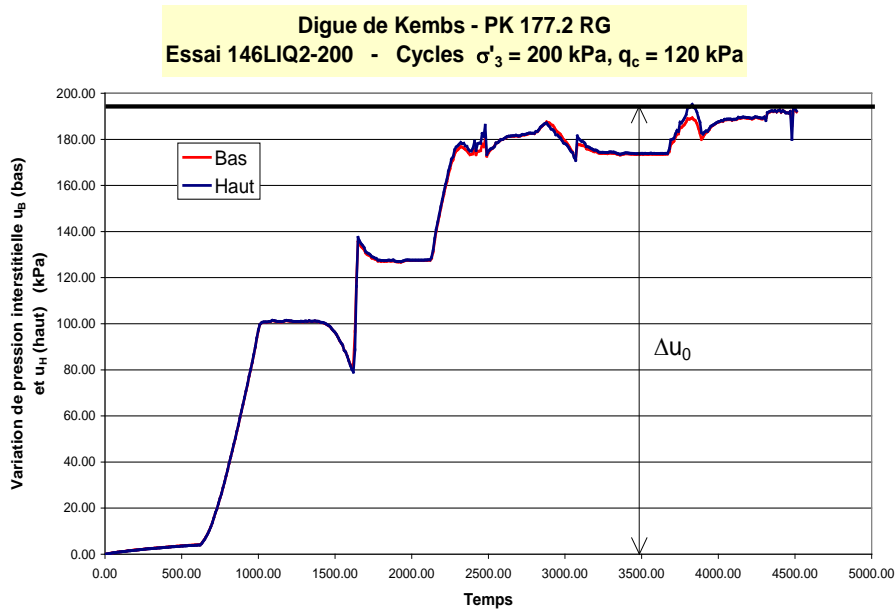


Fig.8a Variations de pression interstitielle et chemin de contrainte pour un échantillon peu dense (146 LIQ2) soumis à un chargement déviatorique fort ($q_c/2\sigma'_3 = 0.3$)

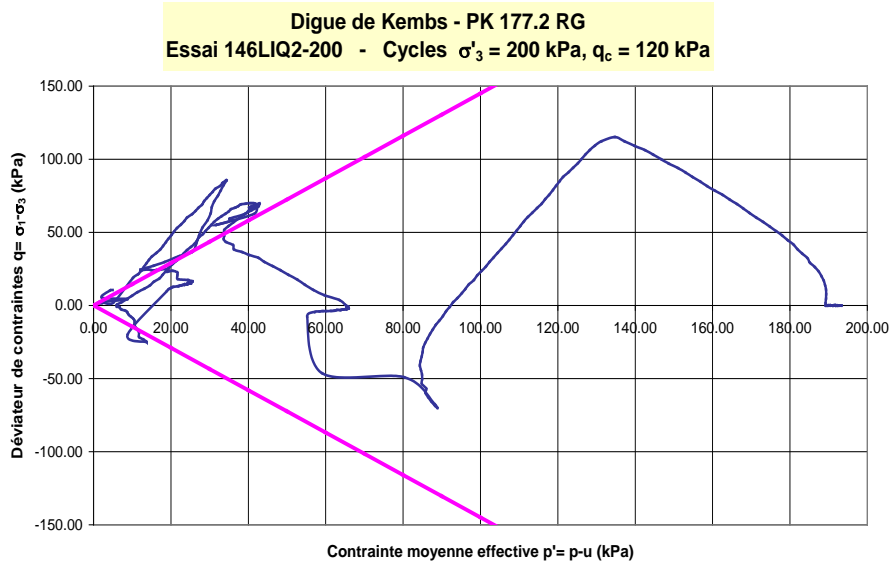


Fig.8b Chemin de contrainte pour un échantillon peu dense (146 LIQ2) soumis à un chargement déviatorique fort ($q_c/2\sigma'_3 = 0.3$)

Les différents résultats disponibles ont été rassemblés sur la figure 9.

