

Zeitschrift: Ingénieurs et architectes suisses
Band: 117 (1991)
Heft: 26

Artikel: Dimensionnement des fondations superficielles et profondes sous l'effet d'un séisme
Autor: Tissières, Pascal
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-77703>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 30.01.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

Dimensionnement des fondations superficielles et profondes sous l'effet d'un séisme

1. Introduction

La nouvelle édition de la norme SIA 160 « Actions sur les structures porteuses » redéfinit le cas de charge de séisme. Pour les structures, elle apporte des nouveautés importantes : le calcul de la fréquence propre de l'ouvrage d'art et l'introduction d'un coefficient de ductilité. De plus, elle subdivise le territoire suisse en zones sismiques où l'intensité de l'accélération horizontale varie de 0,06 à 0,16 de

PAR PASCAL TISSIÈRES,
MARTIGNY

l'accélération de la gravité. Quant aux sols, la nouvelle norme attire l'attention sur la qualité des sols par son chapitre 4.19.6.

Quels sont les effets des tremblements de terre sur les sols et les roches ?

Les sols saturés en eau perdent leur résistance spécifique, c'est-à-dire leur résistance au cisaillement, par liquéfaction ou par thixotropie (tableau 1). Les dégâts apparaissent alors comme glissement de terrain, tassement ou soulèvement de structures.

Les roches endommagent les structures telles que galeries, pieux, ancrages, les traversant par excès de cisaillement.

Pour mémoire, nous rappelons la terminologie de la compacité définie par Terzaghi et Peck [1].

Avec les sols, trois cas de destruction des structures sont envisageables (fig. 1).

Cas A : liquéfaction/thixotropie seule du sol

Le sol saturé change de phase : il se comporte comme un liquide. Le sol se déforme alors sous l'effet des surcharges. Un bâtiment peut par exemple carrément se renverser sans que l'ossature porteuse soit endommagée par le séisme.

Cas B : interaction sol-structure

Le sol transmet à la structure une onde qui est amplifiée et renvoyée au sol comme cas de charge extérieur. Ce dernier peut entraîner le poinçonnement de la fondation.

Cas C : superposition des cas A et B

¹ Les chiffres entre crochets renvoient à la bibliographie en fin d'article.

2. Liquéfaction

Ce sont essentiellement les sables et les limons saturés qui sont sensibles à la liquéfaction. Pourquoi ? Parce que leur perméabilité est trop faible pour que les surpressions interstitielles induites par les ondes de cisaillement puissent se dissiper rapidement. De plus, l'absence de cohésion ne leur ménage aucune réserve de résistance au cisaillement. En d'autres termes, un gravier est trop perméable pour se liquéfier et une argile garde toujours sa cohésion, sauf, évidemment, si elle est thixotropique.

Suivant son degré de compacité, deux comportements du sol sont possibles. Si le sol est dense, de petites déformations vont apparaître qui permettent de recréer le contact entre les grains. Le sol se dilate et le processus de liquéfaction s'arrête [2, p. 64] (tableau 2).

En revanche, lorsque le sol est lâche, il se tasse sous l'effet des ébranlements. Lorsque les surpressions interstitielles ne peuvent pas se résorber, le sol subit de grandes déformations.

Le tableau 2 introduit la notion de « mobilité cyclique », observée dans la cellule triaxiale dynamique. Elle correspond à l'état de faible déformation d'un sol dense, quand la pression interstitielle est égale à la pression effective.

Les *pillars* (déformations en forme de colonne) et les *balls-and-pillows* (déformations en forme de boule ou

pillow-lava renversé) s'observent en milieu naturel par exemple sur les rives de fleuves, dans un delta, un marécage, un estuaire [3]. On désigne sous le nom de *slumps* les glissements sous-marins souvent provoqués par des séismes.

Suivant la géométrie du dépôt et les conditions de drainage, la rupture ou l'instabilité peuvent intervenir bien après le séisme, grâce à la transmission des pressions interstitielles dans des zones plus vulnérables [4, p. 445]. C'est pourquoi il est important de vérifier la stabilité générale de l'ensemble d'un dépôt. Les essais à la cellule triaxiale ne donnent qu'une réponse ponctuelle et seuls les modèles mathématiques permettent de simuler les conditions de drainage variant à l'intérieur des couches [5].

L'intérêt de l'approche de Zimmermann réside dans la modélisation du sol comme milieu à deux phases [7, p. 265]. Les équations d'équilibre du sol et de l'eau sont couplées (équations d'Euler, de Darcy et de Terzaghi). La plasticité y est introduite par le cône de Drucker-Prager dans l'espace des invariants des contraintes et des déformations.

