

Extrait de l'ouvrage Construction métallique,
Notions fondamentales et méthodes de dimensionnement
Manfred A. Hirt, R. Bez et A. Nussbaumer, Traité de Génie Civil vol. 10,
Presses polytechniques et universitaires romandes, 2015.
Reproduit avec l'autorisation de l'éditeur. Tous droits réservés.

13 Fatigue

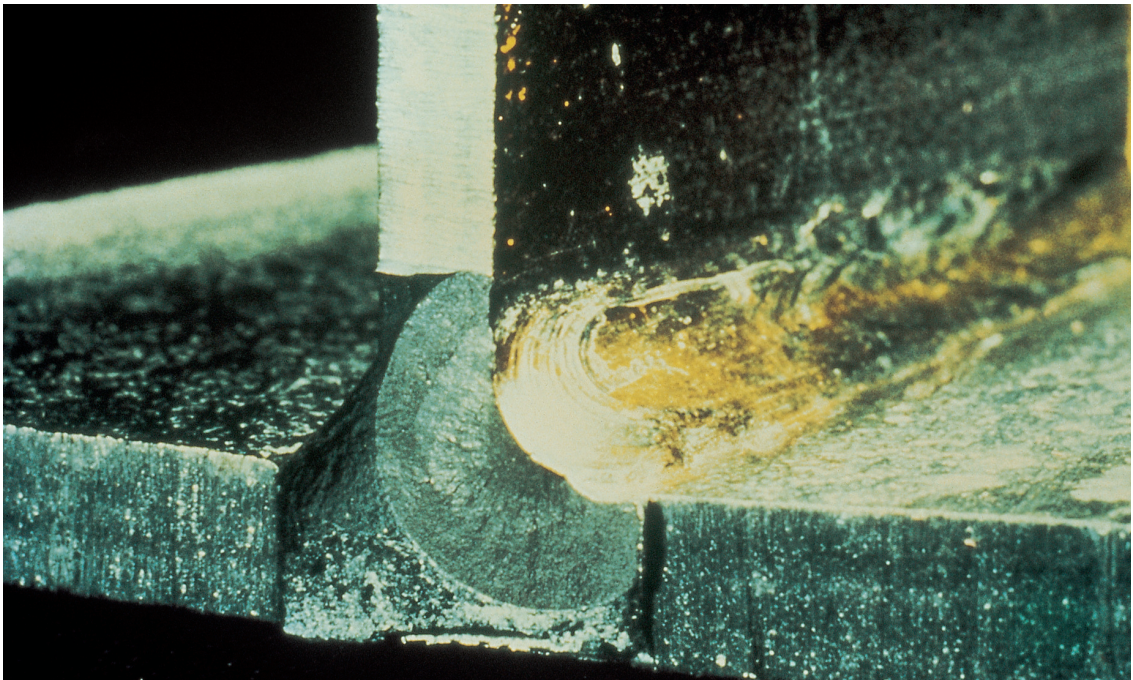
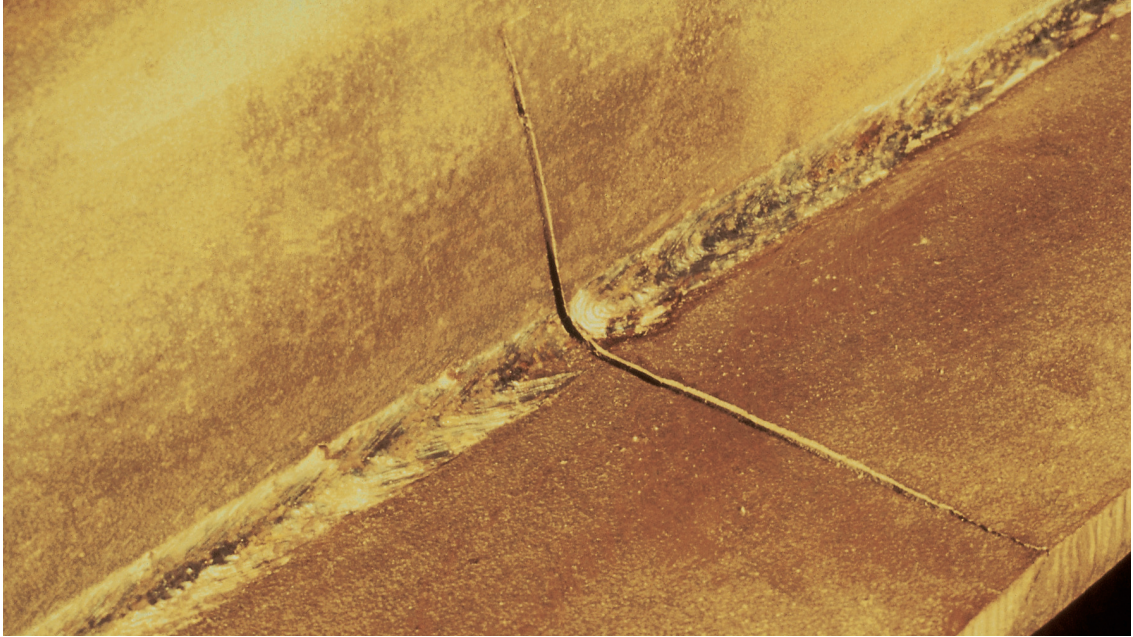


Photo Manfred A. Hirt

13.1 Introduction

La fatigue est, avec la corrosion et l'usure, l'une des principales causes de dommages d'éléments métalliques. Elle peut se produire lorsqu'un élément est soumis à des sollicitations variables répétées. Le phénomène de fatigue se manifeste sous forme de fissures à certains endroits particuliers de la structure. Ces fissures peuvent apparaître dans des structures aussi diverses que sont par exemple les avions, les bateaux, les ponts, les châssis (d'automobiles, de locomotives ou de wagons de chemin de fer), les grues, les ponts roulants, certains éléments de machine, les turbines, les enceintes de réacteurs, les portes d'écluses, les plates-formes pétrolières en mer, les pylônes de transmission, les mâts et les cheminées. D'une manière générale, les structures soumises à des charges variables répétées peuvent subir un endommagement qui se manifeste par la propagation de fissures. Cet endommagement est appelé *fatigue* et se traduit par une perte de résistance au cours du temps.

La fissuration par fatigue se produit rarement dans le matériau de base éloigné de tout détail d'usinage, de soudure ou d'assemblage. Même si la résistance statique de l'assemblage est supérieure à celle des éléments assemblés, l'assemblage demeure l'endroit critique du point de vue de la fatigue.

La figure 13.1 montre schématiquement l'exemple d'un pont-route en construction mixte soumis à des charges de trafic. Chaque passage de véhicule provoque dans la structure des sollicitations variables. Ces sollicitations sont encore modifiées par la présence de goussets, tels que ceux qui relient par exemple les entretoises aux poutres-maîtresses. A l'extrémité des goussets, plus particulièrement au

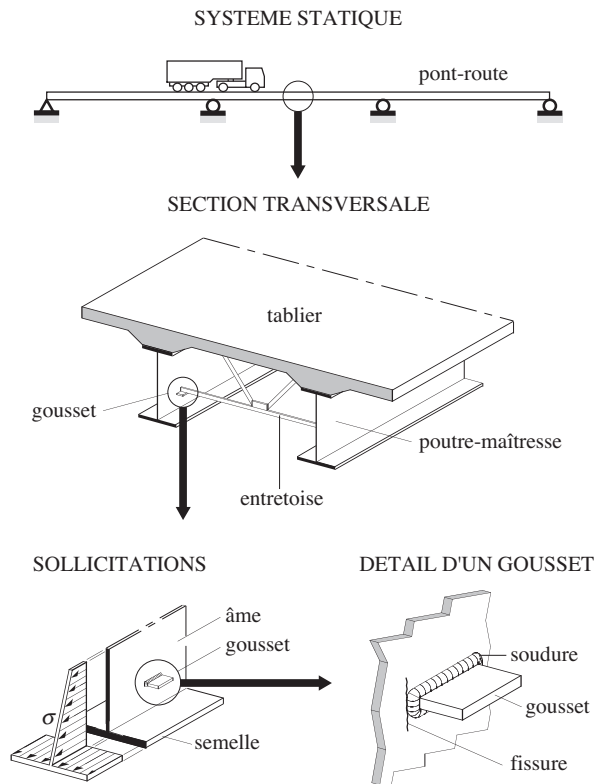


Fig. 13.1 Localisation possible d'une fissure de fatigue dans un pont-route.

pied du cordon de soudure qui les relie au reste de la structure, des concentrations de contrainte sont provoquées par le changement de géométrie dû aux goussets. Ce même endroit contient également des anomalies provenant du processus de soudage (§ 7.3.4).