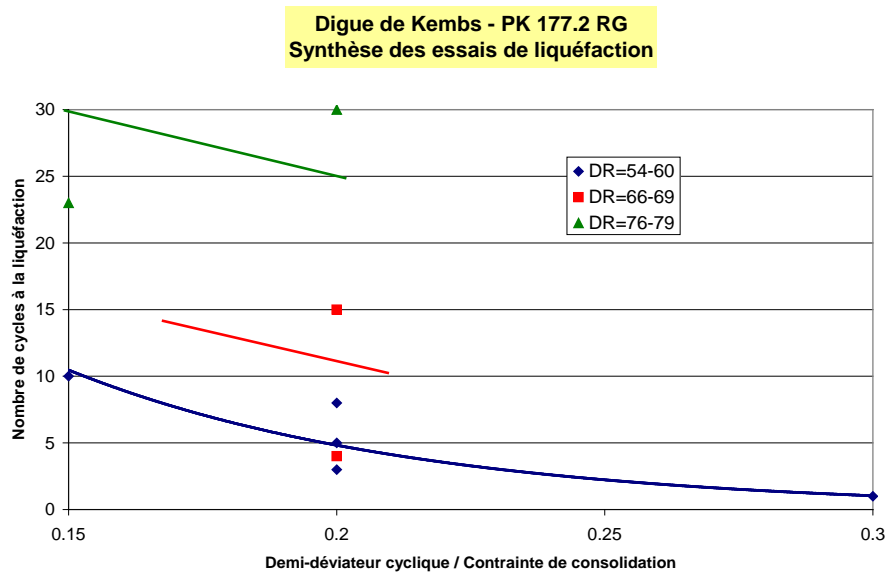


Fig.9 Nombre de cycles conduisant à la liquéfaction en fonction du taux de sollicitation cyclique pour les différents échantillons consolidés isotropiquement.

Quatre essais cycliques ont été suivis par l’application d’un cycle de compression-extension : les essais 146 LIQ20, 189 LIQ22, 200 LIQ11 et 220 LIQ23. Les échantillons présentent des densités relatives en fin de consolidation comprises entre 68 et 89%. Dans certains cas, des problèmes de pilotage de la presse (instabilités lors du passage du contrôle en force au contrôle en déplacement) n’ont pas permis d’aller jusqu’au bout des essais.

Les résultats sont présentés sur la figure 10 dans le plan de la variation de pression interstitielle à la base en fonction de la déformation axiale et dans le plan du chemin de contraintes. Dans le premier cas, on note toujours une augmentation initiale de pression suivie d’une diminution lors du chargement, qui traduit un comportement surconsolidé du matériau. Lors du déchargement, le phénomène s’inverse et la pression commence par augmenter avant de diminuer à nouveau. La pression se stabilise lorsque la déformation d’extension atteint quelques pourcents (6%).

Dans le plan $[p', q]$, on retrouve bien le critère de rupture surconsolidé ($M = 1.65$) en compression. En revanche, en traction, les chemins semblent se placer à l’intérieur du critère de rupture correspondant. Cette conclusion apparaît surtout dans le cas de l’échantillon fortement surconsolidé (220 LIQ23) pour lequel il est vrai que la rupture n’était pas évidente en traction.