Studer [8], Finn *et al* [6] incluent certaines relations empiriques donnant le module de cisaillement G ou le cisaillement maximum τ_{max} , par exemple,

$$G = C \cdot p'^{1/2}$$

où

C = coefficient dépendant de la granulométrie et de la densité relative du sol

p' = contrainte moyenne effective

$$\tau_{max} = \left(\left[\frac{1 + K_0}{2} \sin \phi' \right]^2 - \frac{(1 - K_0)^2}{2} \right) \cdot \sigma'$$

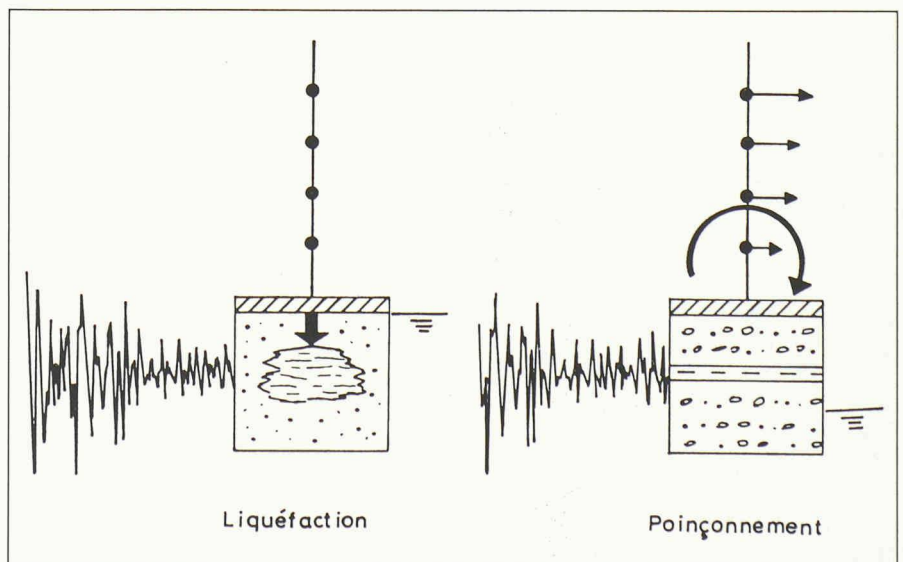


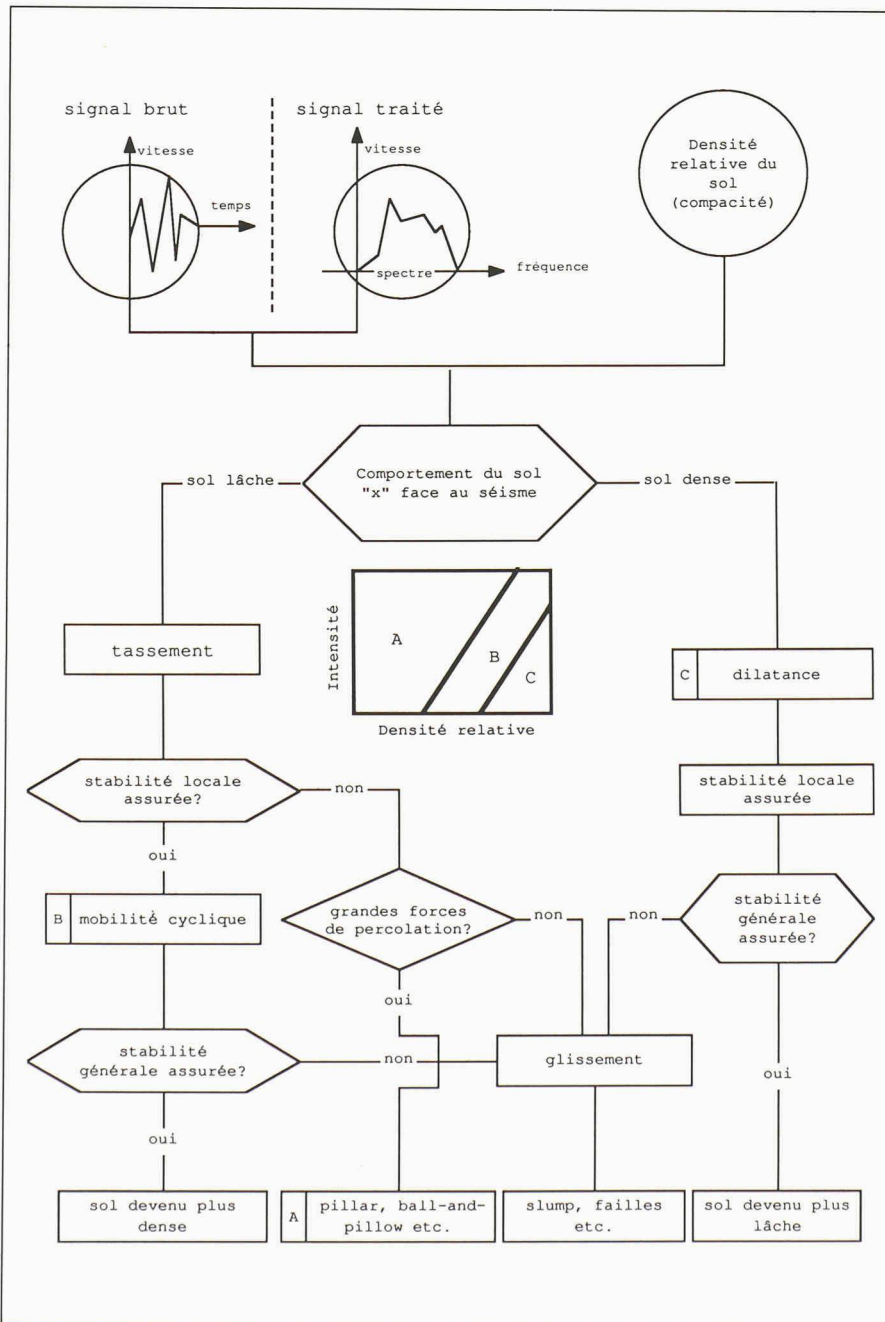
Fig. 1. – Sollicitation des sols par un séisme.

