

11 - ETUDE DES FONDATIONS PROFONDES

Rappelons que l'on sera amené à adopter des fondations profondes (pieux ou micropieux) en vue :

- de la construction de nouveaux bâtiments (voir paragraphe 10),
- du confortement de bâtiments devant accueillir des charges importantes (voir paragraphe 9),
- du confortement de l'angle Est du bâtiment D (voir paragraphe 7.1),
- de la construction d'ascenseurs dans les bâtiments existants,
- éventuellement pour la reconstruction d'une partie du bâtiment J.

Les sondages profonds réalisés sur le site ont mis en évidence les couches suivantes :

Sondages	Remblai Profondeur de la base (m)	Limon ou argile avec éléments organiques			Argile, Argile marneuse			Marne	
		épaisseur (m)	nature	pressions limites pl	profondeur du toit (m)	cote	pressions limites	profondeur du toit (m)	cote
AS1	3.6	0.6	limon	0.47 MPa	4.3	203.3	1.34 MPa	5.5	202.1
AS2/AR6	2.6	5.4	limon avec débris végétaux	0.29 à 0.41 MPa				8	199.4
DS1	3.5	4.5	limon vaseux avec débris de bois	0.19 à 0.27 MPa	8	199.8	0.34 à 1.44 MPa	14	193.8
ES1	3.3	0.8	limon avec végétaux	0.41 MPa	4.1	206	0.27 à 0.75 MPa	6.5	203.6
ES2	0.9	4.3	tourbe jusqu'à 2.3 m, puis limon tourbeux	0.16 à 0.35 MPa	5.2	203.1	0.19 MPa	6.5	201.8
S1	3.8	8	argile limoneuse à passages vasards	0.42 à 1.09 MPa				11.8	198.4

L'évolution de la pression limite p_l en fonction de la profondeur est représentée page suivante.

Il apparaît que les caractéristiques du sol argilo-marneux en profondeur sont assez homogènes si l'on compare les sondages, alors que les sols superficiels ont des caractéristiques variables mais souvent faibles.

Nous serons donc amenés à négliger tout frottement latéral jusqu'à 8 m de profondeur.

11.1 - FONDATIONS SUR PIEUX

Les pieux devront être armés au moins sur la hauteur des limons.

11.1.1 - Type de pieux

Il s'agira :

- soit de pieux forés tubés provisoirement et à l'avancement jusqu'en tête des argiles.
- soit de pieux à la tarière creuse. Dans ce cas, nous attirons l'attention sur :
 - les risques de striction du fût du pieu dans les limons mous. Afin de s'assurer de la bonne compacité des pieux, il conviendra de réaliser un enregistrement de paramètres de forage et de vérifier l'intégrité de tous les pieux par impédance mécanique,
 - les sujétions de mise en place des armatures.

11.1.2 - Capacité portante et longueur de fiche

Les pieux solliciteront les argiles, les argiles marneuses et les marnes par effort de pointe et frottement latéral.

Ils devront être descendus d'au moins 1 m dans les marnes de compacité moyenne ($p_l > 1,5$ MPa), qui correspond à une profondeur minimale de 15 m en DS1.

Le calcul des charges applicables sur les pieux sera réalisé à partir des règles pressiométriques de BUSTAMANTE et GIANESELLI données par le DTU 13.2 en utilisant le frottement latéral unitaire limite et l'effort de pointe total limite donnés ci-après.

Frottement latéral unitaire limite q_s

Courbe DTU.13.2	q_s (kPa)	Nature du sol
		remblais, limons mous, tourbe...
Abis	30	limon, argile (pl de 0.3 à 1 MPa)
Abis	30	argile, marne (pl de 1 à 1.5 MPa)
C	150	marne compacte (pl>1.5MPa)

Effort de pointe total limite q_p

L'effort de pointe total limite se calcule par la formule:

$$q_p = k (p_{le} - p_0)$$

avec:

Longueur de fiche (m)	15	17	19	21	23
$p_{le} - p_0$ (MPa)	1.5	1.6	2	2	2
k	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6

Exemple de prédimensionnement de la capacité portante des pieux

Nous donnons ci-après un prédimensionnement des pieux suivant le DTU 13.2, à titre purement indicatif, pour des pieux forés tubés de 15 à 21 m, par rapport au niveau du terrain actuel, suivant les résultats de l'ensemble des sondages (notamment DS1).