De nombreuses recherches ont été effectuées dans le domaine de la fatigue. Il a ainsi pu être démontré que l'effet combiné des anomalies et des concentrations de contrainte pouvait être la source de la formation et de la propagation d'une fissure de fatigue, même si les contraintes appliquées restaient largement en dessous de la limite d'élasticité du matériau (par contraintes appliquées, on comprend les contraintes calculées avec une analyse élastique de la structure sans tenir compte d'éventuelles concentrations de contrainte ou de contraintes résiduelles). Une fissure se développe en général à partir d'anomalies ayant une profondeur de l'ordre de quelques dixièmes de millimètre. La propagation d'une telle fissure peut amener à une rupture par plastification de la section nette ou à une rupture fragile, ceci en fonction notamment des caractéristiques du matériau, de la géométrie de l'élément, de la température et de la vitesse de sollicitation de la section. Le dimensionnement d'une structure soumise à des charges variables répétées doit donc se faire en soignant la conception et la fabrication des éléments structuraux et des détails de construction, de façon à éviter une rupture par fatigue. Les méthodes d'assurance de qualité (§ 7.2.4 et 13.6.4) doivent permettre de garantir que le nombre et la dimension des anomalies présentes restent dans les limites des tolérances.

Le but de ce chapitre est de présenter un aperçu du phénomène de la fatigue, afin de fournir les connaissances de base pour le dimensionnement à la fatigue des structures métalliques boulonnées ou soudées. Pour atteindre cet objectif, le chapitre est structuré de la manière suivante :

- Section 13.2. Les principaux facteurs influençant la résistance à la fatigue sont décrits.
- Section 13.3. Les notions fondamentales de la mécanique de la rupture sont introduites, afin de permettre une description analytique du phénomène de la propagation des fissures de fatigue.
- Section 13.4. Les sollicitations de fatigue sont décrites, pour qu'il soit possible de les comparer avec la résistance à la fatigue examinée dans les deux sections précédentes.
- Section 13.5. La notion de cumul des dommages dû aux contraintes aléatoires est développée, afin de permettre de tenir compte des sollicitations variables rencontrées dans toute structure soumise à des charges de fatigue.
- Section 13.6. Le principe des courbes de résistance à la fatigue normalisées est introduit.
- Section 13.7. Les différentes vérifications possibles pour effectuer le dimensionnement à la fatigue d'une structure sont finalement examinées.

La matière de ce chapitre forme la base du dimensionnement à la fatigue des ponts roulants ainsi que des ponts-routes et des ponts-rails, qui est traité plus en détail dans les volumes 11 et 12 du TGC.

C'est dans la partie 1-9 de l'Eurocode 3 qu'est traité le dimensionnement à la fatigue des structures en acier. Les principes de ce dimensionnement sont repris dans la SIA 263. Les mêmes principes sont également utilisés dans l'Eurocode 9, partie 1-3, qui traite du dimensionnement à la fatigue des structures en aluminium, pour lequel il n'existe aucun équivalent au niveau suisse. Toutes ces normes sont basées sur les recommandations de la Convention européenne de la Construction métallique (CECM) pour l'acier [13.1], [13.2] et pour l'aluminium [13.3].

13.2 Résistance à la fatigue

13.2.1 Paramètres influençant la durée de vie

La *durée de vie* d'un élément ou d'un détail de construction soumis à des sollicitations variables répétées est définie comme étant le nombre de cycles de contraintes qu'il peut supporter avant sa rupture.

Suivant la forme de l'élément ou du détail de construction, sa fabrication ou le type de matériau utilisé, quatre paramètres peuvent influencer la résistance à la fatigue :

- la différence de contraintes,
- la géométrie du détail de construction,
- les caractéristiques du matériau,
- les effets de l'environnement.

Différence de contraintes

La figure 13.2 montre la variation de la contrainte σ en fonction du temps t pour une sollicitation d'amplitude constante, variant entre σ_{min} et σ_{max} . Les essais de fatigue (§ 13.2.2) ont permis d'établir que la **différence de contraintes** $\Delta\sigma$ (ou étendue de contrainte) est le paramètre le plus influent pour des détails de construction soudés :

$$\Delta\sigma = \sigma_{max} - \sigma_{min} \quad (13.1)$$

σ_{max} : contrainte maximale (avec son signe)

σ_{min} : contrainte minimale (avec son signe)

Les autres paramètres comme par exemple les contraintes minimale σ_{min} et maximale σ_{max} , leur rapport $\sigma_{min}/\sigma_{max}$, ou encore la fréquence des cycles peuvent souvent être négligés pour le dimensionnement, particulièrement pour les structures soudées.

On pourrait a priori penser que la durée de vie peut être augmentée lorsqu'une partie du cycle de contraintes est en compression. Cela n'est toutefois en général pas le cas dans les éléments soudés, à cause des contraintes résiduelles σ_{res} de traction introduites par la soudure (§ 7.3.3). Le comportement de la fissure est en fait influencé par la somme des contraintes appliquées et des contraintes résiduelles (fig. 13.2). Une durée de vie plus longue peut cependant être obtenue dans certains cas, en introduisant des contraintes résiduelles de compression à l'aide de traitements d'amélioration (ou méthodes de parachèvement) après soudage (§ 13.6.5).

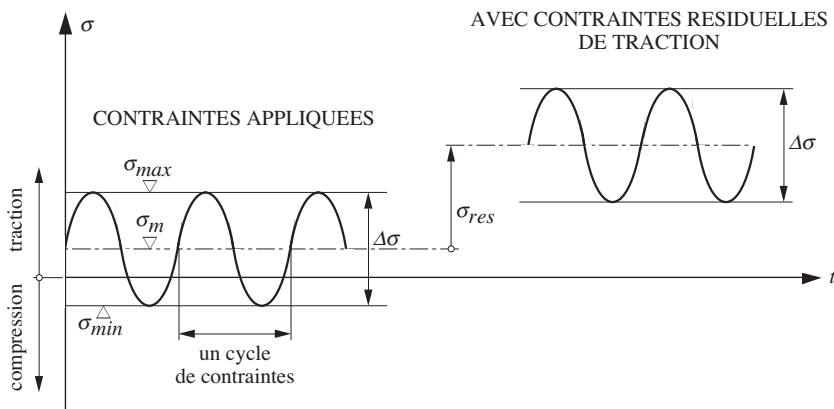


Fig. 13.2 Définition des contraintes et effet des contraintes résiduelles de traction.

Géométrie du détail de construction

La géométrie du détail de construction est déterminante pour la localisation de la fissure de fatigue ainsi que pour sa vitesse de propagation; elle influence donc directement sa durée de vie. Certains éléments représentés à la figure 13.1 permettent d'illustrer les trois catégories d'influences géométriques suivantes:

- l'effet de la géométrie de la structure, par exemple le type de section transversale,
- l'effet des concentrations de contrainte, dues par exemple au gousset,
- l'effet des anomalies dans les soudures.

Les effets de la géométrie de la structure et des concentrations de contrainte peuvent être influencés favorablement par une bonne conception des détails de construction. Une bonne conception est en effet importante, car les changements abrupts de géométrie (dus par exemple au gousset) dérangent le flux des contraintes. Cela peut être comparé à la vitesse de l'eau dans une rivière, qui est influencée par la largeur de son lit ou par les obstacles qui s'y trouvent. De manière analogue, les contraintes au pied d'un gousset sont plus grandes que les contraintes appliquées. Ce qui explique pourquoi des concentrations de contrainte sont créées par des attaches telles que les goussets, par les trous de boulons, par les soudures ou encore par un simple changement de section.