TABLEAU 1. - Sensibilité des sols aux séismes selon SIA 160 article 4.19.62.

Sols compacts	Sols semi-compacts	Sols lâches	Compacité relative des sables en fonction des résultats de l'essai de pénétration standard (SPT).	
- massif rocheux - éboulis - moraines compactes - graviers et sables compacts dont $V_s > 800$ m/s - limons, sables et graviers moyennement compacts à lâches et argiles moyennement compacts à compacts dont l'épaisseur < 10 m	- limons, sables, graviers et argiles moyennement compacts à compacts dont l'épaisseur > 10 m	- craies lacustres - argiles dont l'épaisseur > 10 m	Nombre de coups N pour un enfoncement de 30 cm	Compacité relative
liquéfaction	liquéfaction/thixotropie	thixotropie	4	Très peu compact
			4-10	Peu compact
			10-30	Moyennement compact
			30-50	Compact
			Au-dessus de 50	Très compact

Pour rappel :
 V_s = vitesse de cisaillement
 $V = G/\rho = 0,6 \cdot V_p$ = vitesse de compression
 V = vitesse de propagation de l'onde de compression
 G = module de cisaillement
 ρ = masse volumique apparente

TABLEAU 2. - Liquéfaction des sols sableux et limoneux.



où

K_0 = coefficient de poussée des terres au repos = $1 - \sin\phi'$
 σ' = contrainte effective verticale

Il existe dans la littérature des dizaines de relations de ce type faisant d'ordinaire intervenir la contrainte verticale effective ou la contrainte moyenne effective avec le même exposant. Le taux d'amortissement quantifie la non-linéarité des déformations cycliques dans le diagramme $\tau - \gamma$ (courbe d'hystérèse).

Ces paramètres peuvent aussi s'obtenir à l'aide de la colonne résonante ou de l'appareil de cisaillement torsionnel. L'Institut de mécanique des sols de l'EPFZ possède une cellule triaxiale dynamique et une colonne résonante. En résumé, la liquéfaction est un problème de perméabilité des sols non cohérents, les valeurs critiques se situant entre 10^{-7} et 10^{-4} m/s. La liquéfaction entraîne la destruction d'un sol lorsque les forces de percolation l'emportent sur les contraintes effectives. Il s'agit réellement d'un problème «d'hydrodynamique» nécessitant de bien connaître les conditions locales d'écoulement créées par le séisme. Par exemple, on a constaté que des ruptures de digues pouvaient intervenir bien après le séisme, justement à cause de cette migration des pressions interstitielles.

3. Identification des sols liquéfiables

Seed [9] a mis au point des procédures simplifiées pour l'identification *in situ*. Elles utilisent le même appareil qui permet de décrire la compacité d'un sol, le pénétromètre dynamique standard (SPT).

3.1 Méthode du nombre critique de coups

Conditions d'application

- Equipement: SPT₆₀ (Standard Penetrometer Test où le dispositif utilise 60% de l'énergie potentielle du mouton)
- $N_1 < 35$ coups/30 cm
- Granulométrie du dépôt: sable et limon.

A. Critère de résistance du sol: N_1
 $N_1 = N C_N$

où

- N = nombre de coups mesurés/30 cm
- C_N = facteur de correction ramenant N à $\sigma'_r = 100$ kN/m²
- $C_N = (\sigma'_r)^n / \sigma'$
- $n = 0,50$ pour $40 < \sigma' < 100$ kN/m²
- $n = 0,50$ pour $\sigma' > 100$ kN/m² et $60 < D_r < 60\%$
- $n = 0,57$ pour $\sigma' > 100$ kN/m² et $40 > D_r > 60\%$
- σ'_r = contrainte effective de référence: 100 kN/m²
- σ' = contrainte effective à la profondeur où le SPT a donné N
- D_r = densité relative obtenue par le SPT₆₀:
 $D_r = 0,18 + 0,042 N_1$ pour $4 \leq N_1 < 6$
 $D_r = 0,28 + 0,045 N_1$ pour $6 \leq N_1 < 10$
 $D_r = 0,36 + 0,017 N_1$ pour $10 \leq N_1 < 35$

B. Critère de liquéfaction: N_c
 $N_c = N_s (1 + 0,125 [d_s - 3] - 0,05 [d_w - 2])$

où

- N_c = nombre critique de coups/30 cm pour la liquéfaction
- d_s = profondeur de la couche de sable (m)
- d_w = profondeur de la nappe phréatique (m)
- N_s = nombre critique de coups/30 cm: valeur dépendant de l'intensité sismique choisie (cette relation est basée sur des observations de séismes)

C. Liquéfaction $N_c > N_1$

TABLEAU 3. - Nombre critique de coups SPT en fonction de l'intensité sismique.