Profondeur début de couche (m)	Profondeur fin de couche (m)	q_s (kPa)	Nature du sol	Courbe DTU.13.2
	8		remblais, limons mous, tourbe...	
8	11	30	limon, argile (pl de 0.3 à 1 MPa)	Abis
11	14	30	argile, marne (pl de 1 à 1.5 MPa)	Abis
14	28	150	marne compacte (pl>1.5MPa)	C

Nous rappelons que pour obtenir Q_{ELU} et Q_{ELS} , on multiplie les valeurs limites de la résistance de pointe et du frottement latéral par les coefficients réducteurs donnés dans le tableau ci après:

	Etats limites	
	de service	ultimes
Résistance de pointe	0.33	0.5
Frottement latéral	0.5	0.75

La capacité portante en kN serait donc:

* Pour une fiche de : 15 m

Diamètre pieu (cm)	50	60	70	80	90
Q ELU	624	806	1006	1225	1463
Q ELS	415	535	668	813	970
Ramené à (1)					

(1) en prenant comme hypothèse une contrainte de compression du béton de 5MPa aux ELS sous sollicitations axiales.

* Pour une fiche de : 17 m

Diamètre pieu (cm)	50	60	70	80	90
Q ELU	994	1253	1532	1831	2150
Q ELS	661	833	1018	1216	1428
Ramené à (1)					