L'effet des anomalies dans les soudures peut quant à lui être évité en utilisant des méthodes de fabrication et de contrôle (§ 7.3.5) adéquates, afin de garantir que ces anomalies ne dépassent pas les valeurs limites de la classe de qualité correspondante (§ 7.2.4). Il convient par ailleurs de préciser que les anomalies dans les soudures peuvent être dues aussi bien au procédé de soudage (fissures, défaut de collage, manque de pénétration, caniveaux, etc.) (§ 7.3.4) qu'à des entailles dues au laminage ou au meulage ainsi qu'à des puits de corrosion. Suivant leur forme et leur dimension, ces anomalies peuvent réduire la durée de vie d'un élément soudé d'une façon importante, ceci d'autant plus si elles sont situées dans une zone comportant des concentrations de contrainte.

Caractéristiques du matériau

On a pu observer lors d'essais sur des éprouvettes non soudées que la composition chimique, les caractéristiques mécaniques ainsi que la structure microscopique des métaux avaient parfois une influence sensible sur la durée de vie. C'est ainsi qu'une plus grande résistance à la traction du matériau permet une durée de vie des éprouvettes plus élevée, essentiellement grâce à une augmentation de la phase d'amorçage de la fissure, et non pas de celle de la propagation (§ 13.3.2). Cet effet bénéfique ne se retrouve malheureusement pas dans des éléments soudés, car leur durée de vie est surtout constituée par la phase de propagation. L'effet de la résistance à la traction du matériau peut par conséquent être négligé pour le dimensionnement.

Effets de l'environnement

Un environnement humide ou corrosif (air, eau, acides, etc.) peut fortement réduire la durée de vie d'éléments métalliques, car cela augmente la vitesse de propagation des fissures, notamment dans des éléments en aluminium. Une protection adéquate (peinture, protection cathodique, etc.) est donc nécessaire dans certaines conditions particulières, telles que par exemple celles rencontrées par les plates-formes pétrolières. En revanche, la corrosion superficielle des aciers patinables reste, dans les structures soudées du génie civil, pratiquement sans influence sur la durée de vie; les petits puits de corrosion

responsables d'un éventuel amorçage de fissures de fatigue sont en effet moins critiques que les anomalies normalement introduites par les soudures.

L'effet de la température peut être négligé en ce qui concerne la vitesse de la propagation des fissures, sauf dans des applications à très haute température comme les turbines à gaz ou les réacteurs d'avions. Une température basse peut cependant réduire d'une façon importante la dimension critique de la fissure (§ 13.3.2 et 13.3.5) et conduire ainsi à une rupture fragile prématurée.

13.2.2 Essais de fatigue

Afin de connaître la résistance à la fatigue d'un détail de construction, il est indispensable d'effectuer des essais de fatigue lors desquels on soumet des éprouvettes à une sollicitation variable, la plus simple étant une variation de contraintes sinusoïdale (fig. 13.2). L'éprouvette doit être suffisamment grande afin de représenter le détail de construction et les contraintes résiduelles de façon adéquate. Il est également nécessaire de prévoir un nombre d'éprouvettes suffisant afin de pouvoir connaître la dispersion des résultats. En effet, même dans des conditions d'essai identiques, le nombre de cycles jusqu'à la rupture ne sera pas le même pour des éprouvettes apparemment identiques, car il y a toujours des petites différences dans les paramètres pouvant influencer la durée de vie.

Les résultats d'essais d'éléments soudés sont normalement représentés dans un diagramme sur lequel on reporte en abscisse le nombre de cycles N observés jusqu'à la rupture (ou jusqu'à une dimension de fissure prédéfinie) et en ordonnée la différence de contraintes $\Delta\sigma$ (fig. 13.3). En choisissant une échelle logarithmique pour chacun des axes, la moyenne des résultats d'essais obtenus pour un détail de construction donné peut être exprimée, dans un domaine compris entre $5 \cdot 10^4$ et $5 \cdot 10^6$ cycles environ,

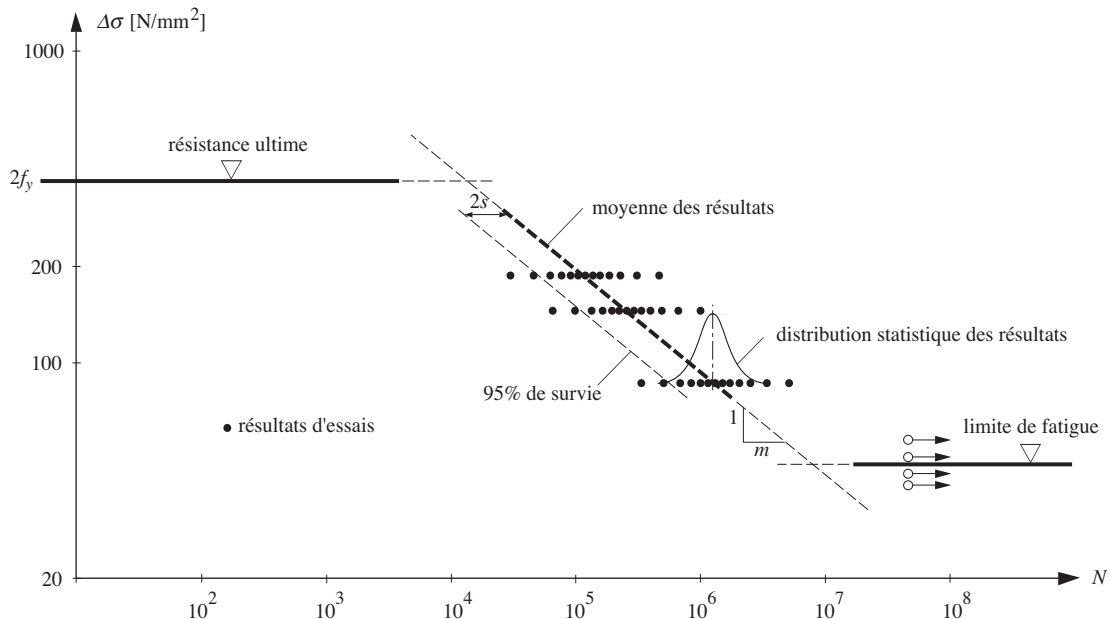


Fig. 13.3 Résultats d'essais, en échelles logarithmiques, sous sollicitations d'amplitude constante.

par une droite ayant l'équation suivante (cette même droite sera obtenue analytiquement avec la théorie de la mécanique de la rupture (sect. 13.3)):

$$N = C \Delta\sigma^{-m} \quad (13.2)$$

- N : nombre de cycles de contraintes
- C : constante représentant l'effet du détail de construction
- $\Delta\sigma$: différence de contraintes
- m : pente de la droite de la moyenne des résultats

qui peut bel et bien s'exprimer par l'équation d'une droite en utilisant les logarithmes des différentes variables:

$$\log N = \log C - m \log \Delta\sigma \quad (13.3)$$

La limite supérieure de cette droite ($\Delta\sigma$ grand) correspond à la résistance ultime statique du matériau. Le domaine correspondant à un nombre de cycles compris entre 10 et 10^4 est appelé *fatigue oligocyclique* (fatigue par déformation plastique excessive). La résistance correspondante est surtout importante pour les sollicitations dues aux séismes, pour lesquels on observe en général un faible nombre de différences de contraintes, mais de valeur très élevée.

La limite inférieure de cette droite ($\Delta\sigma$ petit) représente la **limite de fatigue** (ou limite d'endurance): cela indique qu'une sollicitation inférieure à cette limite peut être appliquée un très grand nombre de fois ($> 10^8$) sans qu'une fissure de fatigue ne se produise. Cette valeur est importante pour des éléments soumis à un nombre élevé de petites différences de contraintes, tels que les éléments de machine. Pour l'*aluminium*, on relèvera cependant que l'on n'observe pas une véritable limite de fatigue, mais une droite de pente très faible. Il convient également de préciser qu'une limite de fatigue ne peut être établie qu'à partir d'essais effectués avec des sollicitations d'amplitude constante.

