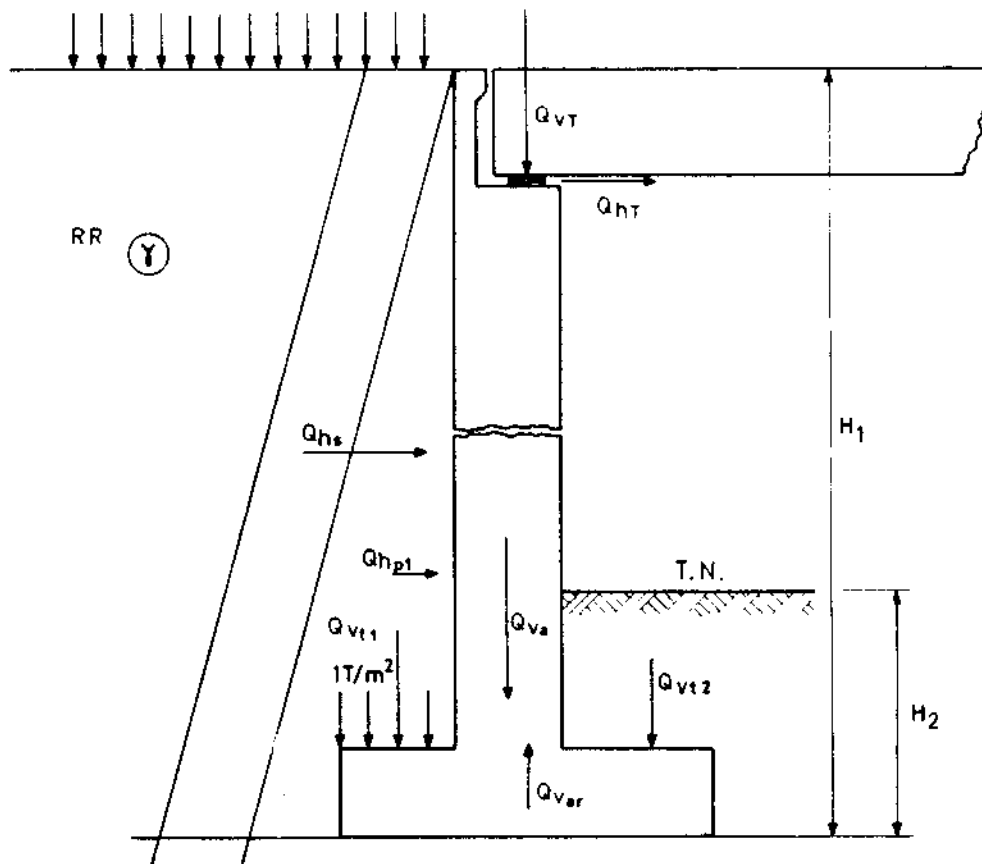


## 5.1

### Actions ; sollicitations de calcul



## CHAPITRE 5.1

### ACTIONS , SOLLICITATIONS DE CALCUL

#### 5.1.1 - GENERALITES

.1. - Le dimensionnement d'une fondation suppose une connaissance aussi parfaite que possible des qualités du sol porteur, mais également de la valeur des efforts à transmettre à ce sol. La précision recherchée dans l'évaluation des efforts est liée au stade d'étude du projet.

On pourra par exemple, au niveau de la préparation d'A.P.D., se référer dans les cas courants au document-type FOOT 67 (ou à une édition ultérieure actuellement en préparation). Dans des cas plus complexes on cherchera à tenir compte, au moins de façon sommaire, des considérations valables au stade des études définitives.

.2. - Au stade des études définitives, l'évaluation des efforts résultera, dans la grande majorité des cas, presque directement de la note de calcul des appuis (qui elle-même dérive de celle du tablier); quelques points particuliers sont mentionnés dans le présent chapitre.

Un fait nouveau qui va se développer au cours des prochaines années, sera le dédoublement des sollicitations de calcul en d'une part sollicitations d'utilisation et d'autre part sollicitations ultimes et sollicitations accidentelles (cf. Directives Communes relatives au calcul des constructions, dites DCC, en date du 13 Décembre 1971). Les premières de ces sollicitations se substitueront aux sollicitations de service actuelles (avec des marges de sécurité comparables); les autres seront à considérer comme sollicitations à la rupture; les règles de justification des fondations auront à se préciser progressivement dans cet esprit (cf. DCC, article 8) et en tenant compte également des risques de rupture d'équilibre statique (cf. DCC, article 6).

L'attention est attirée, d'autre part, sur le fait que la détermination des valeurs des sollicitations ne résultera plus uniquement des dimensions des ouvrages, mais également, sur certains points, d'options à prendre par le projeteur.

.3. - Il en sera de même, a fortiori, pour certains ouvrages particuliers pour lesquels la détermination des actions à supporter nécessitera une étude préalable, au cours de laquelle il sera essentiel de ne pas se contenter d'évaluer grossièrement des valeurs moyennes probables, mais de se conformer pleinement aux notions d'actions caractéristiques, respectivement de courte durée et de longue durée (cf. DCC, articles I.1.1. et 3.3) et aux classements des actions définis à l'article 3 de la DCC.

Ce faisant, on sera amené, en l'absence d'indications réglementaires ou normatives (c'est-à-dire, le plus souvent, pour des phénomènes naturels tels par exemple que les crues), à faire choix d'une durée de référence et d'une probabilité d'occurrence (article I.1.1. des D.C.C.).

a. - Pour l'évaluation des valeurs caractéristiques de courte durée ou accidentelles, il est pratiquement équivalent, en combinant ces deux notions, lorsqu'il s'agit de phénomènes naturels, de faire choix de leur durée moyenne de retour.

Pour l'évaluation des sollicitations ultimes, lorsque la sécurité publique serait gravement mise en cause, nous conseillons, compte tenu des idées échangées sur le plan international, d'adopter une durée moyenne de retour :

. de 50 ans au moins dans tous les cas

. de 120 ans chaque fois que le coût de l'ouvrage n'en serait pas augmenté de façon prohibitive,

. étant entendu que la prise en compte des valeurs correspondantes des actions, de même que les évaluations de portance, comporte l'application de coefficients partiels de sécurité normaux, couvrant notamment certains dépassements des actions caractéristiques,

. et étant entendu d'autre part qu'il peut y avoir lieu, dans certains cas particuliers, de prendre en compte également, comme actions accidentelles, c'est-à-dire avec coefficients de sécurité réduits, des valeurs des actions correspondant à des durées moyennes de retour de l'ordre de 200 à 500 ans (qu'on ne peut généralement appréhender que par des appréciations assez grossières faute de bases statistiques suffisantes). Ceci concerne en particulier les cas où la grandeur de l'action serait ainsi majorée de plus de 40 ou 50% par rapport à sa valeur caractéristique de courte durée, et ceux où cette majoration étant de l'ordre de 25 ou 30 %, les conséquences de l'action sur le comportement de la construction (exemple pression totale sur le sol, mise en cause de la stabilité par affouillement) sont extrêmement loin d'être proportionnelles à l'action. Toutefois, lorsque ces cas se présenteront, l'opportunité d'une telle prise en compte sera subordonnée à une appréciation comparative du coût du renforcement de la construction et des conséquences de sa ruine éventuelle.

Pour l'évaluation des sollicitations d'utilisation, une durée moyenne de retour de 50 ans sera presque toujours suffisante, voire surabondante, et on pourra le plus souvent, par simplification, conserver la même valeur que celle qu'on aura adoptée pour les états-limites ultimes.

b. Pour l'évaluation des valeurs caractéristiques de longue durée, il s'agit d'apprécier les valeurs dont la probabilité de concomitance avec les actions les plus importantes de courte durée n'est pas négligeable. On peut seulement dire ici que généralement il s'agit des valeurs qui sont dépassées pendant une durée égale, en ordre de grandeur, à 1 % de la durée de référence (de 0,1 % à 10 % selon l'allure des lois de distribution des actions de courte durée à considérer).