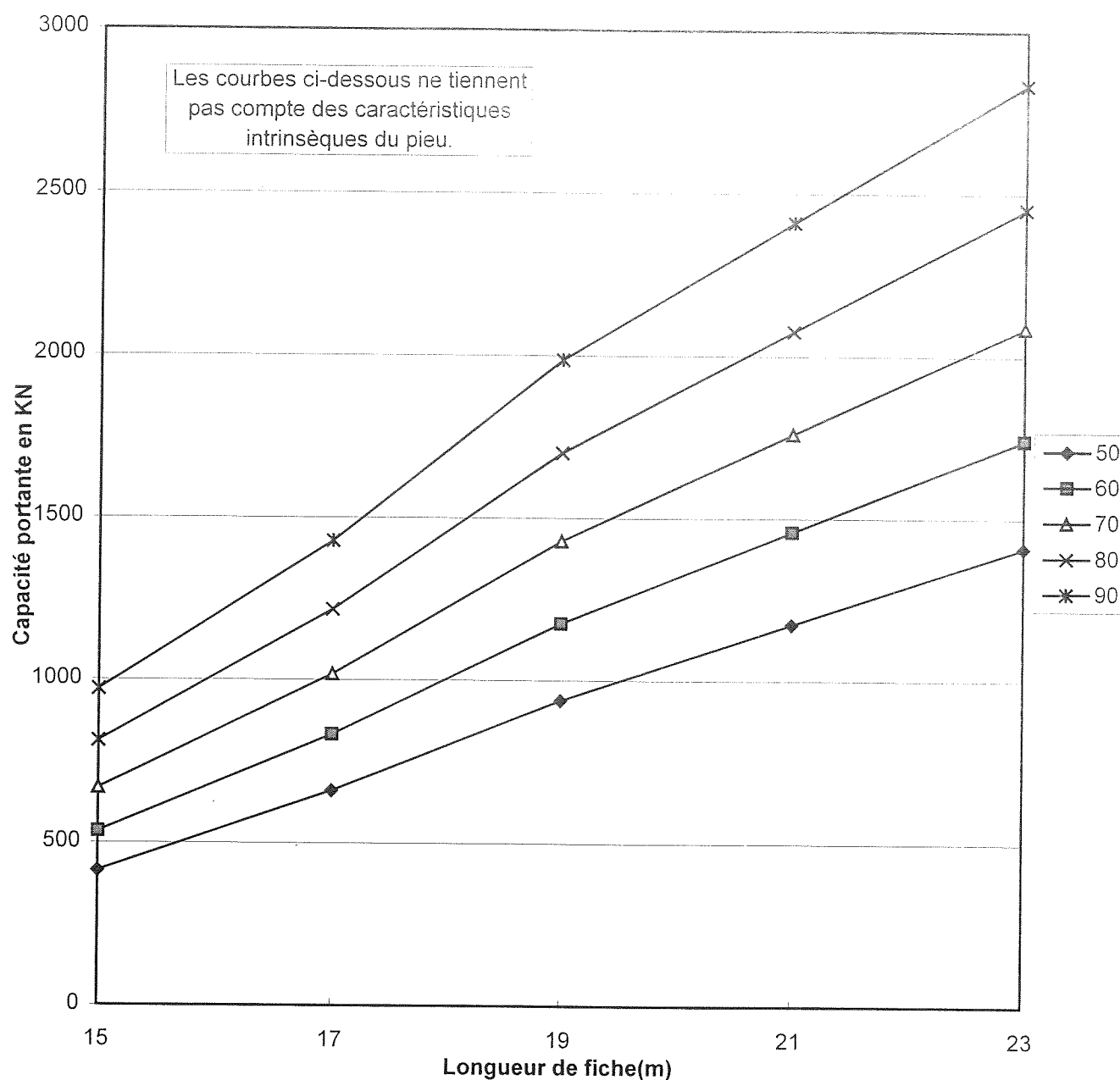
* Pour une fiche de : 19 m

Diamètre pieu (cm)	50	60	70	80	90
Q ELU	1410	1767	2150	2557	2990
Q ELS	938	1175	1429	1699	1987
Ramené à (1)					

* Pour une fiche de : 21 m

Diamètre pieu (cm)	50	60	70	80	90
Q ELU	1763	2191	2644	3123	3626
Q ELS	1173	1458	1759	2076	2411
Ramené à (1)	982	1414			

Capacité portante



En prenant comme hypothèse une contrainte de compression du béton de 5MPa aux ELS sous sollicitation axiale, on obtient les longueurs de fiche suivantes pour une capacité portante nominale correspondant à cette contrainte:

Diamètre des pieux en cm	50	60
Capacité portante nominale en kN	980	1 410
Longueur de fiche en m	21	21
par rapport au niveau du terrain actuel	21	21

11.1.3 -Précautions de réalisation

Lors de la réalisation des pieux, il conviendra :

- de vérifier soigneusement les matériaux extraits lors du forage pour s'assurer du bon ancrage dans le substratum marneux,
- de curer soigneusement la base des pieux
- de bétonner aussitôt après le curage à l'aide d'un tube plongeur, pour éviter d'une part, le délavage et la ségrégation du béton, et d'autre part, l'altération des marnes en présence d'eau,
- de prévoir des bétons à base de ciments spéciaux, compte tenu de l'environnement agressif de classe A2 suivant la norme P18-011 (présence de sulfates).

11.2 - ETUDE DES FONDATIONS SUR MICROPIEUX

11.2.1 - Type de micropieux

On pourra adopter des micropieux de type III ou IV suivant la définition du DTU 13.2.

Rappelons que les micropieux ne permettent de reprendre ni effort horizontal, ni moment ; il conviendra donc de vérifier la stabilité de chaque massif fondé sur micropieux.

11.2.2 - Longueur de fiche

La longueur de fiche des micropieux dépend des charges axiales qu'ils devront effectivement reprendre. Ils devront être de toutes façons ancrés d'au moins 1 m dans les marnes de compacité moyenne ($pl > 1,5$ MPa).