Intensité Medvedev Sponheuer-Kornik 1964	N_s
Zone 1: VI-VII	6
Zone 2: VII+	10
Zone 3a: VIII-	13
Zone 3b: VIII+	16

3.2 Méthode du «cisaillement moyen»

A. Critère de résistance du sol: τ_1
 $\tau_1 = N_1 \cdot \sigma' / a$

où

- τ_1 = résistance au cisaillement limite du sol
- $N_1 = N C_N$ (selon procédure 1)
- σ' = contrainte effective à la profondeur où la SPT₆₀ a donné N
- a = coefficient d'affaiblissement du sol dépendant de l'intensité sismique

B. Critère de liquéfaction: τ_m

$$\tau_m = 0,65 \cdot \tau_{max} = 0,65 \cdot (\sigma \cdot a_{max}/g) \cdot r_d$$

où

- τ_m = contrainte de cisaillement moyen
- σ = contrainte totale à la profondeur considérée
- g = accélération de la gravité
- r_d = coefficient d'amortissement en fonction de la profondeur et du type de terrain
- a_{max} = accélération maximale de dimensionnement dépendant de l'intensité sismique choisie et du type de terrain (SIA 160, art. 4.19.61). (En Suisse, on n'admet qu'une seule valeur d'accélération du sol par zone.)

C. Liquéfaction pour $\tau_m > \tau_1$

Seed admet un coefficient de sécurité τ_1/τ_m égal à 1,33 comme suffisant si l'intensité sismique choisie est adéquate (Committee on Earthquake 1985, p. 96).

Voici deux autres méthodes de laboratoire.

3.3 Cellule triaxiale dynamique

A. Critère de résistance du sol: n_1

Toute une série d'essais triaxiaux $C-U$ sont entrepris à l'indice de vide mesuré *in situ*. Pour un nombre de cycles donné, le sol atteint un état de «liquéfaction initiale». Les grains ont alors perdu le contact entre eux. La pression interstitielle u est égale à la contrainte effective moyenne p' et les déformations spécifiques $\epsilon = \Delta h/h$ dépassent d'ordinaire 5%. L'étude paramétrique porte sur

TABLEAU 4. - Coefficient d'affaiblissement en fonction de l'intensité sismique.

Intensité Medvedev Sponheuer-Kornik 1964	a
Zone 1: VI-VII	58
Zone 2: VII+	66
Zone 3a: VIII-	74
Zone 3b: VIII+	83

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2p'} = \frac{\Delta\tau}{p'}$$

où

- σ_1 = contrainte verticale
- σ_3 = contrainte latérale
- p' = contrainte moyenne effective

De ces essais, on tire le nombre de cycles équivalents correspondant à l'intensité moyenne du séisme choisi:

$$\frac{\tau_m}{\sigma'} = 0,65 \cdot \frac{a_{max}}{g \cdot \sigma'} \cdot \tau \cdot r_d = \frac{\Delta\tau}{p'}$$

où

a_{max} , σ , σ' et r_d : voir procédure du «cisaillement moyen» de Seed [9].

B. Critère de liquéfaction: n_s

Seed *et al.* ont rassemblé les données de séismes dans le tableau où les mesures *in situ* sont ramenées aux nombres de cycles équivalents de la cellule triaxiale.

C. Liquéfaction pour $n_s > n_1$

Remarque:

La liquéfaction initiale ne signifie pas forcément que le sol va se liquéfier *in situ*, car on ne tient pas compte d'une dilatance possible. Une augmentation de volume du terrain fait alors chuter la pression interstitielle (tableau 2).

3.4 Cellule triaxiale standard [10]

A. Critère de résistance de Casagrande: τ_{su}

Casagrande a rappelé que seuls les sols lâches peuvent créer des surpressions interstitielles lors de leur tassement. Quand de grandes déformations détruisent la structure du sol, la résistance au cisaillement se réduit fortement à une valeur résiduelle qui doit seule assurer la stabilité vis-à-vis des contraintes naturelles de cisaillement.

Dans la procédure de Poulos, on détermine cette résistance, en admettant que l'intensité et la durée du séisme sont suffisamment grandes pour liquéfier le sol.

Toute une série d'essais triaxiaux $C-U$ avec des contraintes de consolidation différentes sont effectués de manière à obtenir un «diagramme d'état».

TABLEAU 5. - Coefficient d'amortissement en fonction de la profondeur et du type de terrain.