L'établissement d'une courbe de résistance à la fatigue doit tenir compte de la dispersion des résultats d'essais. A cet effet, on se base sur des valeurs représentant une certaine probabilité de survie (§ 2.4.1), par exemple 95% avec un niveau de confiance défini, par exemple 75%. La position exacte de la courbe qui en résulte dépend encore du nombre de résultats d'essais à disposition, nombre dont il peut être tenu compte selon les recommandations de l'Institut International de la soudure (IIS/IIW) [13.4]. Pour un nombre suffisamment grand (de l'ordre de 60 essais), cette probabilité de survie peut être approchée par une droite parallèle à celle de la moyenne des résultats, située à gauche de celle-ci, à une distance égale à deux écarts types $2s$ (fig. 13.3).

13.3 Théorie de la mécanique de la rupture

Cette section n'est pas indispensable pour le dimensionnement à la fatigue des structures métalliques. Nous l'avons cependant intégrée ici, car elle permet de décrire analytiquement une fissure de fatigue de même que sa propagation, et de déduire ainsi la durée de vie d'un élément fissuré. La théorie de la mécanique de la rupture, présentée notamment dans [13.5] [13.6] [13.7] [13.8] [13.9], est en cela un outil très performant. Cette section se limite toutefois à la présentation des notions de base de cette théorie, qui est par ailleurs également utile pour mieux comprendre les observations décrites à la section 13.2 ainsi que les développements effectués dans les sections 13.4 à 13.6.

13.3.1 Théorie élastique

On peut expliquer l'effet d'une fissure en considérant une plaque soumise à une contrainte de traction uniforme σ_0 et comprenant un trou (fig. 13.4). Le champ des contraintes dans la plaque est influencé par la présence du trou. La figure 13.4 montre schématiquement, dans le cas d'un trou elliptique, la variation des contraintes σ_y le long de l'axe x . La valeur maximale (à $x = a$) de la contrainte σ_y peut s'exprimer par :

$$\sigma_{y,max} = \sigma_0 \left(1 + 2 \sqrt{\frac{a}{\rho}} \right) = \sigma_0 \left(1 + 2 \sqrt{\frac{a}{\rho}} \right) \quad (13.4)$$

- σ_y : contrainte dans la direction y
- σ_0 : contrainte uniforme appliquée sur la plaque
- a, b : demi-axes du trou elliptique
- ρ : rayon de courbure au sommet du trou elliptique

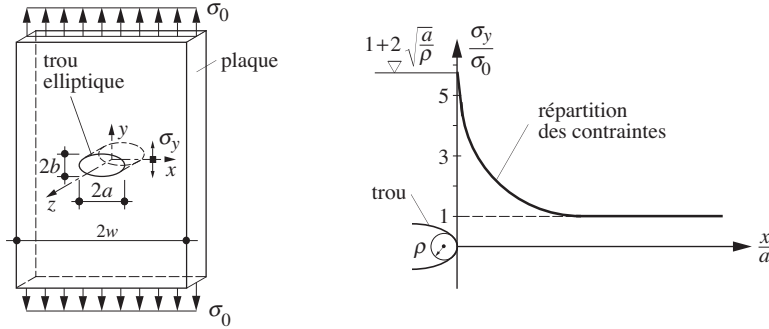


Fig. 13.4 Effet d'un trou elliptique sur la répartition des contraintes dans une plaque.

Il est nécessaire de préciser ici que la convention d'axes utilisée dans l'ensemble de ce volume, définie au paragraphe 1.4.2, n'est pas respectée dans ce chapitre, afin de rester conforme à celle couramment admise dans les publications traitant de la mécanique de la rupture.

Pour un trou circulaire (pour lequel $a = b$), il est possible d'établir à partir de (13.4) la valeur de $\sigma_{y,max} = 3 \sigma_0$; on parle alors d'une concentration locale de contrainte égale à trois. Cette concentration de contrainte est plus grande pour un trou de forme elliptique; elle tend vers l'infini lorsque le demi-axe b (ou le rayon ρ) tend vers zéro (fig. 13.5). Ce dernier cas représente celui d'une fissure réelle dont le front (la pointe) est aigu ($\rho \rightarrow 0$). Le champ des contraintes σ_x , σ_y et τ_{xy} proche du front de la fissure peut être décrit, sur la base de la théorie élastique, par les expressions suivantes :

$$\sigma_x = \frac{K}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \left(1 - \sin \frac{\theta}{2} \sin \frac{3\theta}{2} \right) \quad (13.5a)$$

$$\sigma_y = \frac{K}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \left(1 - \sin \frac{\theta}{2} \sin \frac{3\theta}{2} \right) \quad (13.5b)$$

$$\tau_{xy} = \frac{K}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \left(\sin \frac{\theta}{2} \cos \frac{3\theta}{2} \right) \quad (13.5c)$$

- K : facteur d'intensité de contrainte
 r, θ : coordonnées polaires dans le plan x - y

La relation (13.5b) permet de constater que la contrainte σ_y sur l'axe x ($\theta = 0$) tend effectivement vers l'infini lorsque l'on se rapproche du front de la fissure, c'est-à-dire lorsque r tend vers zéro. Les relations conventionnelles contrainte-déformation spécifique ne permettant pas d'analyser les contraintes au voisinage du front de la fissure, il a été nécessaire d'introduire une nouvelle notion pour les décrire. Chacune des relations (13.5) utilise le **facteur d'intensité de contrainte** K . Ce facteur K dépend de la différence de contraintes appliquée ainsi que de la dimension et de la géométrie de la fissure. Il se définit par la relation suivante :

$$K = Y \sigma_0 \sqrt{\pi a} \quad (13.6)$$

- Y : facteur de correction, fonction de a
 σ_0 : contrainte uniforme appliquée sur la plaque
 a : dimension déterminante de la fissure dans la plaque

Comme le facteur d'intensité de contrainte dépend de la contrainte appliquée et de la racine carrée de la dimension a de la fissure, il a pour unité des $\text{Nmm}^{-3/2}$.

Le cas de base est celui d'une fissure de largeur $2a$ dans une plaque infinie ($2w$ très grand) à deux dimensions, soumise à une contrainte uniforme σ_0 agissant perpendiculairement à cette fissure (fig. 13.5). Dans ce cas, le facteur de correction Y est égal à 1.0, ce qui correspond au cas théorique calculé avec la théorie élastique. Tous les autres cas peuvent être déduits de ce cas de base par l'application d'un facteur de correction adéquat.

Il est possible de trouver des valeurs de facteurs de correction dans la littérature spécialisée [13.10] [13.11] [13.12] [13.13]. Nous présentons ici une méthode, permettant de déterminer les facteurs de correction dans une plaque, basée sur un cours donné par Irwin, reprise par plusieurs auteurs [13.5] [13.7] [13.14]. Cette méthode est basée sur l'utilisation de différents facteurs de correction représentant l'effet

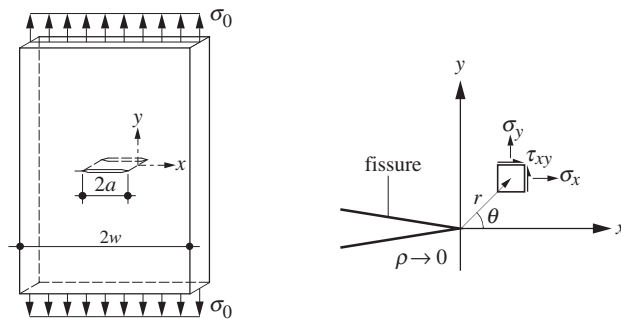


Fig. 13.5 Définition des contraintes au front d'une fissure.

de la géométrie du détail ainsi que de la géométrie et de la position de la fissure. Le facteur de correction s'exprime alors ainsi :

$$Y = Y_e Y_f Y_s \quad (13.7)$$

- Y_e : facteur de correction dépendant de la forme de la fissure elliptique (ce facteur de correction, qui n'intervient que dans le cas tridimensionnel, dépend du rapport a/c)
- Y_f : facteur de correction dépendant de la dimension finie de la plaque (ce facteur de correction dépend des rapports a/w ou c/w et a/t)
- Y_s : facteur de correction pour le cas où la fissure atteint une surface libre (ce facteur de correction dépend du rapport a/c)