11.2.3 - Capacité portante

Les micropieux solliciteront les argiles, les argiles marneuses et le substratum marneux par frottement latéral.

Le calcul des charges applicables en tête de micropieux est réalisé à l'aide des règles pressiométriques de BUSTAMANTE et GIANESELLI données par le DTU 13.2.

Le tableau ci-dessous donne le frottement latéral unitaire limite q_s à prendre en compte dans les différentes couches dans le cas d'une injection basse-pressure :

	Courbe DTU 13.2	q_s (kPa)
limon/argile (pl de 0,3 à 1 MPa)	A	40
argile/marne (pl de 1 à 1,5 MPa)	A	80
marne ($pl > 1,5$ MPa)	E	180

11.2.4 - Exemples de prédimensionnement

Nous donnons, ci-après, un exemple de prédimensionnement pour des micropieux de type III suivant le DTU 13.2.

PREDIMENSIONNEMENT DES MICROPIEUX

Frottement latéral unitaire limite q_s

Profondeur début de couche (m)	Profondeur fin de couche (m)	q_{si} (kPa)	nature du sol	Courbe DTU
8	11	40	limon, argile (pl de 0.3 à 1 MPa)	A
11	14	80	argile, marne (pl de 1 à 1.5 MPa)	A
14	28	180	marne (pl > 1.5 MPa)	E

Calcul indicatif du micropieu:

La charge limite du micropieux s'écrit:

$$Q_{sl} = \pi d \alpha \sum q_{si} h_i$$

avec h_i , épaisseur de chaque couche,

d , diamètre de forage du micropieux,

α , coefficient sur l'injection du bulbe de scellement.

Pour un micropieu de type III:

$$\alpha = 1.2$$

Si le chantier comporte moins de 25 micropieux, à défaut d'essais de portance, la charge limite est affectée d'un **coefficient minorateur de 1,5** (voir note ci-dessous).

* calcul aux ELS

$$Q_{ELS} = Q_{sl} / 2 / 1,5$$

2 est le coefficient de sécurité aux ELS.

Le tableau ci-dessous indique la valeur de Q_{ELS} en kN en fonction des différentes fiches et diamètres des micropieux.

		diamètre de forage du micropieu (cm)	
		12	15
longueur de fiche (m)	15	81	102
	17	136	170
	19	190	238
	21	244	305

10 kN = 1 tonne

*** calcul aux ELU**

$$Q_{ELU} = Q_{sl} / (4/3) / 1,5$$

4/3 est le coefficient de sécurité aux ELU.

Le tableau ci-dessous indique la valeur de Q_{ELU} en kN en fonction des différentes fiches et diamètres des micropieux.

		diamètre de forage du micropieu (cm)	
		12	15
longueur de fiche (m)	15	122	153
	17	204	254
	19	285	356
	21	366	458

10 kN = 1 tonne

Remarque: le calcul ci-dessus ne prend pas en compte l'inclinaison éventuelle du micropieu, ni la résistance intrinsèque du micropieu.

Note sur les essais de micropieux

Nous rappelons que le DTU 13.2 demande un essai de contrôle de portance au moins tous les 200 micropieux s'ils travaillent en compression et tous les 50 micropieux en traction.

Pour les chantiers de moins de 25 micropieux, il est possible de ne pas réaliser d'essais de contrôle de portance. Dans ce cas, la charge limite est affectée d'un coefficient minorateur de 1.5. Le calcul ci-dessus tient compte de ce coefficient minorateur.

11.2.5 -Précautions de réalisation

Lors de la réalisation des micropieux, il conviendra de vérifier soigneusement les matériaux extraits lors du forage, pour s'assurer du bon ancrage dans le substratum.