Profondeur [m]	r_d
0	1,0
5	0,97 ± 0,02
10	0,91 ± 0,05
15	0,75 ± 0,14
20	0,62 ± 0,20
25	0,55 ± 0,20
30	0,50 ± 0,20

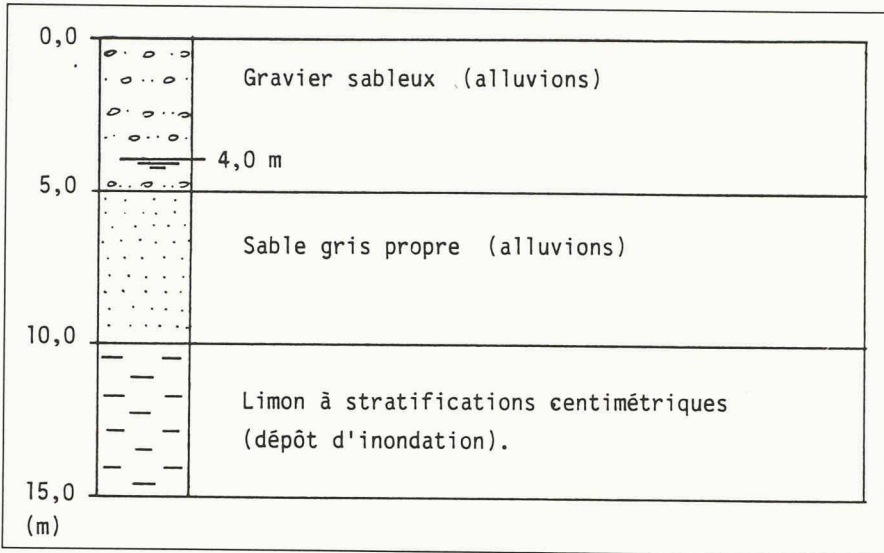


Fig. 2. - Coupe du terrain.

De ce diagramme, on tire la résistance au cisaillement à l'état permanent τ_{su} correspondant à l'indice de vide *in situ* grâce à la relation :

$$\tau_{su} = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cos \alpha \sin \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3}$$

où

σ'_3 = contrainte effective mineure de confinement lors du cisaillement résiduel

σ'_1 = contrainte effective majeure de confinement lors du cisaillement résiduel

B. Contraintes naturelles τ_n

Les contraintes naturelles de cisaillement τ_n sont calculées en différents points du sol, sans tenir compte de l'effet d'un séisme.

C. Rupture pour $\tau_{su} < \tau_n$

3.5 Remarques

Toutes ces méthodes reposent sur des études de cas particuliers qui ont été traités statistiquement. Elles sont donc empiriques. De plus, elles négligent les conditions sédimentologiques et hydrogéologiques des sols (continuité latérale des strates, gradient des écoulements, etc.).

Quant aux cellules triaxiales, nous avons rencontré les deux difficultés majeures classiques. Il est difficile d'obtenir des échantillons saturés à 100% sans recourir à la méthodologie de la « contre-pression » (back pressure selon Lowe et Johnson [11]). D'autre part, interpréter un essai sur un échantillon lâche en milieu saturé dans la cellule tient de la haute voltige, car la membrane en caoutchouc de la cellule joue un rôle important dans la déformabilité du sol.

4. Exemples

4.1 Sécurité structurale face à la liquéfaction

4.1.1 Fondations superficielles

Zone sismique : 3b (accélération horizontale 0,16 g). Nous retenons pour le sol les hypothèses exposées en figure 2.

Méthode du cisaillement moyen

Il faut d'abord corriger le nombre de coups du SPT à sa valeur de référence de 100 kPa. Puis on établit le critère de résistance du sol τ_1 , avec $a = 83$ (fig. 3). On reporte alors le critère de liquéfaction τ_m .

Le risque de liquéfaction est mis en évidence par cette approche de terrain. Il est donc nécessaire de procéder à des essais en laboratoire.

4.1.2 Fondations profondes

Les pieux sont choisis lorsque les sols superficiels sont liquéfiables. On admet alors que les pieux travaillent en pointe seulement, la résistance du fût étant perdue.

4.2 Sécurité structurale face au poinçonnement

Lorsque le risque de liquéfaction est éliminé, il faut encore vérifier les déformations des fondations sous l'effet de la force horizontale du séisme. La valeur de dimensionnement S_d est fixée dans le cas du séisme par la norme SIA 160, tableaux 2 et 6, et article 3.25.3.

$$S_d = S \text{ (poids propre moyen + forces de remplacement du séisme + charges utiles + } \psi_{acc} + S \text{ [surcharges 1,0])}$$

4.2.1 Fondations superficielles

La résultante des efforts est calculée. On cherche ensuite la répartition des contraintes par la relation

$$\sigma = \frac{\text{effort normal}}{\text{surface de la semelle}} \pm \frac{\text{moment}}{\text{moment de résistance}} \leq \frac{q_r}{\gamma}$$

TABLEAU 6. - Nombre de cycles équivalents de cisaillement moyen en fonction de l'intensité sismique.