Les figures 13.6 et 13.7 présentent ces différents facteurs de correction sous forme respectivement analytique et graphique. Il est toutefois encore nécessaire de faire les précisions suivantes :

- La méthode présentée ici, outre le fait qu'elle est d'emploi très simple, s'applique de manière tout à fait satisfaisante pour des petites fissures (§ 13.3.2). Elle présente le grand avantage de montrer clairement l'influence des différents paramètres sur le facteur d'intensité de contrainte.
- Les facteurs de correction établis à l'aide de cette méthode ne sont pas toujours très précis, en particulier pour les grandes dimensions de fissure (§ 13.3.5). C'est pourquoi on utilise maintenant plus volontiers d'autres méthodes, telles qu'une modélisation par éléments finis ou la «*weight function method*» [13.15].
- Lorsque la géométrie du détail dans lequel se trouve la fissure n'est pas une plaque, il est encore nécessaire d'introduire un facteur de concentration de contrainte (§ 13.3.4).

Pour compléter ce paragraphe, il convient de relever que le champ de contraintes à la surface de la plaque correspond à un état de contraintes plan (la contrainte σ_z perpendiculaire à la surface est nulle). A l'intérieur de la plaque, le champ de contraintes s'approche par contre d'un état de déformations plan (les déformations spécifiques ε_z perpendiculaires au plan de la plaque tendent vers zéro).

Il faut également rappeler qu'une plastification du matériau se produit dès que les contraintes établies selon la théorie élastique (13.5) dépassent la limite d'élasticité. Or c'est toujours le cas au front de la fissure (pour $\rho \rightarrow 0$), car les contraintes établies avec (13.5) tendent vers l'infini. La conséquence de ceci est la présence d'une zone plastique au voisinage du front de la fissure. Cette zone plastique peut être décrite [13.16] par un domaine circulaire dont le rayon r_p , en état de contraintes plan et elle vaut :

$$r_p = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{K}{f_y} \right)^2 \quad (13.8)$$

- r_p : rayon de la zone plastique au front de la fissure
- f_y : limite d'élasticité

En état de déformations plan, la plastification du matériau se fait, selon les théories de von Mises ou de Tresca, à un niveau de contrainte plus élevé. Ceci réduit le rayon r_p de la zone plastique, qui devient environ trois fois plus petit [13.8] :

$$r_p = \frac{1}{6\pi} \left(\frac{K}{f_y} \right)^2 \quad (13.9)$$

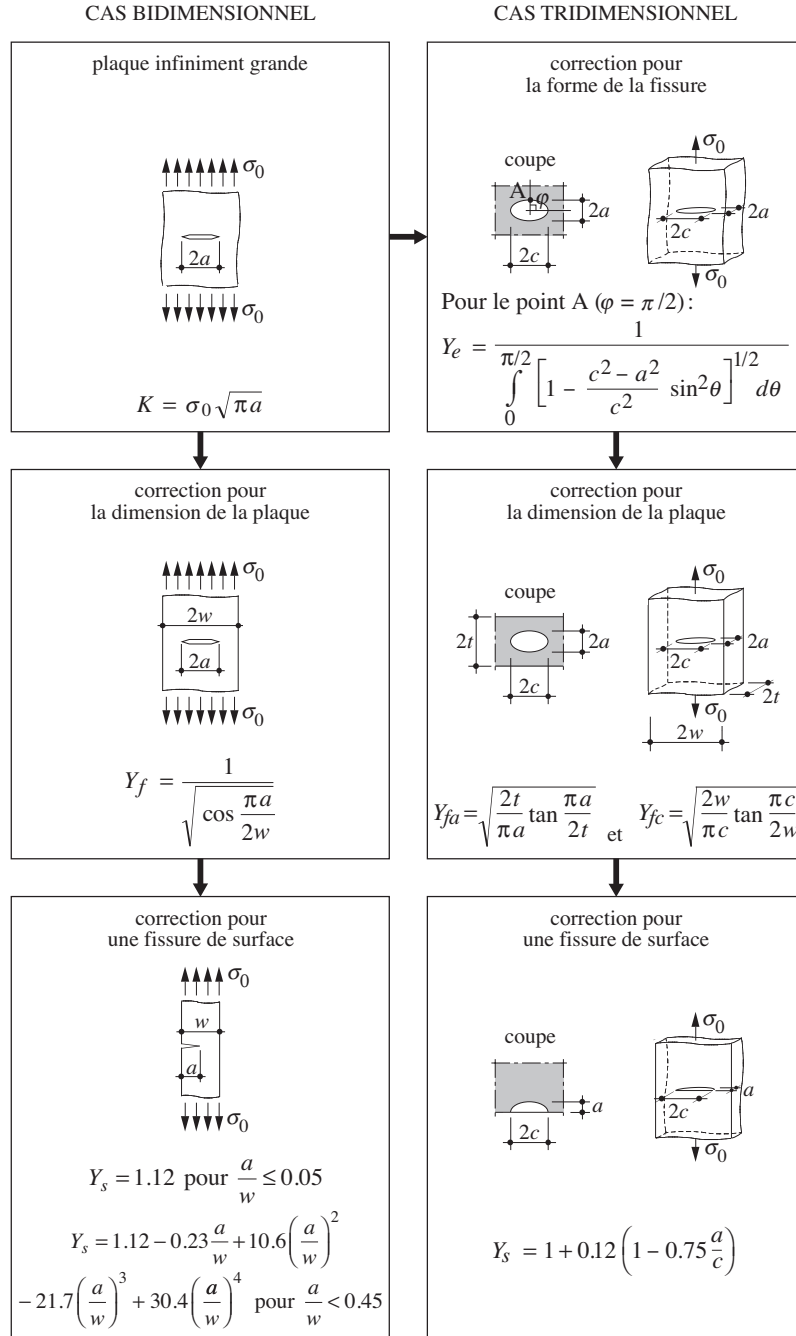


Fig. 13.6 Formulation analytique des facteurs de correction.

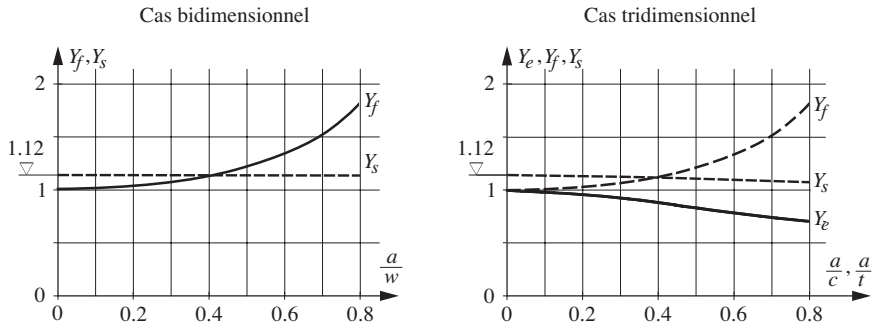


Fig. 13.7 Représentation graphique des facteurs de correction.

Exemple 13.1 Facteurs de correction

Déterminer les facteurs d'intensité de contrainte des fissures dans la semelle inférieure de la section de la poutre composée à âme pleine représentée à la figure 13.8.

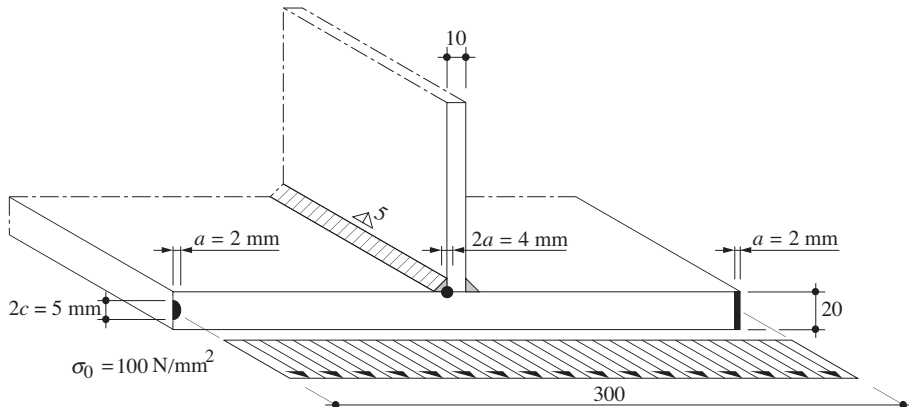


Fig. 13.8 Fissures dans la section d'une poutre composée à âme pleine (dimensions des fissures pas à l'échelle!).