Les micropieux devront être vérifiés au flambement sur la hauteur des remblais et limons mous, en raison de leurs faibles caractéristiques mécaniques. Il pourra donc être nécessaire de prévoir des tubes de renfort sur la hauteur correspondante.

On prévoira des coulis à base de ciments spéciaux compte tenu de l'environnement agressif de classe A2 suivant la norme P18-011 (présence de sulfates).

CONDITIONS GÉNÉRALES D'EXPLOITATION D'UN RAPPORT D'ÉTUDES DES SOLS

(A) INTRODUCTION

L'inventaire des recommandations et indications ci-après mentionnées a pour but d'éviter tout incident ou accident au cours ou à la suite de la réalisation des fondations des ouvrages et consécutif à une exploitation défectueuse du rapport de sol. Il ressort de l'expérience acquise au cours de la réalisation de 100 000 études environ.

D'autre part, le non respect de ces recommandations et indications, dégagerait contractuellement la responsabilité du bureau de sol et peut être un motif d'exclusion de la couverture d'assurance

Les différents intervenants dans les projets et travaux liés aux sols, doivent passer en revue l'ensemble des recommandations et indications ci-après rappelées, afin de vérifier qu'elles sont effectivement bien prises en compte, si nécessaire, au cours de la réalisation des travaux liés aux sols.

(B) RECOMMANDATIONS IMPORTANTES

- (1) Le présent rapport et ses annexes constituent un ensemble indissociable. Il est basé sur un nombre limité de sondages et de mesures et sur les renseignements concernant le projet remis au bureau de sol au moment de l'investigation géotechnique.
- (2) Les conclusions du rapport ne peuvent être utilisées pour une forfaitisation du prix des fondations du fait des risques d'hétérogénéité soit naturelle, soit artificielle des sols. Une telle forfaitisation nécessite généralement une densité de sondages prévue en conséquence et à l'avance, qui seule pourrait engager la responsabilité du bureau de sol sur le forfait.
- (3) Toute étude réalisée à partir d'une esquisse, ou d'un plan de principe, nécessite obligatoirement une seconde étude spécifique adaptée au projet retenu détaillé par un bureau d'études de structures.
- (4) Tout changement d'implantation ou d'importance des constructions par rapport aux hypothèses prises lors de l'établissement du rapport d'étude des sols, doit être communiqué au rédacteur de ce rapport et recevoir son accord par écrit, car ces changements peuvent modifier les conclusions de l'étude.
- (5) Le Maître d'Œuvre ou le Maître d'Ouvrage doit vérifier qu'il a donné au bureau de sol des éléments suffisants et fiables pour l'implantation des sondages.

(C) INDICATIONS PARTICULIÈRES POUR L'ÉTABLISSEMENT DU PROJET

- (6) Les sondages de reconnaissance se font sur une courte période et le niveau de la nappe phréatique indiqué dans le rapport ne reflète pas forcément le niveau maximum. Il appartient alors à l'équipe de conception de se renseigner auprès des services compétents, sur les fluctuations possibles de cette nappe, soit naturelles, soit dues à des travaux voisins.
- (7) En cas de présence d'ouvrages mitoyens ou en cas de présence de talus en déblais de grande hauteur ou de remblais également de grande hauteur, une étude spécifique à ceux-ci doit obligatoirement être produite. Même si le rapport de sol initial ne mentionne rien sur ce sujet, par manque d'information ou parce que le plan initial n'en faisait pas mention, il appartient à la Maîtrise d'œuvre et au bureau de contrôle, d'en commander la fourniture, et aucuns travaux ne devront être engagés sans cette étude spécifique.
- (8) En cas de présence au projet d'ouvrages de soutènements ou de reprise en sous-œuvre, le recours à un Maître d'œuvre spécialisé pour la définition des travaux et leur suivi, est obligatoire.
- (9) Les profondeurs des couches de sols sont données par rapport à la plate-forme de travail du moment, dans l'hypothèse où aucune cote de niveau n'est connue. Il appartient alors aux concepteurs de recalculer le zéro s'il a été procédé à des mouvements de terres dans l'intervalle séparant la reconnaissance des sols et le début des travaux de fondations.
- (10) Les fondations d'ouvrages réalisées dans des terrains sensibles à l'eau (argiles gonflantes, possibilités de dessiccation consécutives aux conditions climatiques ou à la végétation), nécessitent des études spécifiques et le projet devra être soumis à l'examen du bureau de sol, de façon à vérifier que les précautions élémentaires ont bien été prises en compte (drainage - étanchements - évacuation des eaux - planchers portés, etc.).