Intensité Medvedev Sponheuer-Kornik 1964	Nombre de cycles équivalents n_s
Zone 1: VI-VII	6
Zone 2: VII+	10
Zone 3a: VIII-	13
Zone 3b: VIII+	16

Cette contrainte est comparée à la contrainte de rupture q_r divisée par le coefficient de modèle γ . Rappelons

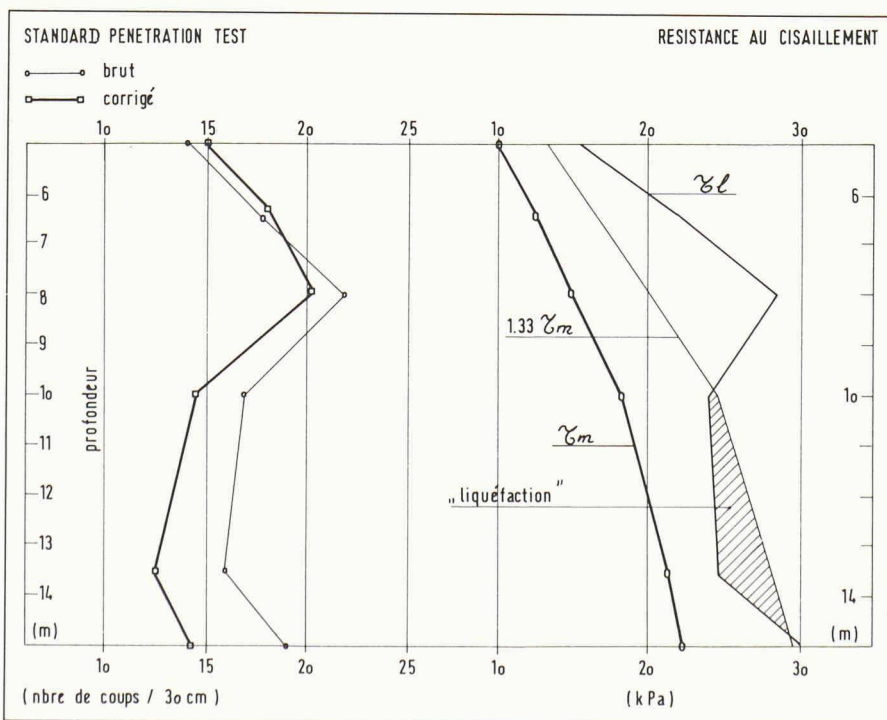


Fig. 3. - Evaluation du risque de liquéfaction.

que l'on n'utilisera plus la valeur moyenne des caractéristiques mécaniques des sols, mais la valeur prudente réduite appelée valeur de dimensionnement x_d .

Le coefficient de modèle γ a été fixé à 1,3 dans l'hypothèse de la semelle rugueuse et 1,0 si la semelle est lisse (SIA DO64, p. 49).

4.2.2 Fondations profondes

Les moments introduits par les charges horizontales du séisme sont repris par le fût du pieu. L'armature est calculée de manière classique selon les hypothèses de Navdocks DM-7 (Cours de fondations du professeur R. Sinniger à l'EPFL).

4.3 Aptitude au service

La norme SIA 160 impose un contrôle des contraintes et des déformations pour le maintien de l'aptitude au service des constructions de la classe d'ouvrages III et exceptionnellement de la classe II.

4.3.1 Fondations superficielles

Dans le cas du séisme, la sollicitation S_d est identique pour les deux vérifications, à la rupture et à l'état de service. On établit le diagramme des contraintes sous les fondations, puis on en déduit les déformations (calculs, plastiques, élasto-plastiques ou élastiques). Cette démarche n'a évidemment un sens que si le sol n'est pas liquéfié.

5. Dispositions pour la construction

Si les semelles superficielles sont mises en danger par un séisme, on peut recourir :

- à des pieux
- à des drains verticaux graveleux pour améliorer le drainage des sols ou
- à la vibroflottation pour augmenter la compacité des sols et les rendre dilatants.

6. Thixotropie

Lors du dépôt d'argile en milieu lacustre ou marin, les feuillets se réarrangent lentement pour former une structure tridimensionnelle [11].

Les paillettes argileuses se déplacent de manière à minimiser l'énergie de répulsion à l'intérieur de la double couche électrique. En fin de processus, les argiles ne sont plus du tout empilées les unes sur les autres, mais for-