Enfin, comme l'indique l'article 8 des DCC, les notions générales qui précèdent auront à être complétées pour l'étude des fondations, par quelques notions supplémentaires : interactions fondations-structures portées, distinction entre efforts passifs (certaines petites déformations imposées) et efforts actifs.

Toutes ces distinctions étant à base de classements qualitatifs basés sur l'ordre de grandeur des phénomènes, on ne sera pas surpris que les applications pratiques ne soient pas toujours basées sur des règles uniformes, et que par exemple elles puissent être différentes pour les ponts courants et pour les grands ouvrages.

## 5.1.2 - EFFORTS DUS A LA STRUCTURE PORTEE

Le tablier d'un ouvrage transmet, par l'intermédiaire de l'appui, un certain nombre de sollicitations à la fondation.

{ Il s'agit d'efforts verticaux ou horizontaux et de moments, qui peuvent avoir des composantes longitudinales ou transversales par rapport à l'axe de l'ouvrage.

{ La valeur de ces sollicitations dépend d'une part de la valeur et de la nature des différentes actions, et d'autre part de la nature des liaisons structure-appui et appui-fondation.

### .1. - Actions permanentes

Elles comprennent tout d'abord des actions dues au poids du tablier et de ses superstructures, à l'effet hyperstatique de la précontrainte, aux diverses méthodes de construction (dénivellations d'appui par exemple). L'attention est attirée sur le fait que la différence entre charges permanentes moyennes théoriques et charges permanentes caractéristiques (DCC § 4.1) est substantielle et ne saurait être négligée, même pour l'étude des fondations, dès lors qu'on se réfère aux sollicitations ultimes.

Il s'agit aussi des actions induites par des phénomènes de retrait ou de fluage. La répartition entre appuis des efforts horizontaux créés par ces phénomènes se calcule en étudiant les rigidités relatives de ces appuis (voir bulletin technique N° 4 de la DOA-A et dossier-pilote Piles et Palées de la DOA-B). Sauf pour certains ouvrages de grande longueur, ces actions pourront le plus souvent être considérées comme passives au sens des DCC (article 8). Le problème de la prise en compte de telles actions passives dans les calculs de fondation et de la sécurité à leur appliquer se pose alors, en fonction notamment du type de fondation; elles n'auront en général que peu d'importance dans les dimensionnements ou vérifications.

### .2. - Actions cycliques

Elles proviennent principalement des variations de température qui, en imposant des dilatations au tablier, créent des efforts horizontaux en tête de l'appui. La répartition, entre appuis, de ces efforts horizontaux se calcule en étudiant leur rigidité relative (voir bulletin technique N° 4 DOA-A et dossier-pilote PP DOA-B). Le problème de leur caractère passif se pose, avec les mêmes incidences que ci-dessus sur leur prise en compte. Ajoutons, par rapport aux DCC, que quand on doit les prendre en compte, et en particulier pour la détermination de sollicitations ultimes, il est nécessaire de définir leur "point d'origine".

### .3. - Actions intermittentes

Il s'agit d'abord des charges d'exploitation définies par le CPC fascicule 61 titre II (Programme de charges et épreuves des ponts-routes). On pourra se référer au dossier-pilote SURCH 71 du S.E.T.R.A.

Elles comprennent les charges dites A, B et de trottoir (art. 4; 5; 11) ainsi que les charges de caractère particulier (charges militaires et exceptionnelles). On rappelle que l'effet des charges générales de trottoir ( $150 \text{ kg/m}^2$ ) peut se cumuler avec l'effet des charges A ou B ou militaires.

Il s'agit aussi, pour certains chantiers, au stade de construction, des charges des engins lourds de terrassement (voir document-type DELTA et dossier-pilote SURCH). Ces charges s'accompagnent d'une valeur temporaire des charges permanentes de superstructures et d'un poids de terre porté par l'ouvrage.

Ces différentes charges créent des efforts verticaux (réactions d'appui) et des efforts horizontaux (freinage (1) art. 6 ou force centrifuge art. 7). La répartition des efforts horizontaux entre appuis se calcule en étudiant leur rigidité. On peut être amené à étudier les efforts maximaux et minimaux de ces actions.

Dans cette catégorie d'actions, entrent également des charges climatiques telles que l'action du vent (art. 14; cette action peut être prépondérante en phase de chantier; voir également le § 5.1.4.2a ci-après, sur la question de concomitance en ce cas) ainsi que des charges non permanentes appliquées en cours d'exécution (équipements de chantier, engins de levage, etc...).

Il est rappelé que ces différentes actions font l'objet de coefficients  $\gamma_Q$  réglementaires inégaux.

### .4. - Les actions accidentelles

Nous ne retiendrons dans cette rubrique que l'action dite de séisme qui ne s'exerce que dans certaines régions. Voir à ce sujet le dossier-pilote SURCH 71 pièce 1, § 5.1. En un tel cas, le plus souvent, on considère que l'appui et son système de fondation doivent pouvoir supporter à l'état-limite d'utilisation un effort horizontal de direction quelconque dû au tablier et égal au produit de la masse de celui-ci par  $g$  ( $g$  étant l'accélération de la pesanteur). Ceci traduit seulement l'état  $T_0$  actuel de la pratique.

---

(1) Note : pour les ponts courants un certain nombre d'actions (freinage) sont à reprendre en règle générale par butée de la semelle ou de l'appui sur le terrain; les quelques exceptions, fort rares, concernent des appuis plongés dans de la vase liquide ou situés en bordure d'un talus abrupt.

## 5.1.3 - EFFORTS DUS AUX APPUIS, FONDATIONS DALLES DE TRANSITION ET TERRES

### .1. - Les actions permanentes

#### a. Poids propre des divers éléments

- Les terres ou remblai agissent verticalement sur les patins arrière et avant de la semelle. La prise en compte de leur poids peut nécessiter de définir deux niveaux caractéristiques du terrain, respectivement maximal et minimal (souvent l'un des deux correspond au niveau du terrain naturel et l'autre au niveau après aménagement). Ceci est dans le présent paragraphe a, le seul élément sur lequel il puisse être utile, en règle générale, de faire appel à la notion de valeur caractéristique.

On doit considérer qu'un remblai normal a une masse volumique totale  $\gamma$  de 2 t/m<sup>3</sup> et une masse volumique déjaugée  $\gamma'$  de 1,2 t/m<sup>3</sup>.

La masse volumique du béton armé d'un appui est de 2,5 t/m<sup>3</sup> (ramenée évidemment à l'équivalent de 1,5 t/m<sup>3</sup> par un déjaugage éventuel).

- La dalle de transition est généralement considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités; elle charge son corbeau de la moitié de son poids propre et du poids de remblai et de chaussée qu'elle supporte.

- La fondation en béton armé (2,5 t/m<sup>3</sup>) transmet au sol son poids propre.

- Il est évidemment nécessaire de tenir compte de la sous-pression pour la partie de fondation ou d'appui qui se situera en permanence sous la nappe (déjaugage permanent).

Qu'il y ait ou non déjaugage, l'approximation consistant à négliger la différence de densité entre le béton et le sol est généralement acceptable; elle permet de simplifier certains raisonnements en calculant, tant en valeurs appliquées qu'en valeurs admissibles, sur les charges ou pressions au niveau du sol (cf. par exemple FOOT 67 § 3,2 illustré par la figure 1 page 6 ci-après).