- (11) La non réalisation d'investigations complémentaires préconisées au rapport de sol pour entériner ses conclusions, rendrait invalides ces conclusions.
- (12) L'adaptation au sol des ouvrages annexes (canalisations, petit mur de soutènement, etc.) doit être soumise à l'examen du bureau de sol.
- (13) En cas de découverte de situations évolutives (influence de l'eau ou du gel, phénomène de dissolution, etc.), la durée de validité du rapport de sol est limitée, et si celui-ci n'a pas été exploité rapidement, il faut interroger le bureau de sol sur son actualisation.

(D) INDICATIONS PARTICULIÈRES EN COURS DE TRAVAUX

- (14) Les éléments nouveaux mis en évidence en cours des travaux de fondations et qui n'auraient pu être détectés au moment de la reconnaissance (venues d'eau ou rabattement de nappe, hétérogénéité locales, cavités de dissolution ou artificielles), doivent être immédiatement signalés, de façon à étudier les adaptations nécessaires.
- (15) En cas de fondation profonde, par pieux, puits ou barrettes, et si l'assise de celle-ci se trouvait être à une distance en profondeur de moins de sept diamètres, avec un minimum de cinq mètres, du fond du sondage de reconnaissance, un sondage de contrôle devrait obligatoirement être réalisé pour respecter les termes du DTU 13-2.
- (16) Le rôle du bureau de sol est d'indiquer les objectifs à atteindre dans la mise en œuvre des fondations. Les procédés d'exécution, les moyens et méthodes de mise en œuvre, sont l'affaire de l'entreprise de fondation qui seule connaît le matériel dont elle dispose, ses caractéristiques et sa puissance, et le savoir-faire de son personnel. Toutefois, le bureau de sol est disponible pour assister le Maître d'Œuvre en vue de l'agrément des matériels et procédés prévus par l'entreprise de fondation. Dans le cas où cette assistance n'aurait pas été spécifiquement demandée au bureau de sol, la responsabilité de celui-ci ne pourrait en aucun cas être recherchée pour un mauvais déroulement du chantier.
- (17) L'étude de sol étant basée sur un nombre limité de sondages, la continuité des couches de sols entre sondages ne peut être garantie et une adaptation du projet de fondation en fonction de l'hétérogénéité des sols est normale et ne peut être reprochée au bureau de sol. Cependant, dans ce cas, le bureau de sol doit être immédiatement prévenu, de façon à préciser les conditions de fondation en relation avec cette hétérogénéité. Toute décision prise en dehors de ce bureau d'études de sol dégagerait celui-ci de toute responsabilité.
- (18) Tout incident important survenant en cours d'exécution des travaux (glissements de talus, déformations d'existants proches...) doit être signalé afin de reconsidérer ou d'adapter les solutions initialement retenues.
- (19) Il est vivement recommandé au Maître d'Ouvrage, au Maître d'Œuvre ou à l'Entreprise, de charger le bureau de sol d'une mission d'assistance au Maître d'Œuvre au stade de la conception définitive des fondations, puis de vérification de l'exécution des travaux de fondations. Dans le cadre de cette mission d'assistance, qui doit être rémunérée, il sera procédé au moment de l'ouverture des fouilles, ou de la réalisation des premiers pieux ou puits, à une visite de chantier par un spécialiste. Cette visite a pour objet de vérifier que la nature des sols et la profondeur des niveaux de fondations, sont conformes aux données du rapport. Le bureau de sol doit en être avisé en temps utile et ces prestations complémentaires doivent obligatoirement donner lieu à l'établissement d'une note ou d'un compte-rendu.