Le facteur d'intensité de contrainte K est défini par (13.6):

$$K = Y \sigma_0 \sqrt{\pi a}$$

Dans cet exemple, la dimension déterminante a des fissures et la contrainte appliquée σ_0 sont constantes; elles valent respectivement $a = 2 \text{ mm}$ et $\sigma_0 = 100 \text{ N/mm}^2$. Seul le facteur de correction Y change pour chacune des fissures représentées à la figure 13.8. Les équations de la figure 13.6 permettent de déterminer les valeurs des facteurs de correction Y_e , Y_f et Y_s nécessaires pour établir Y avec (13.7).

Fissure circulaire dans la soudure longitudinale provenant d'un pore (cas tridimensionnel)

Facteur de correction pour la forme de la fissure (avec $a = c$):

$$Y_e = \frac{1}{\int_0^{\pi/2} \left[1 - \frac{c^2 - a^2}{c^2} \sin^2 \theta \right]^{1/2} d\theta} = \frac{1}{\pi/2} = \frac{2}{\pi}$$

Facteur de correction pour la dimension du détail, avec t correspondant à la distance entre le centre de la fissure et le bord le plus proche, à savoir la surface de la soudure, d'où $t = 5$ mm :

$$Y_f = \sqrt{\frac{2t}{\pi a} \tan \frac{\pi a}{2t}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 5 \text{ mm}}{\pi \cdot 2 \text{ mm}} \tan \frac{\pi \cdot 2 \text{ mm}}{2 \cdot 5 \text{ mm}}} = 1.075$$

Etant donné qu'il ne s'agit pas d'une fissure de surface, il n'est pas nécessaire de tenir compte de Y_s . Le facteur de correction Y vaut ainsi, selon (13.7) :

$$Y = Y_e Y_f = \frac{2}{\pi} \cdot 1.075 = 0.684$$

ce qui permet d'établir le facteur d'intensité de contrainte K correspondant avec (13.6) :

$$K = Y \sigma_0 \sqrt{\pi a} = 0.684 \cdot 100 \text{ N/mm}^2 \sqrt{\pi \cdot 2 \text{ mm}} = 171 \text{ Nmm}^{-3/2}$$

Fissure au bord de l'aile provenant d'un bord oxycoupé (cas bidimensionnel)

Facteur de correction pour la dimension de la plaque :

$$Y_f = \frac{1}{\sqrt{\cos \frac{\pi a}{2w}}} = \frac{1}{\sqrt{\cos \frac{\pi \cdot 2 \text{ mm}}{2 \cdot 300 \text{ mm}}}} = 1.00$$

Facteur de correction pour une fissure de surface :

$$Y_s = 1.12$$

Le facteur de correction Y vaut ainsi, selon (13.7) appliqué dans un cas bidimensionnel (pas de Y_e) :

$$Y = Y_f Y_s = 1.00 \cdot 1.12 = 1.12$$

ce qui permet d'établir le facteur d'intensité de contrainte K correspondant avec (13.6) :

$$K = Y \sigma_0 \sqrt{\pi a} = 1.12 \cdot 100 \text{ N/mm}^2 \sqrt{\pi \cdot 2 \text{ mm}} = 281 \text{ Nmm}^{-3/2}$$

Fissure elliptique au bord de l'aile provenant d'un défaut de laminage (cas tridimensionnel)

Facteur de correction pour la forme de la fissure, avec $a = 2$ mm et $c = 2.5$ mm :

$$Y_e = \frac{1}{\int_0^{\pi/2} \left[1 - \frac{c^2 - a^2}{c^2} \sin^2 \theta \right]^{1/2} d\theta} = \frac{1}{1.418} = 0.705$$

Facteur de correction pour la dimension du détail :

$$Y_{fa} = \sqrt{\frac{2t}{\pi a} \tan \frac{\pi a}{2t}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 300 \text{ mm}}{\pi \cdot 2 \text{ mm}} \tan \frac{\pi \cdot 2 \text{ mm}}{2 \cdot 300 \text{ mm}}} = 1.000$$

Facteur de correction pour une fissure de surface :

$$Y_s = 1 + 0.12 \left(1 - 0.75 \frac{a}{c} \right) = 1 + 0.12 \left(1 - 0.75 \frac{2 \text{ mm}}{2.5 \text{ mm}} \right) = 1.048$$

Le facteur de correction Y et le facteur d'intensité de contrainte K correspondant valent alors respectivement, selon (13.7) et (13.6) :

$$Y = Y_e Y_{fa} Y_s = 0.705 \cdot 1.000 \cdot 1.048 = 0.739$$

$$K = Y \sigma_0 \sqrt{\pi a} = 0.739 \cdot 100 \text{ N/mm}^2 \sqrt{\pi \cdot 2 \text{ mm}} = 185 \text{ Nmm}^{-3/2}$$

Le cas particulier examiné dans cet exemple permet de classer les types de fissures selon l'ordre d'importance sur le facteur d'intensité de contrainte K suivant :

- fissure provenant d'un bord oxycoupé ($K = 281 \text{ N mm}^{-3/2}$),
- fissure provenant d'un défaut de laminage ($K = 185 \text{ N mm}^{-3/2}$),
- fissure provenant d'un pore ($K = 171 \text{ N mm}^{-3/2}$).

On constate également qu'un des facteurs de correction Y_e , Y_f ou Y_s est souvent déterminant pour les petites fissures (les autres étant environ égaux à 1.0). C'est ainsi que :

- pour la fissure provenant d'un bord oxycoupé: $Y_s = 1.12$;
- pour la fissure provenant d'un défaut de laminage: $Y_e = 0.705$;
- pour la fissure provenant d'un pore: $Y_e = 2/\pi = 0.637$.

13.3.2 Propagation de la fissure

Des essais de fatigue effectués sur des éprouvettes spécialement conçues à cet effet (par exemple les éprouvettes CT [13.17]) permettent d'observer la relation entre le nombre de cycles N et la dimension a de la fissure (fig. 13.9). Il est ainsi possible de distinguer trois phases d'évolution de la fissure :

- l'amorçage,
- la propagation stable,
- la propagation rapide (phase instable conduisant à la rupture).

La phase d'amorçage peut durer très longtemps pour des pièces usinées; elle peut en revanche être très courte pour des pièces soudées contenant des anomalies importantes. La propagation de la fissure est quant à elle très lente au début, mais croît exponentiellement au fur et à mesure de l'augmentation de la dimension de la fissure. Il est possible de calculer à partir de la relation $a-N$ (fig. 13.9) le **taux de propagation** da/dN , autrement dit l'augmentation da de la dimension de la fissure par cycle dN . Il s'agit bien sûr d'une valeur moyenne sur un certain nombre de cycles qui dépend de la précision de l'observation possible. Ce taux de propagation correspond à la tangente de la courbe dans le domaine de la propagation stable.