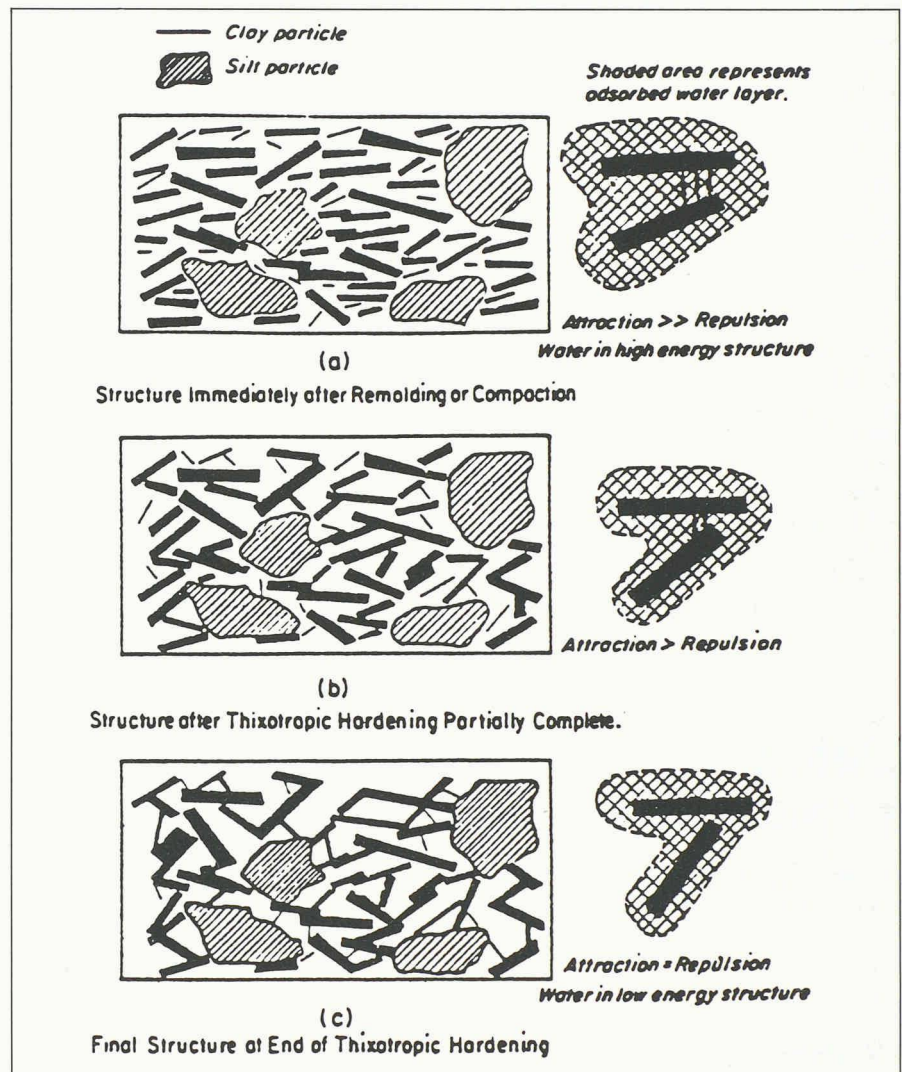


Fig. 4. - Schéma montrant le changement de structure thixotropique des argiles avec le temps [12].

Bibliographie

- [1] TERZAGHI K. et PECK: «Mécanique des sols appliquée», Dunod, 1957.
- [2] CASAGRANDE fide SEED, 1976.
- [3] TISSIÈRES P.: «Etude sédimentologique et géotechnique des dépôts deltaïques de Granges-près-Marnand», Thèse N° 818, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, 259 p., 1990.
- [4] BOSSONEY C., BALISSAT M., STUDER J. and ZINGG N.: «Earthquake resistance of a rockfill dam», Intern. Conf. on Rec. Adv. in Geot. Earthqu. Eng. and Soil Dyn., I., Rolla, Missouri, 1987, pp. 441-445.
- [6] FINN W. D. L., LEE K. W. and MARTIN G. R.: «An effective stress model for liquefaction», ASCE Convention, Preprint 2752, Philadelphia, 1976, pp. 169-198.
- [7] LAFITTE R.: «Sécurité des barrages face aux séismes», Eau, énergie, air, 10, 1986, pp. 255-266.
- [8] STUDER, J.: «Dimensionierung von Staudämmen gegen Erdbebenwirkung», Mitt. der Schweiz. Ges. für Boden- und Felsmechanik, 97, 1-7.
- [9] SEED, H. B.: «Evaluation of soil liquefaction effects on level ground during earthquakes», ASCE Nat. Conv. Philadelphia, Preprint 2752, 1976, pp. 1-104.
- [10] POULOS S. J., CASTRO G. and FRANCE J. W.: «Liquefaction Evaluation Procedure», Journal of Geotechnical Eng. III, 1985, 6, pp. 772-792.
- [11] LOWE J. and JOHNSON, T. C.: «Use of back pressure to increase degree of saturation of triaxial test specimens», in: ASCE, June 1960, Research conference on shear strength of cohesive soils, Colorado, Boulder.
- [12] MITCHELL J. K.: «Fundamental aspects of thixotropy in soils», J. Soils Mech. Found. Div., Vol. 86, No. SM3, 1960, 19-52.

Remerciements

Je remercie le professeur E. Recordon, du Laboratoire de mécanique des sols de l'EPFL, d'avoir bien voulu relire mon manuscrit.

ment un réseau de plaquettes disposées plus ou moins orthogonalement entre elles (fig. 4). Une secousse peut provoquer l'effondrement de la structure qui est sensible comme un château de cartes («comportement thixotropique»).

L'exemple le plus célèbre de ce comportement est donné par les «quick clays» de Norvège, qui contiennent des sels.

Dans les zones sismiques 2 et 3, les épaisses couches d'argile sont relativement rares et souvent désaturées comme à La Claise-aux-Moines au-dessus de Lausanne. On en trouve cependant dans les hautes vallées, comme remplissage de surcreusements créés par un glacier (Rochers-du-Soir à Salvan, VS).