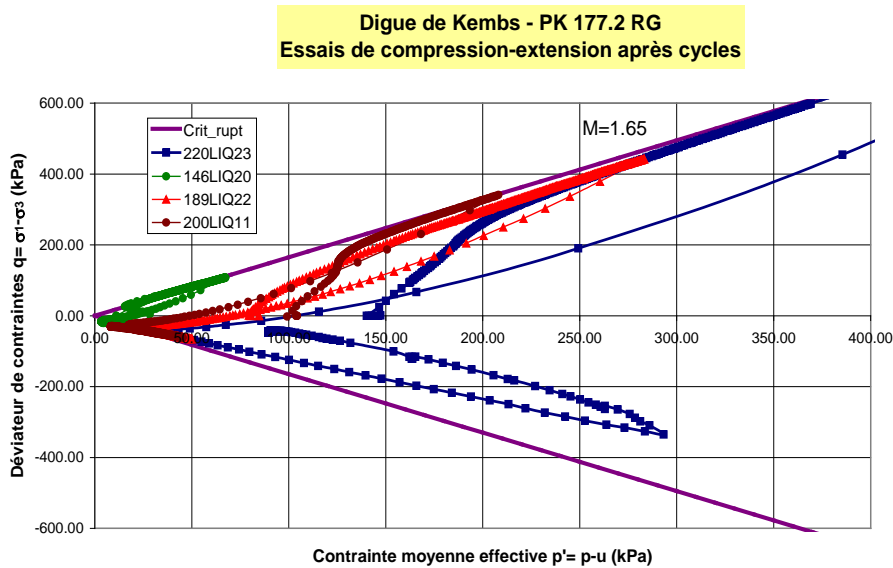


Fig10a Bilan des essais de compression-extension en fin de cycles

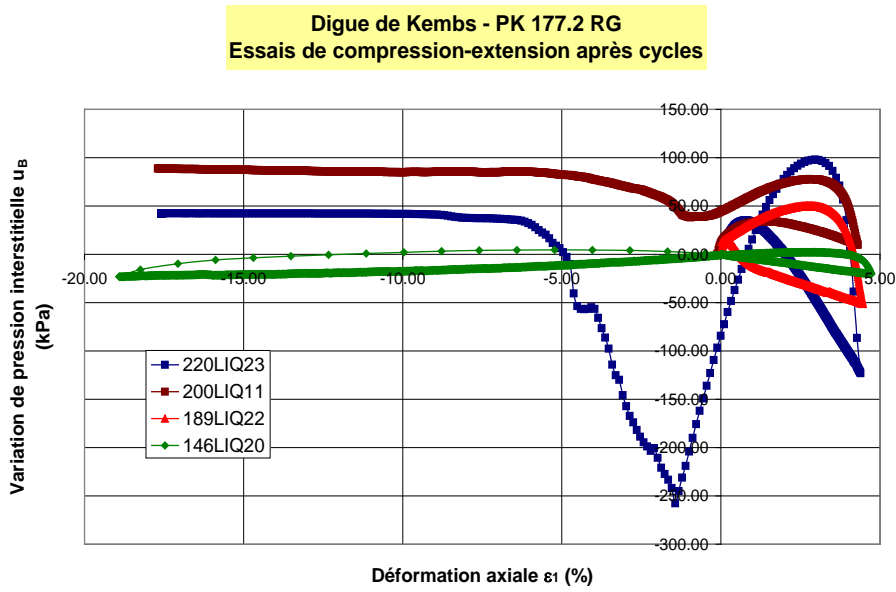


Fig. 10b Bilan des essais de compression-extension en fin de cycles

5 Evaluation du potentiel de liquéfaction du site

5.1 Estimation du potentiel de liquéfaction généré par le séisme

La méthode de Seed et Idriss simplifiée est utilisée pour estimer le rapport de contrainte de cisaillement (CSR) induit par un séisme à une profondeur z au-dessous de la surface du sol en utilisant l'expression suivante :

$$CSR = 0.65 \cdot \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo} g} \cdot a_{max} \cdot r_d \tag{1}$$

σ_o : Contrainte totale verticale in-situ

σ'_o : Contrainte effective verticale in-situ

a_{max} : Accélération sismique à la surface du sol

r_d : Coefficient de réduction tenant compte de la flexibilité de la colonne de sol

g : Accélération de la pesanteur

Les valeurs de CSR sont ajustées pour un nombre équivalent de cycles dans différentes magnitudes sismiques. L'équation (1) devient :

$$CSR_{7,5} = 0.65 \cdot \frac{\gamma \cdot h}{g} \cdot a_{max} \cdot r_d \cdot MSF \tag{2}$$

MSF : Facteur d'échelle de la magnitude (Fig.11)