#### b. Actions horizontales des terres

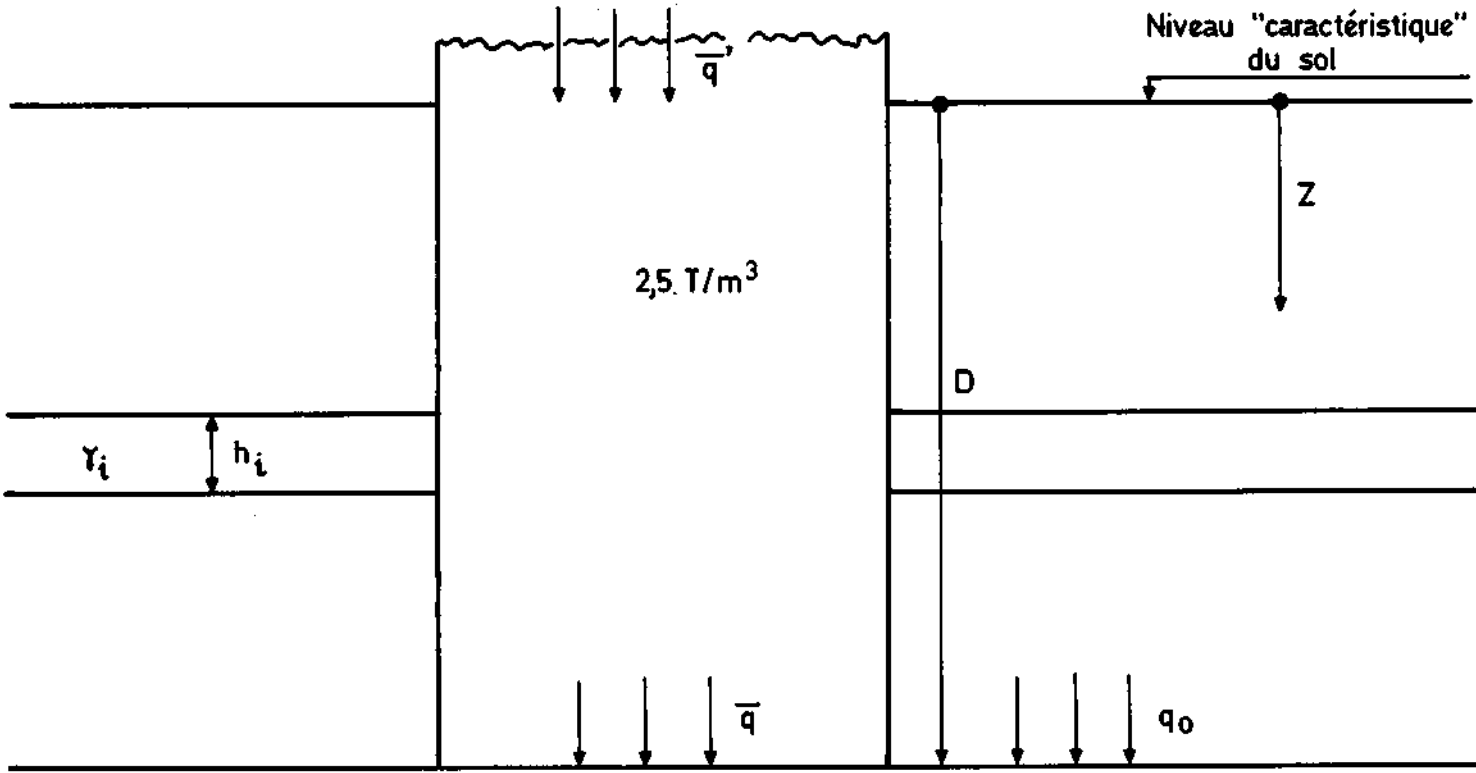
Les terres exercent par ailleurs des actions horizontales (ou à composantes horizontales) au niveau de l'appui ou de la fondation. Ces actions sont de trois types :

- Poussée ou butée à l'avant (ou à l'arrière) de l'appui ou de la fondation (voir coefficients de poussée fig. 2 page 7 ). La prise en compte de l'un ou l'autre de ces efforts dépend d'une part de la valeur du déplacement de l'écran que l'on est en droit d'attendre (1) et d'autre part de divers éléments d'appréciation liés à la vie de l'ouvrage tels que :

---

(1) Note : Le déplacement  $\delta_b$  nécessaire pour mobiliser la butée est bien supérieur au déplacement nécessaire  $\delta_p$  pour qu'apparaisse la poussée (si H est la hauteur de l'écran, les ordres de grandeur sont de H/100 pour  $\delta_b$  et H/1000 pour  $\delta_p$ ).

Figure 1



$$q_0 = \sum_0^D \gamma_i h_i$$

$2,5 \text{ T/m}^3$  densité du béton

$$\bar{q}' = \bar{q} - 2,5 \text{ T/m}^3 \times D$$

$\gamma_i$  densité du sol  
à la couche  $i$

$$\text{or } q_0 \neq 2,5 \text{ T/m}^3 \times D$$

$q_0$  pression verticale au  
niveau de la fondation

$D$  fiche

donc

$\bar{q}$  contrainte admissible

$$\bar{q}' \neq \bar{q} - q_0$$

$\bar{q}'$  pression admissible disponible



- COEFFICIENTS DE POUSSEE -  
A PRENDRE EN COMPTE

Il existe de nombreuses théories permettant d'évaluer les efforts de poussée derrière un écran.

. Nous reproduisons ici à titre indicatif les coefficients de poussée calculés par MM. CAQUOT et KERISEL pour un sol pulvérulent, (caractérisé par  $\gamma$  (densité totale) et  $\psi$  (angle de frottement interne) dans le cas d'un écran vertical et de terres horizontales.

. Le coefficient de poussée  $K_p$  varie aussi en fonction de l'angle de frottement sol-écran ( $\delta$ ); nous n'envisagerons que les cas  $\frac{\delta}{\psi} = 1$ ;  $\frac{2}{3}$ ;  $\frac{1}{3}$ ; 0. on voit que prendre pour simplifier  $\delta = 0$  ne changera pas beaucoup le résultat, sauf par l'effet stabilisateur de la composante verticale.

. Dans le cas de sols cohérents, de talus non horizontal, d'écran non vertical, on se référera à la littérature habituelle (publications de MM. SOKOLOVSKI, CAQUOT et KERISEL, COULOMB, RANKINE, BOUSSINESQ etc...).

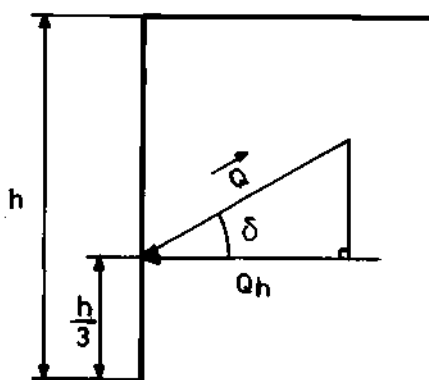


Figure 2

$$Q = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_p$$

$$Q_h = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_p \cos \delta$$

$\frac{\delta}{\psi}$ \ $\psi^\circ$	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
1	0,81	0,65	0,53	0,44	0,37	0,31	0,26	0,22	0,185	0,155
2/3	0,81	0,66	0,54	0,44	0,36	0,30	0,25	0,20	0,16	0,13
1/3	0,82	0,67	0,56	0,45	0,37	0,30	0,25	0,20	0,16	0,13
0	0,84	0,70	0,59	0,49	0,41	0,33	0,27	0,22	0,17	0,13

. Dans le cas d'un écran non susceptible de déplacement, même minime, (par exemple écran buté en tête et en pied et de grande rigidité), il faudrait prendre une valeur comprise entre  $K_p$  et  $K_0$  (terres au repos), qui peut donc être notablement supérieure à ce qui résulte du tableau ci-dessus.



. possibilité d'une fouille ultérieure non étayée (passage de câbles ou de canalisations) devant une culée au bord d'une voie routière; cette fouille aurait pour effet d'annuler tout ou partie de l'effort de poussée ou de butée qui aurait été considéré; le maintien d'un effort de butée par la présence d'étais, sinon même d'un blindage, est d'ailleurs douteux.

. affouillements\* probables le long d'une voie d'eau.

De plus, la butée étant une action la plus souvent résistante, il est généralement nécessaire de la diviser par un coefficient réducteur.

De façon générale la valeur exacte d'une poussée ou d'un coefficient de poussée est souvent assez mal connue. En raison des incertitudes portant sur les angles de frottement, sur la cohésion du terrain, sur les possibilités de déplacement de l'écran, et de celles qui sont liées à la présence d'eau dans le terrain (densité, déjaugage, voire poussée), il doit très souvent être fait appel à la notion de valeur caractéristique des poussées et butées, soit qu'on ait à se servir des deux valeurs maximale et minimale (cf. dossiers-pilotes PIGF, PIGO), soit qu'on cherche seulement à évaluer la valeur caractéristique maximale d'une poussée (et minimale d'une butée) qui est seule utile dans la plupart des cas (cf. dossier-pilote MUR 71, pièce 1 § 3.1).