En présence d'argiles saturées au sens granulométrique (taille inférieure à 2 μm), une analyse minéralogique

s'impose pour déterminer s'il ne s'agit pas simplement des tectosilicates (quartz, feldspath, etc.). Ces derniers ne possèdent pas de charges ioniques. Ils n'ont pas le comportement thixotropique des argiles au sens minéralogique appelées phyllosilicates ou silicates en feuillets.

7. Conclusion

La nouvelle édition de la norme SIA 160 impose une meilleure identification des sols face aux risques sismiques. En présence de sables et de limons saturés, deux démarches sont nécessaires. Il faut d'abord reconnaître la résistance du sol à la liquéfaction. On détermine alors si le sol se dilate ou se contracte sous l'effet des vibrations. Ce comportement dépend de la compacité ou de la densité relative du sol. Si le sol a passé ce test, l'interaction

structure-sol doit être alors analysée sous l'angle de la rupture par poinçonnement, et sous celui des déformations pour la classe d'ouvrages III. Les méthodes d'approche sont nombreuses et diverses: essai de pénétration dynamique, cellule triaxiale, cellule triaxiale dynamique, modèles mathématiques, etc.

Lorsque des argiles saturées se rencontrent sur une grande épaisseur, la détermination minéralogique du sol permet d'appréhender son comportement thixotropique. Le cas échéant, des essais deviennent nécessaires.

Adresse de l'auteur:

Pascal Tissières, ing. civil SIA
D^r ès sc.
Rue des Prés-de-la-Scie 2
1920 Martigny

L'étude de projets intégrée à l'aide de la CAO

Un des projets réalisés dans les communes modèles pour la communication en Suisse (CMC)

Introduction

L'introduction de la CAO (Conception assistée par ordinateur) apporte d'importantes modifications au déroulement de l'élaboration et de l'étude de projets. De même, les nouveaux moyens de télécommunication offrent des possibilités supplémentaires de

PAR MATTHIAS H. RAPP,
BÂLE

collaboration entre les professionnels concernés par la construction. La combinaison de la CAO avec la télécommunication est appelée «Etude de projets intégrée à l'aide de la CAO».

Etat actuel de la pratique d'étude de projets à l'aide de la CAO

Quelles sont les caractéristiques qui ont déterminé jusqu'à présent le déroulement de l'étude de projets à l'aide de la CAO?

- Les projets d'importance ne sont en général pas étudiés par un seul bureau, mais par un grand nombre de bureaux spécialisés: architecte, ingénieur civil, ingénieur en chauffage / ventilation / conditionnement d'air, ingénieurs électriciens, spécialistes des installations sanitaires, etc. En Suisse, la plupart des bureaux d'études sont relativement petits et

ont des structures d'organisation simples.

- Très souvent, les projets importants sont, de plus, subdivisés en lots et en secteurs qui sont adjugés séparément à des entreprises spécialisées dans l'étude de projets.
- Jusqu'à présent, les informations relatives à un projet de construction ont été échangées entre les différents bureaux et les autres parties concernées (mandant, pouvoirs publics, entrepreneur chargé de l'exécution) sous forme de plans, de dessins, de listes, de tableaux, de rapports, etc. Les informations sont conservées en même temps à plusieurs endroits différents.
- Bien que l'informatique soit utilisée par un nombre toujours croissant de professionnels de la construction, son application reste, dans chaque cas, restreinte aux bureaux individuels, dont la plupart disposent de moyens informatiques efficaces tels que: systèmes de traitement de texte, tableurs, systèmes CAO, programmes de calcul, programmes destinés à l'élaboration de devis ou à l'établissement des décomptes des travaux, etc.
- L'échange d'informations et de données entre les différents bureaux d'une part, et les bureaux et le mandant d'autre part, est encore peu standardisé; les bureaux ont une

grande liberté quant à la forme sous laquelle ils présentent les projets.

- Le processus de l'étude de projets, la procédure de demande d'autorisation de construire et le déroulement des travaux de construction revêtent un caractère de plus en plus complexe et, par voie de conséquence, les travaux découlant des modifications apportées au projet représentent une part toujours plus grande de la somme totale du travail investi. La gestion de projets et la coordination exigent des dépenses de plus en plus importantes. L'échange d'informations imprimées (plans, documents) est trop peu efficace pour garantir l'actualité et l'intégrité indispensables des informations. Trop d'informations sont à la fois redondantes et incomplètes.

Conditions nécessaires à la réalisation de l'étude de projets intégrée à l'aide de la CAO

Voici l'exemple d'un scénario idéal pour l'étude de projets intégrée à l'aide de la CAO:

- Les architectes, les ingénieurs et les spécialistes mandatés pour un projet décident d'élaborer les plans de l'ouvrage projeté à l'aide de la CAO.
- Chacun des bureaux utilise ses propres moyens informatiques et son propre système CAO, donc les moyens qui sont les mieux adaptés à ses tâches et dont l'application ne pose plus aucun problème aux collaborateurs concernés.
- Les bureaux désignent parmi eux un bureau qui servira d'hôte (en anglais: host) et qui gèrera la banque commune des données du projet.