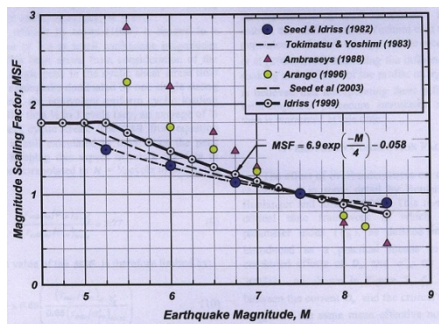
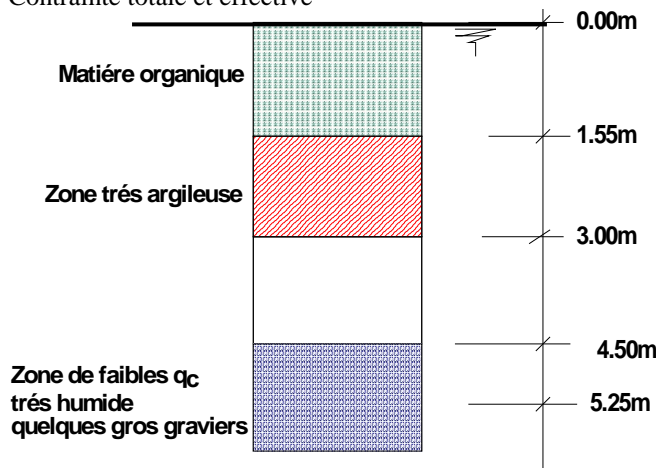


Fig. 11. Facteur d'échelle de magnitude proposé par plusieurs auteurs

- Contrainte totale et effective



Profondeur en m	γ_d (kNm ³)	γ_h (kN/m ³) Sr=1	e
0.00-1.55m	17.1	20.68	0.563
1.55-3.00m	17.4	20.87	0.536
3.00-4.50m	17.4	20.87	0.536
4.50-6.00m	18.1	21.30	0.478

Pour $\sigma_{v_o}(z=5.25m) = (20.68 \times 1.55) + (20.87 \times 1.45) + (20.87 \times 1.50) + (21.30 \times 0.75) = 109 \text{ kPa}$
 $\sigma'_{v_o}(z=5.25m) = (10.68 \times 1.55) + (10.87 \times 1.45) + (10.87 \times 1.50) + (11.30 \times 0.75) = 57 \text{ kPa}$

- Accélération sismique

On adopte une accélération maximale au sol a_{max} de $3m/s^2$ (figure 9)

- Evaluation de rd

Les valeurs rd sont calculées en utilisant l'expression de Kayen et al. [6]

$$rd = 1 - 0.012 \cdot z = 0.937$$

- Facteur d'échelle de la magnitude Pour un séisme de magnitude 7.5

MSF = 1 (Idriss et Boulanger [7])

D'où CSR_{7.5} = 0.347

5.2 Evaluation de la résistance cyclique des sols

Le niveau correspondant (4.5 à 6 m) correspond également aux plus faibles valeurs de q_c mesurées au pénétromètre (inférieures à 500 kPa). C'est donc ce niveau qui a été retenu pour la suite du calcul.

Pour évaluer le risque de liquéfaction à partir du CPT, on a utilisé le rapport de résistance cyclique CRR sur le rapport de contrainte cyclique CSR pour déterminer le coefficient de sécurité FS vis-à-vis du risque de liquéfaction.

A partir des essais cycliques

La densité du tronçon de carotte D1-D3 ($\gamma_d = 1.787$, $e = 0.49$) apparaît donc assez proche de la densité minimale, avec une densité relative de 16%, mais la densité de la carotte est relative au matériau complet tandis que la densité minimale se rapporte à la fraction inférieure à 10 mm. Le principal problème reste donc de recalculer les densités réelles en place par rapport à celles des essais de laboratoire sur la fraction inférieure à 10 mm.

La courbe de la résistance cyclique en fonction du nombre de cycles (figure 8) obtenue à partir des essais cycliques sur la fraction inférieure à 10 mm n'est pas compatible avec les densités relatives du sol en place.

L'ensemble des résultats montre une tendance à la liquéfaction relativement importante du matériau, même dans des conditions de sollicitation modérées ($q_c/2\sigma'_3 = 0.2$). Cette tendance s'accroît très fortement quand le taux de sollicitation cyclique atteint 0.3 puisque c'est alors au premier cycle que se produit la liquéfaction (pour un échantillon peu dense). La consolidation anisotrope semble diminuer le risque, même si tous les résultats n'apportent pas une réponse très nette.