- Poussée sur une fondation profonde, due au sol (compressible en général) que cette fondation traverse. Ce phénomène non systématique est provoqué par le fluage de ce sol sous le poids du remblai. On pourra se reporter pour l'évaluation de cet effort au chapitre 5.3.

- Il arrive que la fondation d'un ouvrage participe à la stabilité au glissement d'un talus. Cette disposition est à éviter absolument dans la justification de la stabilité, mais il est quelquefois nécessaire par prudence de prendre en compte l'éventualité d'une poussée sur la fondation due à une tendance du talus au glissement.

#### c. Cas du sol compressible

Dans le cas de fondations au travers d'un sol compressible chargé d'un remblai, il est nécessaire d'étudier le frottement négatif sur ces fondations.

On trouvera dans le chapitre 5.3 des éléments pour évaluer les efforts induits par ce phénomène, auquel on peut attribuer un caractère passif dans certains cas, de sorte qu'il ne se cumule pas avec certaines autres actions (notamment à la rupture).

#### d. Réaction hydrodynamique du courant

La réaction hydrodynamique permanente du courant sur l'appui et la fondation est généralement négligeable. Voir à ce sujet le § 5.1.3 .2. ci-après.

e. Certaines dispositions constructives telles que l'ancrage de palplanches sur les dispositifs de fondation appliquent à ceux-ci des efforts horizontaux permanents.

---

\* Nota : les affouillements ne sont pas des actions. Ils sont une cause de modification de certaines actions, ils sont aussi dans bien des cas une cause de modification de la résistance, ils peuvent enfin être considérés comme critère direct de résistance. Il va de soi que les hypothèses à considérer dans les justifications où interviennent ces différentes notions doivent être homogènes quant aux valeurs de départ et cohérentes quant aux marges de sécurité.

## .2. - Les actions cycliques

### a. Variation du niveau d'eau

En particulier, on pourra considérer l'effet des variations de niveau de nappe sur la stabilité de l'ouvrage. Cette action est implicitement prise en compte en étudiant la fondation avec quatre niveaux caractéristiques de déjaugage, respectivement maximal et minimal, de courte et de longue durée. Plus généralement, il peut y avoir à considérer les effets des variations des pressions hydrostatiques (la sous-pression des nappes souterraines concerne surtout les phases de construction pour certains ouvrages, les poussées horizontales la phase de service) dans la mesure où on n'aura pu les éliminer ou les limiter par des dispositions appropriées.

### b. Réaction hydrodynamique du courant

Il peut s'y ajouter la réaction hydrodynamique d'un courant d'eau sur l'appui et la fondation. Celle-ci sera plus fréquemment à considérer ici, en fonction du niveau caractéristique maximal de l'eau, qu'au titre des charges permanentes. On pourra l'évaluer pour autant que l'ouvrage ne constitue pas, pour le niveau d'eau intéressé, un véritable barrage provoquant d'importantes dénivellations entre l'amont et l'aval, par l'expression  $R = K S V^2$  avec

R réaction en kilogrammes-force

S la surface du maître couple en mètres carrés

V la vitesse du courant en mètres par seconde

K coefficient 72 pour section horizontale carrée (ou rectangulaire)

35 pour section horizontale circulaire

26 pour section horizontale à angle aigu.

## .3. - Les actions intermittentes

### a. Charge sur remblai.

La charge sur remblai est fixée à  $1 \text{ Tf/m}^2$  lorsque ce remblai constitue une plateforme routière (voir en outre, et notamment dans les autres cas, le § 2.1.4 de la pièce 1 du dossier-pilote SURCH 71). Cette charge provoque une poussée supplémentaire sur l'appui.

### b. Effet des charges climatiques

Les actions intermittentes comprennent aussi l'effet des charges climatiques et du vent en particulier : cet effet peut être prépondérant en phase de chantier pour des appuis très hauts ( $> 30 \text{ m}$ ). On se reportera au CPC fascicule 61 titre II art. 14 pour l'évaluation de ces efforts. Ici nous signalons seulement que les modifications intervenues par rapport au titre II précédent (notamment la réduction à  $200 \text{ kg/m}^2$ , au lieu de  $250$ , de la pression en service) ont été décidées en considérant que les nouvelles pressions seraient utilisées, moyennant pondération, pour justification aux états-limites (voir ci-après § 5.1.4.2 a, b et c).

### c. Stades intermédiaires de remblaiement

Il peut aussi, dans certains cas (appuis très hauts et élancés notamment) y avoir lieu de considérer les déséquilibres temporaires provoqués par des stades intermédiaires de remblaiement. Le plus souvent cependant, ce problème pourra être résolu par l'emploi de dispositions constructives adéquates (ex. solidarisation de poteaux en tête avant remblaiement, ordre des remblaiements cf. dossier-pilote GMO).

### d. Embâcle des glaces.

Dans les régions à climat rigoureux, il peut être nécessaire de considérer sur cours d'eau les pressions d'embâcle.

## .4. - Les actions accidentelles

Rappelons que le propre des actions accidentelles est qu'en raison de leur très faible probabilité d'occurrence/la vie des ouvrages elles ne font l'objet que de justifications partielles avec coefficients de sécurité réduits.

### a. Choc de bateau

On considère en site aquatique l'effet d'un choc de bateau sur l'appui. Ce choc est à appliquer au niveau des PHEN et sa valeur est à fixer en fonction de la nature du trafic sur la voie d'eau à franchir. On se référera au dossier-pilote SURCH 71 § 5.2.

### b. Réaction hydrodynamique ou chocs d'éléments charriés

Il est parfois nécessaire de prévoir à ce titre certains effets très exceptionnels de crues sur un appui en rivière (Réaction hydrodynamique exceptionnelle ou chocs d'éléments charriés, affouillement exceptionnel et, plus généralement, des effets non pris en compte dans les § 1, 2 et 3 précédents, soit en raison de leur nature, soit en raison de leur grandeur très improbable). En ce qui concerne les affouillements, on pourra dès à présent obtenir des informations d'ordre général auprès de l'Arrondissement du S.E.T.R.A. gestionnaire du présent dossier.

### c. Affaissements miniers

Pour mémoire; pour connaître des précédents, s'adresser au S.E.T.R.A.

## 5.1.4 - JUSTIFICATION DE LA SECURITE ET DE LA DURABILITE DES FONDATIONS

Dans ce qui précède, nous avons classé les différentes actions auxquelles sont soumises les fondations, conformément aux "Directives Communes relatives aux calculs des constructions".

Ce règlement repose d'une part sur des bases probabilistes et d'autre part sur la considération d'états-limites (et non plus de contraintes admissibles).



## .2. - Combinaisons d'actions; efforts, contraintes et tassements admissibles

### a. Généralités

Nous ne rappelons ici, avec quelques précisions supplémentaires, que les errements traditionnels du calcul des fondations, c'est-à-dire que nous comparons des sollicitations de calcul dues à des combinaisons d'actions à des sollicitations admissibles déduites le plus souvent des caractéristiques à rupture du sol par l'intermédiaire de coefficients de sécurité. L'élément nouveau apporté par la DCC, pour lever une indétermination des errements traditionnels, est qu'on ne doit considérer que les combinaisons d'actions dont la probabilité n'est pas négligeable (combinaisons fondamentales et parfois supplémentaires et accidentelles, utilisant la notion d'actions de longue durée). Leur choix nécessite, dans de nombreux cas, une appréciation et une option des projeteurs.

Une bonne illustration en est donnée par le cas d'une culée (figure 3 page 13): par exemple les remblais avant et arrière peuvent selon les décisions du maître d'oeuvre être mis en place simultanément ou séparément, avant ou après le poids propre, la charge permanente totale et même éventuellement la surcharge du tablier. Il en résulte la possibilité de multiples combinaisons (cf dossier-pilote CT 66) entre lesquelles il importe que le projeteur sélectionne les cas à retenir, sous peine d'aboutir à un dimensionnement défavorable de la fondation.