Il a été possible de constater une dépendance entre le taux de propagation da/dN et la différence de facteurs d'intensité de contrainte ΔK , qui dépend elle-même de la différence de contraintes $\Delta\sigma$ appliquée et de la dimension a de la fissure. La différence de facteurs d'intensité de contrainte ΔK s'obtient

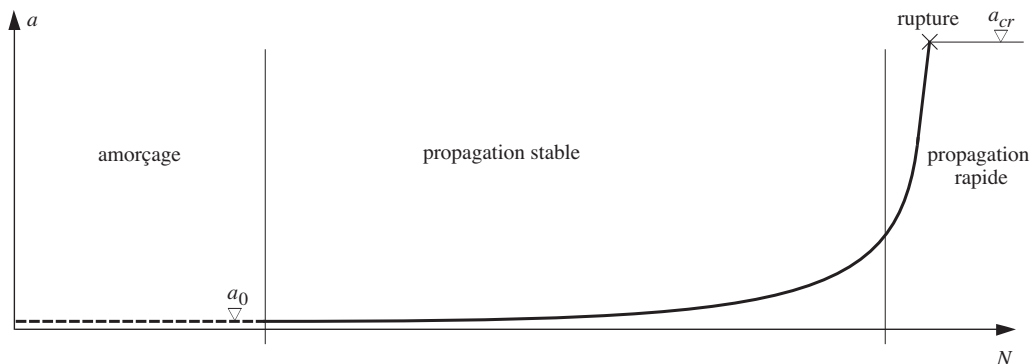


Fig. 13.9 Amorçage et propagation d'une fissure de fatigue.

en remplaçant dans (13.6) la contrainte σ_0 appliquée statiquement par la différence de contraintes $\Delta\sigma$ due à la sollicitation de fatigue :

$$\Delta K = Y\Delta\sigma\sqrt{\pi a} \quad (13.10)$$

Y : facteur de correction
 $\Delta\sigma$: différence de contraintes appliquée
 a : dimension de la fissure

On remarquera que l'on utilise, pour alléger l'écriture, la notation $\Delta\sigma$ pour la différence de contraintes appliquée, à la place de $\Delta\sigma_0$, qui serait plus logique par rapport à la notation de σ_0 employée dans (13.6) pour la contrainte appliquée.

Différentes relations ont été proposées pour décrire la relation entre le taux de propagation da/dN de la fissure et la différence de facteurs d'intensité de contrainte ΔK . Parmi celles-ci, la plus simple et la plus utilisée est celle de Paris [13.18], valable dans le domaine de la propagation stable :

$$\frac{da}{dN} = D\Delta K^n \quad (13.11)$$

D, n : constantes de matériau

La figure 13.10 montre schématiquement des résultats de mesures du taux de propagation da/dN ainsi que sa valeur théorique selon (13.11), qui est une droite dans la représentation habituelle d'une

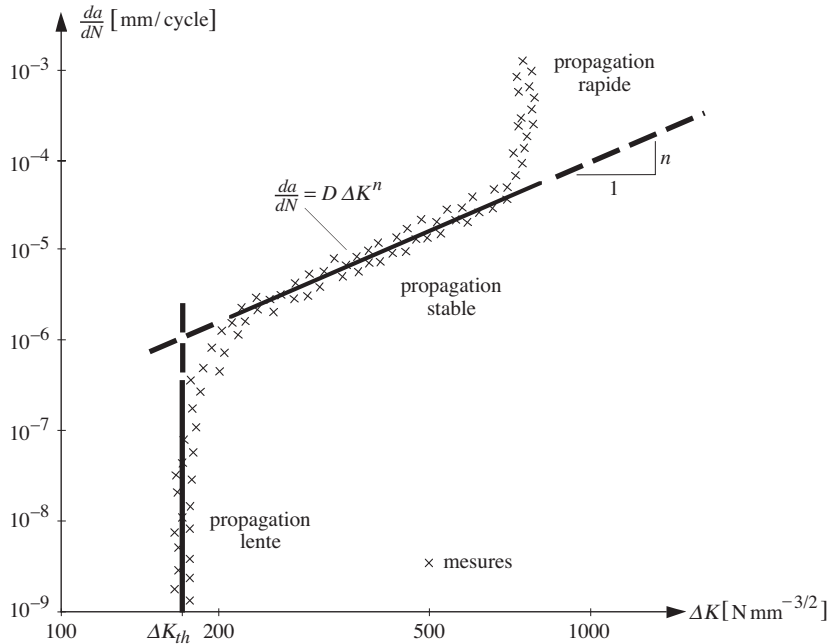


Fig. 13.10 Taux de propagation da/dN d'une fissure en fonction de la différence de facteurs d'intensité de contrainte ΔK .

échelle logarithmique pour chaque axe. Pour les valeurs de ΔK proches d'une valeur de seuil ΔK_{th} (*threshold*), le taux de propagation est très petit ou quasi inexistant. On remarque l'analogie avec la figure 13.3 où, pour une valeur de différence de contraintes $\Delta\sigma$ proche de la limite de fatigue, la durée de vie devient très grande. Ainsi donc, une éprouvette soumise à une très petite sollicitation ou contenant une petite fissure, ou encore une combinaison des deux (car dans la différence de facteurs d'intensité de contrainte ΔK interviennent, selon (13.10), les deux paramètres $\Delta\sigma$ et a), ne subira qu'une propagation de fissure très lente, voire aucune propagation du tout.

Pour des valeurs élevées de différences de facteurs d'intensité de contrainte ΔK , le taux de propagation da/dN devient très grand, ce qui conduira à la rupture de la section par plastification de la section nette restante ou par rupture fragile (§ 13.3.5).

13.3.3 Calcul de la durée de vie

La durée de vie totale est essentiellement constituée par l'amorçage de la fissure et par la phase de propagation stable (fig. 13.9), car la faible contribution de la propagation rapide (ou instable) peut être négligée. De plus, pour les éléments soudés, l'amorçage de la fissure de fatigue est généralement très rapide à cause de la présence d'anomalies (§ 7.3.4). Ainsi donc, la durée de vie peut être obtenue analytiquement par l'intégration de (13.11):

$$N_{ij} = \int_{a_i}^{a_j} dN = \int_{a_i}^{a_j} \frac{1}{D\Delta K^n} da \quad (13.12)$$

N_{ij} : nombre de cycles nécessaire pour agrandir la fissure de a_i à a_j
 a : dimension de la fissure, avec $a_j > a_i$

Une intégration numérique de (13.12) est en général nécessaire, sauf dans le cas où l'on peut introduire l'expression de (13.10) pour ΔK en admettant que le facteur de correction Y est constant. On obtient alors l'expression suivante:

$$N_{ij} = \frac{1}{D\alpha\pi^{n/2}Y^n} \frac{1}{\Delta\sigma^n} \frac{1}{a_i^\alpha} \left[1 - \left(\frac{a_i}{a_j} \right)^\alpha \right] \quad (13.13)$$

α : constante provenant de l'intégration ($\alpha = \frac{n}{2} - 1$)

La relation (13.13), dont tous les termes ont été introduits par (13.10), (13.11) et (13.12), permet d'évaluer l'effet sur la durée de vie d'un certain nombre de paramètres (§ 13.3.4), dont par exemple:

- la dimension de la fissure initiale en introduisant $a_i = a_0$,
- la dimension de la fissure critique avec $a_j = a_{cr}$,
- la différence de contraintes $\Delta\sigma$,
- la géométrie et la concentration de contrainte à l'aide de Y ,
- les constantes de matériau D et n .

En se limitant pour l'instant à un seul détail de construction, en admettant que les dimensions a_0 et a_{cr} pour ce détail sont connues et que le facteur de correction Y représentant l'influence de la géométrie de la fissure et des concentrations de contrainte du détail est constant au cours de la propagation, (13.13) devient:

$$N_{ij} = \int_{a_0}^{a_{cr}} dN = \bar{C} \Delta \sigma^{-n} \quad (13.14)$$

\bar{C} : constante pour le détail de construction, définie par (13.15)

$$\bar{C} = \frac{1}{D \alpha \pi^{n/2} Y^n} \frac{1}{a_0^\alpha} \left[1 - \left(\frac{a_0}{a_{cr}} \right)^\alpha \right] \quad (13.15)$$

Le nombre de cycles N_{ij} obtenu à partir de (13.14) représente la durée de vie du détail considéré, en admettant une propagation de fissure stable à partir de sa dimension initiale a_0 jusqu'à sa dimension critique a_{cr} . Le nombre de cycles N_{ij} est uniquement fonction de la différence de contraintes $\Delta \sigma$, tous les termes intervenant dans la constante \bar{C} étant des constantes pour le détail considéré.