13 - CONCLUSIONS

Les différents sondages réalisés sur le site ont rencontré successivement :

- des **remblais anciens le plus souvent limono-argileux** sur une épaisseur variant généralement entre 2,5 et 3,8 m,
- des **limons ou des argiles limoneuses comportant généralement des débris végétaux** sur une épaisseur très variable. Ces variations s'expliquent par les anciens bras morts pouvant être très localisés. On notera la présence très fréquente de débris de bois, d'éléments organiques en décomposition et de quelques passages de tourbe franche,
- les **argiles avec cailloux calcaires devenant progressivement marneuses** à partir d'une profondeur variant généralement de 3 à 7 m. Toutefois, à proximité du puits salé, les argiles n'apparaissent qu'à 8 m de profondeur,
- le **substratum marneux** correspondant aux marnes bariolées à sel gemme et à gypse du Keuper, à partir d'une profondeur variant entre 7,5 et 11,8 m (14 m en DS1).

Lors de notre intervention, en janvier et février 1999, les sondages ont mis en évidence une nappe située vers les cotes 205 à 205,6 au droit des bâtiments A, B, C, et J et 206 à 207,5 au droit des bâtiments D, E et F.

Les eaux du site ont un degré d'agressivité A_2 suivant la norme NF-P 18-011 concernant la classification des environnements agressifs vis-à-vis du béton.

Ce site des Salines de DIEUZE a fait l'objet d'exploitations de sel par :

- un **puits salé** situé dans le bâtiment D, qui captait une source d'eau salée,
- des **galeries de mines** destinées à l'extraction du sel gemme. Elles ont été ennoyées accidentellement en 1864, ce qui a entraîné un certain nombre d'effondrements qui se sont poursuivis jusqu'en 1913,
- des **pompages d'eau salées** recueillies dans 9 sondages. Deux d'entre eux, les sondages 1 et 8, traversaient les galeries de mines, ce qui permettaient de capter directement les eaux d'ennoyage. En 1951, il s'est produit un effondrement sur un volume de 240 m^3 . D'après les témoignages que nous avons recueillis, cet effondrement se serait produit à une trentaine de mètres à l'Ouest de la Délivrance, à 20 ou 30 m au Nord de la Caserne. Cet effondrement serait dû aux pompages d'eau salée réalisés dans les sondages S1 et S8, d'après le dossier de délaissement de la concession (réalisé en 1996).

A notre avis, la zone même de l'effondrement de 1951 et ses abords immédiats sont très difficilement constructibles.

Rappelons que l'évaluation des risques miniers relève des Services de la DRIRE (voir paragraphe 5).

■ Bâtiments A, B, C et J

Les sondages de reconnaissance des fondations ont mis en évidence des murs sans débord descendant à une profondeur variant entre 2,6 et 3,4 m sous le niveau du terrain actuel, que le bâtiment possède un sous-sol ou non au droit de la reconnaissance réalisée.

L'assise des fondations se situe donc entre les cotes 203,9 et 204,85. Elles sont posées dans les limons, les argiles ou les remblais anciens.

Pour la vérification des fondations sous les murs existants, on adoptera :

- 0,18 MPa aux ELS
- 0,22 MPa aux ELU
- fin du domaine élastique vers 0,23 MPa.

L'indication des tassements envisageables en fonction des nouvelles charges appliquées est indiquée au paragraphe 8.3.2.

Dans le cas où les nouvelles charges appliquées ne seraient pas acceptables, on devrait prévoir un confortement par micropieux (voir paragraphe 12).