. Le nouveau Titre II (de décembre 1971) "programme de charges et épreuves des ponts-routes" du fascicule 61 "Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art" du CPC est maintenant en vigueur. Il suppose, dans l'esprit des justifications aux états-limites d'utilisation, la pondération par 1,2 (coefficient  $\gamma_{Qc}$ ) des charges d'exploitation non exceptionnelles sur les ponts routiers (charges dues à  $A(l)$ ,  $B_c$ , freinage, force centrifuge, charge de remblai). Cette pondération représentant l'effet de dépassements de charges réglementaires dont la réalité est reconnue, nous proposons d'appliquer cette majoration dans l'évaluation des sollicitations de calcul à comparer aux sollicitations admissibles déterminées par les errements habituels de mécanique des sols. Pour les actions des autres origines en revanche, en règle générale, on prendra  $\gamma_{Qc} = 1$ , c'est-à-dire qu'on n'appliquera aucune pondération.

Il s'agit ainsi, on le voit, dans l'esprit des nouveaux principes de sécurité, de sollicitations d'utilisation, et c'est pourquoi elles ne conviennent pas parfaitement pour les justifications qui se réfèrent à la résistance à la rupture du sol. Il est bien évident que l'évolution future tendra à substituer en ce cas des sollicitations ultimes à ces sollicitations d'utilisation. Dès à présent nous proposons plus loin, à titre de première étape dans cette direction, de procéder à un certain nombre d'adaptations par rapport aux errements traditionnels, qui de toute manière nécessitent d'être précisés quant à la signification des efforts à prendre en compte.

La circulaire 71 155 d'accompagnement du F.61 II définit de nouvelles valeurs (élémentaires) des chocs de bateaux et fixe les coefficients  $\gamma$  à leur appliquer en vue d'une comparaison à un état-limite ultime (§ 5.1.3.4. a; voir à ce sujet SURCH 71, et les §  $b_2$  et  $c_3$  ci-après).

. Dans le cas particulier de fondations d'un appui soumis à la traction, nous proposons dans le cadre des méthodes traditionnelles de majorer de 50% (coefficient de 1,5) les charges d'exploitation routières non exceptionnelles et celles du vent, pour le calcul vis-à-vis d'un effort d'arrachement admissible (voir §  $b_3$  ci-après). L'effort d'arrachement dont il s'agit ici n'est pas appliqué directement au terrain, mais à un ouvrage interposé (par exemple tirant) qui lui-même le transmet au terrain par cisaillement ou compression.



Efforts à prendre en compte en service: exemple d'une culée remblayée

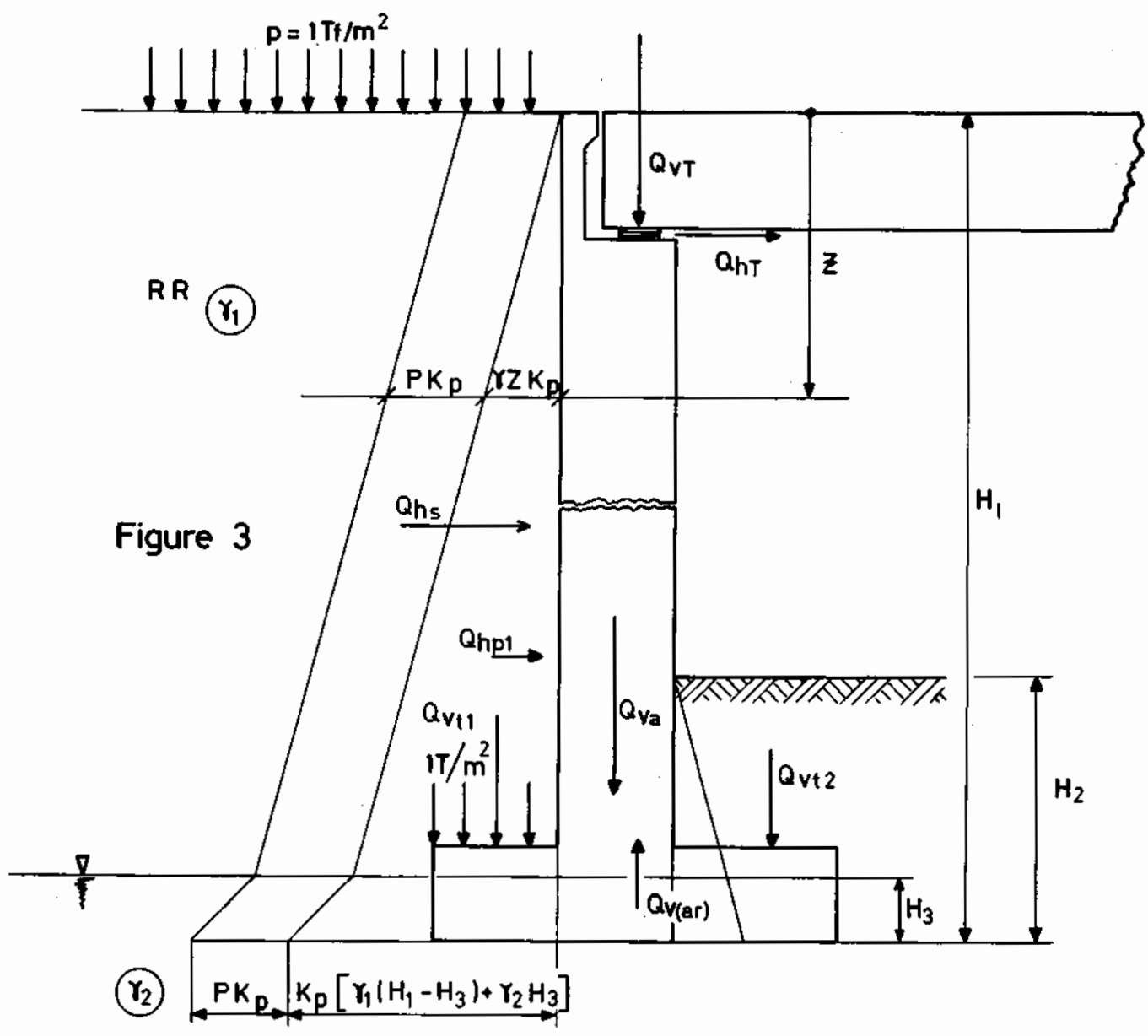


Figure 3

- $Q_{vT}$  efforts verticaux dus au tablier
- $Q_{hT}$  efforts horizontaux dus au tablier
- $Q_{vt1}$  poids des terres sur l'appui
- $Q_{va}$  poids de l'appui
- $Q_{vd}$  réaction de la dalle de transition sur le corbeau  
( $Q_{vd} = Q_{vd}$  charge permanente +  $Q_{vd}$  surcharge)
- $Q_{v(ar)}$  poussée d'Archimède (ou déjaugage)
- $Q_{hs}$  poussée horizontale due à la surcharge de remblai.  
Par approximation on admet :  
 $Q_{hs} = k_p \times p \times H$  avec  $p$  surcharge;  $k_p$  coefficient de poussée du remblai.
- $Q_{hpl}$  poussées horizontales des terres (compte tenu du déjaugage).

Cet exemple illustre les options (qui ont des incidences notables sur le coût) que le projeteur peut avoir à prendre quant à la combinaison des actions (cf. dossier-pilote CT 66). Citons entre autres :

- le remblaiement sera-t-il effectué derrière la culée avant construction du tablier, et dans l'affirmative jusqu'à quelle hauteur ?
- la présence d'une poussée ou d'une butée à l'avant peut-elle être considérée comme pouvant être assurée pendant la vie de l'ouvrage ?
- quels seront les efforts appliqués uniquement en phases de construction ?