A partir du CPT (Cone Penetration Test)

Pour le CPT, le rapport de résistance cyclique est donné par Youd et al. [8]. Il s'exprime en fonction de la résistance normalisée q_{C1N} . L'évaluation du potentiel de liquéfaction pour une résistance de 500 kPa au CPT, montre un très grand risque de liquéfaction (Tableau 3). Ce résultat est encore plus vrai pour des valeurs inférieures à cette résistance.

Table 3. Evaluation du facteur de sécurité

[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[9]
Depth	σ_v	r_d	CSR	q_{C1N}	CRR	σ'_v	FS
(m)	kN/m ²					kN/m ²	
5.25	109.6	0,937	0.347	5.6	0,05	560	0.15

6 Conclusion

L'ensemble des essais réalisés sur le matériau de la digue de Kembs apparaissent assez cohérents entre eux, mais pas du tout avec la densité en place déduite des carottes. La densité minimale de 1.91 mesurée par la procédure normalisée sur les échantillons de matériau complet (c'est-à-dire comportant 70% de particules supérieures à 10 mm) n'est pas compatible avec les densités de 1.8 à 1.9 déduites des poids des morceaux de carottes. Le principal problème reste donc de recalculer les densités réelles en place par rapport à celles des essais de laboratoire sur la fraction inférieure à 10 mm.

L'ensemble des résultats montre une tendance à la liquéfaction relativement importante du matériau, même dans des conditions de sollicitations modérées ($qc/2\sigma'_3 = 0.2$). Cette tendance s'accroît très fortement quand le taux de sollicitation cyclique atteint 0.3 puisque c'est alors au premier cycle que se produit la liquéfaction (pour un échantillon peu dense). La consolidation anisotrope semble diminuer le risque, même si tous les résultats n'apportent pas une réponse très nette.

L'essai au CPT montre également une grande tendance à la liquéfaction avec un coefficient de sécurité largement inférieur à 1.

REFERENCES

- [1]- G. Bambara, N. Benahmed, P. Mériaux, O. Bellier, Première caractérisation du risque de liquéfaction sous sollicitation sismique d'ouvrages hydraulique en remblai existants ou projetés en basse vallée du Rhône. In : *Digues Maritimes et Fluviales de Protection contre les Submersions, 2^{ème} colloque national, Lavoisier, 2013.*
- [2]- H.B. Seed, I.M. Idriss, Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *J. Soil Mech. Foundation Div-ASCE, 97(9)(1971) 1249-1273.*
- [3]- Y.P. Vaid, J.C. Chern, Effects of static shear on resistance to liquefaction. *Soils and foundations, 23(1983) 47-60.*
- [4]- H.B. Seed, L.K. Lee, Liquefaction of saturated sands during cyclic load. *J. Soil Mech. Foundation Div-ASCE, 92(6)(1966) 105-134.*
- [5]- T.F. Vilela, Mesure des propriétés rhéologiques du sol en régime non permanent ou cyclique. Thèse Docteur Ingénieur, Ecole Centrale de Paris, 1979.
- [6]- R.E. Kayen, J.K. Mitchell, A. Lodge, R.B. Seed, S. Nishio, R. Coutinho, Evaluation of SPT, CPT, and shear wave methods of liquefaction potential assessments using Loma Prieta data. In: *Proceedings of the 4th Japan-U.S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction. Technical Report NCEER-92-0019, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, N.Y. 177-204, 1992.*
- [7]- I.M. Idriss, R.W. Boulanger, Semi-empirical Procedures for Evaluating Liquefaction Potential during Earthquakes. *Soil Dyn. Earthq. Eng. - 11th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering (ICSDEE): Part II 26(2-4)(2006) 115-130.*
- [8]- T.L. Youd, I.M. Idriss, R.D. Andrus, I. Arango, G. Castro, J.T. Christian, R. Dobry, W.D.L. Finn, L.F. Harder Jr., M.E. Hynes, K. Ishihara, J.P. Koester, S.S.C. Liao, W.F. Marcuson III, G.R. Martin, J.K. Mitchell, Y. Moriwaki, M.S. Power, P.K. Robertson, R.B. Seed, K.H. Stokoe II. Liquefaction Resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. *J. Geotech. Geoenviron. Eng. 127(10)(2001) 817-833.*