Dans le cas du bâtiment J, les désordres observés sur le pignon Est sont vraisemblablement dus à des variations importantes de compressibilité des sols d'assise et surtout à la présence d'un tirant de confortement de la Porte des Salines.

Il conviendra donc de supprimer ce tirant de confortement, afin de supprimer les cisaillements parasites induits par celui-ci. De plus, nous déconseillons l'apport de nouvelles charges sur ce bâtiment et surtout la réalisation de nouvelles dalles en béton qui présentent le désavantage de modifier le comportement de la maçonnerie vis-à-vis des déformations.

■ Puits salé (bâtiment D)

Les fondations du bâtiment D sont fondées en partie sur le mur d'enceinte du puits salé. Il apparaît que l'angle Est du bâtiment n'est fondé qu'à 1,6 m de profondeur, alors que les autres murs sont fondés entre 9 et 10,5 m de profondeur.

Par conséquent, il conviendra de reprendre en sous-oeuvre ce mur insuffisamment fondé au moyen de *micropieux* descendus dans le substratum marneux (voir paragraphe 11.2).

■ La Délivrance (bâtiment E)

Les murs périphériques de la délivrance sont fondés entre 1,8 et 3,4 m de profondeur, c'est-à-dire entre les cotes 206,35 et 206,7. On note un débord de l'ordre de 25 cm.

En ce qui concerne le platelage des stockages de sel, celui-ci est fondé sur des poutres entrecroisées reposant sur des murs de largeur 40 à 50 cm espacés d'environ 1,6 m (entre-axe). Ces murs sont fondés moins profondément que les murs périphériques (cote 207,8 en AR1).

Sous la base de ces murs, on devra adopter les contraintes de calcul suivantes :

- 0,1 MPa aux ELS

- 0,13 MPa aux ELU

(0,14 MPa pour la fin du domaine élastique).

On pourra donc envisager une dalle reposant sur ces murs.

Signalons enfin que le désordre observé sur le pignon Nord-Ouest du bâtiment n'est sans doute pas dû à des problèmes géotechniques, mais plutôt à une altération très importante de la maçonnerie.

■ La Caserne (bâtiment F)

Ce bâtiment présente la particularité de posséder un sous-sol partiel. Côté Nord-Ouest, dans la partie ne comportant pas de caves, le niveau d'assise des fondations se situe vers les cotes 208,5 à 208,65.

Sur le reste de l'emprise (partie avec sous-sol situé vers la cote 207,2), les fondations descendent vers les cotes 205,2 à 206,6. La façade est d'ailleurs fondée sur un ancien mur (peut-être de fortification).

Par conséquent, un chargement supplémentaire risque d'accentuer les fissures situées à la limite entre les parties avec et sans sous-sol.

Nous recommandons donc d'éviter tout apport de charges supplémentaires sur ce bâtiment. Si l'on était contraint de le faire, il faudrait prévoir un confortement par micropieux (voir paragraphe 11.2).

Si l'on prévoit la construction de nouveaux bâtiments, la meilleure solution sera de réaliser des fondations profondes :

- soit des pieux (voir paragraphe 11.1)
- éventuellement des micropieux (voir paragraphe 11.2).

Toutefois, pour des bâtiments légers, il peut être envisageable de réaliser des puits encastrés dans les terrains en place, avec une contrainte de calcul restant faible (de l'ordre de 0,15 MPa) ; cette solution n'est toutefois valable qu'au droit de certains sondages,

Compte tenu des variations des caractéristiques des sols superficiels, il serait nécessaire de réaliser des investigations complémentaires au droit d'éventuelles nouvelles constructions si l'on veut ériger celles-ci sur puits afin de confirmer ou infirmer cette hypothèse.

Nous restons à la disposition de la **VILLE de DIEUZE** et de **Monsieur FABBRI, Architecte** et des différents intervenants, pour tous renseignements complémentaires qu'ils pourraient désirer.

J.BRUDER

O.COSTES