. L'évaluation des contraintes appliquées au terrain ne doit prendre en compte aucune contrainte normale de traction.

b. Critères de poinçonnement et d'arrachement

On s'attache à vérifier le critère de poinçonnement pour un certain nombre de combinaisons principales exposées ci-après (voir à titre d'exemple tableaux page 20 et 21. Les actions sont prises avec leurs majorations définies en a.

b<sub>1</sub>. Vérification du poinçonnement en phases d'exécution et en service

Les principales \* combinaisons d'actions en service sont les suivantes :

- Actions permanentes + éventuellement action cyclique de longue durée de la dilatation + éventuellement action cyclique de longue durée de déjaugage + réactions maximales verticales et horizontales de charge d'exploitation (combinaison dite en service en charge).

- Actions permanentes + frottement négatif éventuel (combinaison dite en service à vide).

- Actions permanentes + charge climatique de courte durée (vent) : combinaison dite en service à vide.

En phases d'exécution, on doit considérer les combinaisons d'actions verticales les plus défavorables cumulées avec les actions du vent définies aux articles 14.3 et 14.4 du nouveau F 61 II du CPC, ces actions de grandeur limitée étant à considérer comme actions de longue durée, donc à cumuler avec les charges de chantier les plus défavorables (il peut être admis des exceptions pour certaines phases de travaux de très courte durée qu'on se réserverait de différer en cas de mauvais temps). Une attention particulière doit être portée à l'excentrement des efforts (cas par exemple des cintres appuyés près du bord des semelles définitives).

Les contraintes induites par ces combinaisons d'actions sont à comparer à la contrainte admissible de poinçonnement  $q$  de la fondation calculée suivant les méthodes habituelles (voir § 5.2 et 5.3).

On rappelle que les coefficients de sécurité, dans le cadre des méthodes traditionnelles, pour le calcul de la force nominale, par rapport à l'état de rupture, sont pris égaux :

- à 3 pour les fondations superficielles

- à 3 et 2 pour les fondations profondes (respectivement terme de pointe et terme de frottement latéral). Notons que le coefficient de sécurité global est pris entre 2 et 2,5, pour l'interprétation des résultats de l'essai statique de pieu (voir § 3.5.5 sur ce sujet).

---

\* Nota : cette énumération n'a aucun caractère exhaustif ; il est entendu qu'on cumule les actions de longue durée jugées compatibles et, généralement, une action de courte durée (exceptionnellement deux). Voir à ce sujet la DCC (combinaisons fondamentales et éventuellement supplémentaires) ; il est signalé en outre que la diversité des actions qui s'exercent sur les fondations peut justifier la considération de combinaisons supplémentaires autres que celles énumérées dans la DCC, et notamment que l'affouillement de courte durée est à considérer, pour les ponts-routes, comme compatible avec des charges d'exploitation réduites.



## b<sub>2</sub>. Vérification du poinçonnement sous des actions accidentelles

Il est nécessaire de combiner les actions permanentes et les actions accidentelles prises une à une. Les sollicitations dues aux chocs de bateaux, définies dans le dossier-pilote SURCH 71 (§ 5.2), ne le sont que pour une justification aux états-limites. En fait, il est rare que les justifications en application des § b<sub>3</sub> et c ci-après ne soient pas suffisantes vis-à-vis de telles actions. Dans les autres cas, une justification vis-à-vis de la condition du non poinçonnement suivant la méthode habituelle est surabondante à cet égard, puisqu'elle ne prend pas en compte des coefficients de sécurité réduits.

## b<sub>3</sub>. Critère d'arrachement

Lorsqu'un appui d'ouvrage et sa fondation sont sollicités dans leur ensemble à la traction, on majore par 1,5 les actions de charge routière non exceptionnelles et celles du vent, pour justification vis-à-vis de la stabilité de la fondation à l'arrachement.

Lorsqu'une partie seulement de la fondation (file arrière de pieux inclinés) est soumise à la traction, il peut généralement suffire en pratique d'appliquer la majoration habituelle par 1,2 sur ces charges routières et de faire alors de même vis-à-vis du vent le cas échéant.

On vérifie dans les deux cas que l'effort de traction reste inférieur à l'arrachement admissible calculé avec un coefficient de sécurité partiel  $\gamma_{fv}$  de 2 sur le frottement latéral.

Dans le second cas, la méthode indiquée n'a que la valeur d'un ajustement très transitoire et il peut y avoir lieu en outre, pour certaines configurations, de procéder à une vérification à la rupture (charges routières et charges dues au vent pondérées par 1,5, mais pas d'autre coefficient de sécurité, c'est-à-dire  $\gamma_{fv} = 1$ ).

## c. Critère d'équilibre statique :

c<sub>1</sub>. Selon les errements traditionnels (vérifications séparées vis-à-vis de l'équilibre statique et du poinçonnement) la sollicitation de calcul à considérer ici correspond à la combinaison d'actions dont la résultante s'approche le plus du bord du polygone de sustentation; on prend en compte des actions avec leurs majorations définies en a; et comme la marge de sécurité ainsi contenue dans les sollicitations est faible (cf. article 6 des Directives Communes), on s'astreint à ce qu'il subsiste également une revanche entre résultante et polygone de sustentation.

Dans le cas de fondations superficielles, cette revanche consiste traditionnellement à obtenir des diagrammes de contrainte qui ne laissent décomprimée aucune fraction notable des semelles (règle dite du tiers central dans le cas de surfaces de fondation rectangulaires). En fait on peut penser que quoiqu'exprimant un critère d'équilibre statique avec coefficient de sécurité égal à 3, cette règle a été établie pour qu'il n'existe aucun risque de désorganisation de maçonneries non armées qui ne seraient plus appuyées sur le terrain.

Dans le cas de fondations profondes, cette revanche est souvent assurée par la possibilité de réaction latérale du terrain, ou de résistance à l'arrachement, non prise en compte dans le calcul.

$c_2$  - Ces errements traditionnels ne procurent pas une sécurité homogène.

Le critère du tiers central est en particulier surabondant dans de nombreux cas. Malheureusement la doctrine n'est pas encore entièrement formée (cf. article 6 des Directives Communes) dans le cadre de la nouvelle théorie de la sécurité. Dans ces conditions, nous conseillons pour le moment de rechercher, dans les cas d'espèce qui se présenteront, des améliorations : en remplaçant les justifications  $b_1$  et  $c_1$  par une justification globale qui pour l'essentiel est la suivante.

- considérer les combinaisons d'actions énumérées en  $b_1$ , à l'exception du frottement négatif,

- en déduire des sollicitations pondérées dans lesquelles l'action de courte durée cyclique ou intermittente défavorable est pondérée par le produit  $\gamma_{s3} \cdot \gamma_{Qc}$  donné par l'article 7,2 des Directives Communes du 13.12.71 (pour les combinaisons accidentelles cf. SURCH 71 et §  $c_3$ ), et dans lesquelles les charges permanentes caractéristiques sont pondérées par 1,32 ou 0,9 (soit  $1,32 G_{kmax}$  ou  $0,9 G_{kmin}$ ) selon que l'une ou l'autre est la plus défavorable ;

On rappelle que :

$G_{kmax}$  = action permanente qui agit dans le même sens que l'action cyclique ou intermittente considérée

$G_{kmin}$  = action permanente qui agit dans le sens contraire.

- vérifier que sous de telles sollicitations la contrainte appliquée à la fondation n'est pas excessive vis-à-vis du poinçonnement, les coefficients de sécurité correspondants étant les coefficients traditionnels rappelés au §  $b_1$  ci-dessus, multipliés par 2/3 ; il n'est pas exclu, a priori, de faire appel davantage, pour assurer l'équilibre, à une plastification du sol de fondation, mais ceci nécessite un avis d'un ingénieur compétent en Mécanique des sols. Moyennant une telle justification, la vérification relative au polygone de sustentation sera toujours assurée a fortiori ;

- veiller en tout cas à ne pas négliger d'action défavorable d'une certaine importance, ou sinon majorer le coefficient de sécurité.

Ces conditions qui nous paraissent résoudre en général correctement le problème de la portance à l'état ultime sont à compléter par les conditions relatives aux autres critères, au critère de tassement notamment. Nous attirons toutefois l'attention sur le fait que les états-limites des fondations ne sont pas encore tous bien connus, de sorte qu'en cas de décompression sous une partie importante de la fondation (cas notamment où, dans une justification traditionnelle type  $c_1$ , la résultante sortirait des 40 % centraux si le sol est passable, des 50 % centraux s'il est très dur) la consultation de spécialistes de la Mécanique des sols et des ouvrages d'art paraît nécessaire.

$c_3$  - En ce qui concerne les actions accidentelles, deux méthodes nous paraissent acceptables :

- une première méthode, qui est dans l'esprit des errements traditionnels, consiste à vérifier le non-franchissement du polygone de sustentation par la résultante lorsque l'action accidentelle seule est multipliée par 1,5 à 2 (prendre le chiffre le plus élevé quand l'évaluation des actions est sans base réglementaire et très incertaine, ou quand le sol de fondation portant une semelle n'est pas excellent -  $p_1 < 20$  bars par exemple - ou quand un supplément de sécurité est peu coûteux) ; cela est équivalent à une limitation du point de passage de la résultante à l'intérieur respectivement des deux tiers centraux ou de la moitié centrale de la semelle quand l'action accidentelle n'est pas majorée. Cette méthode peut être plus prudente que la suivante, notamment pour les mauvais sols.

- une seconde méthode, qui est dans l'esprit de la nouvelle théorie de la sécurité, consiste à donner, comme en c2, une justification simultanée de la pression sur le terrain et de l'équilibre statique. Il faut alors définir une sollicitation de calcul adéquate. En l'état actuel des textes, nous conseillons à cet effet, pour le moment, d'adopter

$$S_{Ac} = 1,1 S \left[ Q_L + \gamma_{QAc} Q_{Ac} \right] \text{ dans laquelle :}$$

-  $Q_L$  peut contenir comme charge permanente sa valeur moyenne si ses valeurs caractéristiques maximales et minimales ne diffèrent l'une de l'autre pas sensiblement davantage que dans les cas les plus courants.

-  $\gamma_{QAc}$  peut être pris égal à 1 lorsque l'action accidentelle considérée a une durée de retour de 200 à 500 ans, et que les conséquences d'un accident ne seraient pas d'une gravité disproportionnée avec le coût de l'ouvrage.

-  $\gamma_{QAc} = 1,1$  lorsqu'il s'agit de chocs de bateau (soit en pratique  $1,1 \cdot \gamma_{QAc} = 1,2$ )

-  $\gamma_{QAc}$  est à déterminer dans les autres cas en fonction du niveau de probabilité correspondant à l'évaluation de  $Q_{Ac}$  et, subsidiairement, des conséquences d'une défaillance.

On remarquera que cette formule est d'une nature intermédiaire entre les 2 cas (résistance ultime et équilibre statique) envisagés dans le SURCH 71, pièce 1.1 page 52.

On vérifie ensuite que ces sollicitations peuvent être supportées par la fondation dans les mêmes conditions qu'en c2, mais avec un appel éventuel plus grand à la butée du terrain.

Là encore, au cas où une justification selon la première méthode conduirait à sortir des 50 % centraux si le sol est passable, des 2/3 centraux s'il est très dur, la consultation d'un spécialiste des ouvrages d'art paraît s'imposer. En particulier, pour un grand ouvrage, consulter nécessairement la DOA.-A du S.E.T.R.A.

c4. On le voit, dans aucun de ces cas ces justifications ne sauraient avoir actuellement un caractère entièrement automatique ; elles devront donc comporter certaines options du projeteur. Pour approfondir, dans les cas d'espèce, les raisonnements ci-dessus, celui-ci aura à se référer aux Directives Communes du 13 Décembre 1972, au dossier-pilote SURCH, et au § 5.3.1 du présent dossier.

#### d. Critère de tassement

Le tassement est à calculer en service à vide sous les seules actions permanentes (sans aucune majoration de pondération). Le tassement instantané qui s'opère pendant la construction de l'appui est en général faible et en tout cas ne sollicite pas la structure. En cas d'excentrement notable de la résultante sous charges de longue durée seules (cas notamment de la plupart des culées) les incidences de cet excentrement sont à considérer.

L'exploitation de ce critère doit se faire en fonction des superstructures (résistance lorsqu'elles sont hyperstatiques, respect des gabarits et limites acceptables de modification des profils en long dans tous les cas). Actuellement, elle est faite de manière très empirique. Une étude complémentaire au document FOOT 67 est en cours pour l'améliorer.

#### e. Critère de glissement et de pression limite d'écoulement

Le premier critère (qui s'applique aux semelles) consiste à rechercher les combinaisons d'actions permanentes, cycliques, intermittentes, qui donnent une inclinaison maximale de la résultante (que l'on détermine sous sollicitation d'utilisation).

On compare cet angle d'inclinaison à l'angle de frottement sol-semelle en prenant un coefficient de sécurité  $\gamma_{fh}$  de 1,2 à 1,5 sur les tangentes, selon que les hypothèses de calcul des poussées et butées auront été plus ou moins sévères (voir § 5.3.1 .2.).

Le deuxième critère (que l'on applique principalement aux pieux et puits), consiste à calculer, toujours sous sollicitations d'utilisation, la pression horizontale de la fondation profonde sur le sol (généralement en tête) sous les combinaisons fondamentales d'actions permanentes, cycliques, intermittentes, les plus défavorables et à la comparer à la pression limite avec un coefficient de sécurité  $\gamma_h$  de 2 (voir § 5.3.2).

#### f. Critère de déplacement horizontal

Ce critère est lié au précédent; il est nécessaire que les déplacements horizontaux de la fondation sous les actions en service à vide et en charge soient compatibles avec la structure et notamment avec ses appareils d'appui, qui dans certains cas (élastomère notamment) ont un effet de rappel à prendre en compte dans l'évaluation des efforts.

#### g. Critère de résistance du matériau constitutif de la fondation

On s'attache ici à dimensionner et à vérifier sous les sollicitations de service traditionnelles légèrement aménagées comme en a et b) ci-dessus, les fondations conformément aux règlements applicables pour les différents matériaux.

Le CPC fascicule 68 "Exécution des Travaux de fondation d'ouvrages" donne certaines contraintes admissibles en compression du béton de différents pieux et puits; cette contrainte admissible, que l'on considèrera comme contrainte admissible de compression moyenne sous sollicitation d'utilisation, permet de calculer la charge intrinsèque  $Q_I$  de ces pieux.

Quand il s'agit de pieux battus, on peut admettre couramment une contrainte admissible plus élevée, atteignant au moins 60 bars sous les mêmes sollicitations.

C'est ce critère de résistance qui correspond, sur la figure 4 page 19, à la charge intrinsèque  $Q_I$ . Sur cette figure on a indiqué également la charge nominale déduite des essais géotechniques, et les états-limites des pieux, auxquels dans certains cas on peut se rattacher directement (cf. § 3.5.5.7 et 5.3.2 ).

#### h. Quelques combinaisons d'action et les critères correspondants à appliquer

On trouvera pages 20 et 21 un tableau récapitulatif des actions de différentes origines et natures mentionnées en 5.1.2 et 5.1.3, et un exemple courant des combinaisons à retenir pour ces actions et des critères de résistance à leur faire correspondre. Ces tableaux n'ont qu'une valeur d'illustration.

	Actions permanentes	Actions cycliques	Actions Intermittentes	Actions Accidentelles	Poinçonnement	Arrachement	Equilibre statique ou (vérification équivalente	Tassement	Glissement ou pression d'écoulement	Déplacement horizontal	Résistance du matériau
En service en charge	$i = 7$ $\sum AP_i$ $i = 1$	AC <sub>1</sub> , AC <sub>2</sub>	(2) AI <sub>1</sub> et AI <sub>2</sub>		X	X	X		X	X	X
			ou	AI <sub>3</sub>					X	X	
		AC <sub>1</sub> , AC <sub>2</sub>	ou	AI <sub>4</sub>		X	X	X		X	X
En service à vide	$i = 8$ (1) $\sum AP_i$ $i = 1$				X			X			X
		$i = 7$ $\sum AP_i$ $i = 1$		AA <sub>1</sub>						X	X
			ou	AA <sub>2</sub>			X	X	X	X	X
		ou	AA <sub>3</sub>		X		X	X	X		
A la construction	Les combinaisons d'actions tant à la construction de l'appui qu'à l'exécution de la structure sont très variées; citons seulement à titre d'exemple le cas où tout ou partie de la structure et de l'appui est soumis au vent.										

Vérification indispensable  
 Vérification conseillée  
 X Suivant les cas d'espèces.

$i = 8$   
 (1)  $\sum AP_i$  représente la somme des actions permanentes frottement négatif compris.

$i = 1$   
 (2) Il est rappelé que les actions sont à pondérer le cas échéant. En particulier les actions des charges routières non exceptionnelles et celles du vent de courte durée sont à pondérer par 1,2 dans tous les cas sauf pour la vérification du critère d'arrachement, où elles sont à pondérer par 1,5 dans la mesure où elles agissent dans le sens de l'arrachement de l'ensemble appui + fondation.

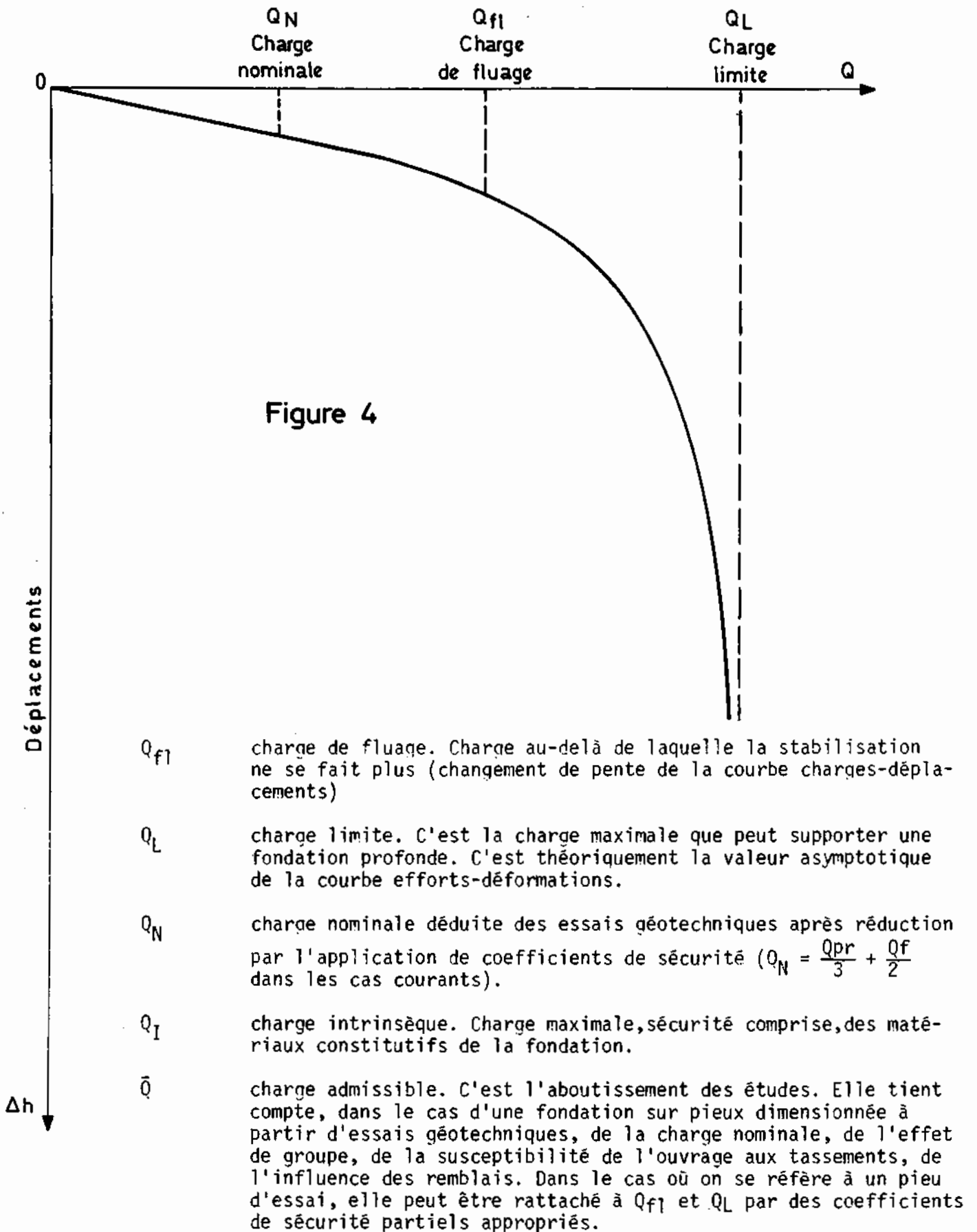


RECAPITULATION NON LIMITATIVE  
DES DIFFERENTES ACTIONS

Actions permanentes		Actions cycliques		Actions intermittentes	Actions accidentelles
$A_{P1}$ (. poids tablier (. retrait, fluage	$Q_V, Q_H$ $Q_H$	$AC_1$ . variation du déjaugeage et autres pressions hydrostatiques (valeurs caractéristiques).	$Q_V$ $Q_V$ ou $Q_H$	$AI_1$ - Charges d'exploitation : - Action mini. ou maxi. pour l'effet recherché	$AA_1$ séisme $Q_H$ $AA_2$ choc $Q_H$ $AA_3$ certains effets de crues (affouillement, dégarnissage) $Q_H$
$A_{P2}$ (. effet hyperstatique de la précontrainte (. effet de dénivellations	$Q_V$ $Q_V$	$AC_2$ . dilatation du tablier (valeurs caractéristiques)	$Q_H$	$AI_2$ - freinage, force centrifuge.	$AA_4$ affaissements miniers. $Q_H$
$A_{P3}$ (. poids terres (. poussées, butées terres sur appui (. poussées latérales sur fondations profondes	$Q_V$ $Q_H$ $Q_H$	$AC_3$ . pression hydrodynamique (valeurs caractéristiques)	$Q_H$	<u>Charges climatiques en service :</u> $AI_3$ - Pression d'embâcle $AI_4$ - Vent en service	
$A_{P4}$ (. dalle de transition (. poids appui (. poids fondation	$Q_V$ $Q_V$ $Q_V$			<u>Charges en cours d'exécution :</u> $AI_6$ - vent en chantier (longue durée) $AI_7$ - charges d'exécution	
$A_{P5}$ . déjaugeage	$Q_V$				
$A_{P6}$ . ancrages divers	$Q_V, Q_H$				
$A_{P7}$ . réaction du courant	$Q_H$				
$A_{P8}$ . frottement négatif	$Q_V$				

Les sollicitations créées par les actions ci-dessus sont à appliquer avec leurs excentrement par rapport à un repère donné (création de moments vis-à-vis de la fondation).

### Quelques définitions



$Q_{f1}$  charge de fluage. Charge au-delà de laquelle la stabilisation ne se fait plus (changement de pente de la courbe charges-déplacements)

$Q_L$  charge limite. C'est la charge maximale que peut supporter une fondation profonde. C'est théoriquement la valeur asymptotique de la courbe efforts-déformations.

$Q_N$  charge nominale déduite des essais géotechniques après réduction par l'application de coefficients de sécurité ( $Q_N = \frac{Q_{pr}}{3} + \frac{Q_f}{2}$  dans les cas courants).

$Q_I$  charge intrinsèque. Charge maximale, sécurité comprise, des matériaux constitutifs de la fondation.

$\bar{Q}$  charge admissible. C'est l'aboutissement des études. Elle tient compte, dans le cas d'une fondation sur pieux dimensionnée à partir d'essais géotechniques, de la charge nominale, de l'effet de groupe, de la susceptibilité de l'ouvrage aux tassements, de l'influence des remblais. Dans le cas où on se réfère à un pieu d'essai, elle peut être rattaché à  $Q_{f1}$  et  $Q_L$  par des coefficients de sécurité partiels appropriés.

Si l'on se réfère au seul critère de poinçonnement pour un pieu isolé, on aura

$$\bar{Q} = \inf (Q_I, Q_N)$$