Il est intéressant de relever que la forme de (13.14) est identique à celle de (13.2), qui a été déterminée expérimentalement. La correspondance entre ces deux relations est bonne pour les éléments soudés dont la durée de vie est influencée essentiellement (de 80 à 90%) par la phase de propagation de la fissure, donc pour lesquels peu de cycles sont nécessaires à l'amorçage de la fissure. En conclusion, la durée de vie observée expérimentalement peut être décrite analytiquement sur la base de la théorie de la mécanique de la rupture. L'exposant n utilisé dans (13.11) pour la description du taux de propagation correspond donc à la pente m de la courbe de résistance exprimée par (13.2). Cet exposant est de l'ordre de 3 pour les aciers de construction, de 2 à 2.5 pour les aciers à très haute limite d'élasticité et d'environ 4 pour l'aluminium. La constante \bar{C} définie par (13.15) est quant à elle identique à la constante C utilisée dans (13.2); elle représente les caractéristiques des détails de construction concernant leur comportement à la fatigue.

Exemple 13.2 Propagation de fissure

Soit la fissure elliptique de surface située dans la semelle inférieure de la section de la poutre composée à âme pleine représentée à la figure 13.11. On admettra que la semelle est soumise sur toute sa hauteur à une différence de contraintes de $\Delta \sigma = 100 \text{ N/mm}^2$.

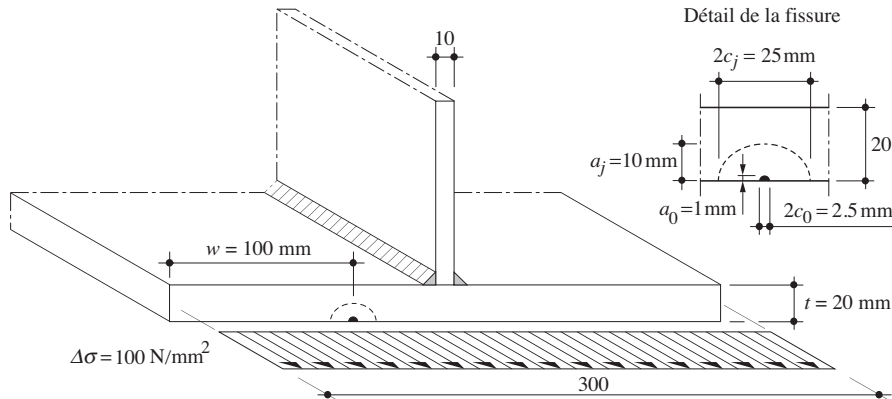


Fig. 13.11 Fissure dans la section d'une poutre composée à âme pleine (dimension initiale de la fissure pas à l'échelle!).

Déterminer la courbe de propagation de la dimension a de la fissure entre 1 et 10 mm, en admettant que les constantes de la loi de propagation (valeurs moyennes) valent respectivement $D = 2 \cdot 10^{-13}$ (mm/cycle) $\cdot (\text{Nmm}^{-3/2})^{-n}$ et $n = 3$ et que le rapport a/c reste constant.

Le calcul des caractéristiques de la courbe $a-N$ se fait sur la base de (13.10) et de (13.11), qui expriment respectivement la différence de facteurs d'intensité de contrainte ΔK et le taux de propagation da/dN de la fissure :

$$\Delta K = Y \Delta \sigma_0 \sqrt{\pi a}$$

$$\frac{da}{dN} = D \Delta K^n$$

Pour établir la courbe de propagation de la fissure, il est nécessaire de faire une hypothèse concernant le facteur de correction Y , que l'on peut admettre constant ou variant en fonction de la dimension a de la fissure.

Facteur de correction Y constant

En admettant Y constant, la relation (13.12) s'intègre très facilement et permet d'établir (13.13) :

$$N_{ij} = \frac{1}{D \alpha \pi^{n/2} Y^n} \frac{1}{\Delta \sigma^n} \frac{1}{a_i^\alpha} \left[1 - \left(\frac{a_i}{a_j} \right)^\alpha \right], \text{ avec } \alpha = \frac{n}{2} - 1 = \frac{3}{2} - 1 = 0.5$$

Pour le calcul du facteur de correction, on peut admettre que sa valeur est égale à la moyenne des valeurs correspondant à $a = a_0 = 1$ mm et $a_j = 10$ mm. Le calcul des facteurs de correction Y_e, Y_f et Y_s nécessaires pour établir Y avec (13.7) se fait comme pour l'exemple 13.1, à savoir avec les équations de la figure 13.6. Les valeurs correspondantes sont données au tableau 13.12.

Tableau 13.12 Facteurs de correction pour la fissure de la figure 13.11.

	$a_i = a_0 = 1$ mm	$a_j = 10$ mm
Correction pour la forme de la fissure : Y_e	0.705	0.705
Correction pour la dimension de la plaque : Y_f	1.001	1.128
Correction pour une fissure de surface : Y_s	1.048	1.048
Facteur de correction selon (13.7) : $Y = Y_e Y_f Y_s$	0.740	0.834

On peut ainsi admettre la valeur du facteur de correction Y suivante :

$$Y = \frac{0.740 + 0.834}{2} = 0.787$$

Avec les valeurs numériques ainsi établies, le nombre de cycles N_{0j} nécessaires pour faire progresser la fissure de $a_i = a_0 = 1$ mm à a_j peut être déterminé avec la relation suivante :

$$N_{0j} = \frac{1}{2 \cdot 10^{-13} \frac{\text{mm}}{\text{cycle}} (\text{Nmm}^{-3/2})^3 \cdot 0.5 \cdot \pi^{1.5} \cdot 0.787^3 (100 \text{ N/mm}^2)^3 (1 \text{ mm})^{0.5}} \left[1 - \left(\frac{1 \text{ mm}}{a_j} \right)^{0.5} \right]$$

qui permet d'établir les valeurs numériques reportées au tableau 13.13.

Tableau 13.13 Propagation de la fissure en admettant Y constant.

a_j [mm]	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
N_{0j} [10^6 cycles]	0	1.08	1.56	1.84	2.04	2.18	2.29	2.38	2.46	2.52

Facteur de correction Y variable en fonction de a

En admettant Y variant en fonction de la dimension a de la fissure, on est obligé de calculer N_{ij} pas à pas avec les différentes valeurs de Y . On utilise à nouveau l'équation (13.13), mais par intervalles de 1 mm sur lesquels on admet Y constant. On obtient le nombre de cycles N_{0j} nécessaires pour faire progresser la fissure de $a_i = a_0 = 1$ mm à a_j en additionnant les différents N_{ij} . On obtient ainsi les valeurs reportées au tableau 13.14.

Tableau 13.14 Propagation de la fissure en admettant Y variable en fonction de a .

a_j [mm]	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$Y(a_j)$	0.740	0.742	0.746	0.751	0.759	0.768	0.780	0.794	0.812	0.834
$[Y(a_j)+Y(a_0)]/2$	0.741	0.744	0.749	0.755	0.764	0.774	0.787	0.803	0.823	
N_{ij} [10^6 cycles]	0	1.29	0.57	0.33	0.22	0.16	0.12	0.09	0.07	0.06
$N_{0j} = \sum N_{ij}$ [10^6 cycles]	0	1.29	1.86	2.19	2.41	2.57	2.69	2.78	2.85	2.90

La figure 13.15 représente graphiquement la relation $a - N$ pour les deux cas examinés, à savoir Y constant ou variable (on observera l'allure exponentielle des courbes ainsi obtenues). Pour le cas particulier étudié dans cet exemple, le fait d'admettre Y constant n'a pas une grande influence sur le résultat final. Pour d'autres cas par contre, la différence peut être plus importante, et le nombre de cycles N estimé en prenant Y constant peut être sous-estimé ou surestimé. On utilisera donc en général des méthodes d'intégration numérique, notamment lorsqu'une forte concentration de contrainte est à considérer à l'aide d'un facteur K_t (§ 13.3.4), qui est, pour de petites fissures, nettement plus sensible à la dimension a de la fissure que ne le sont les facteurs Y .

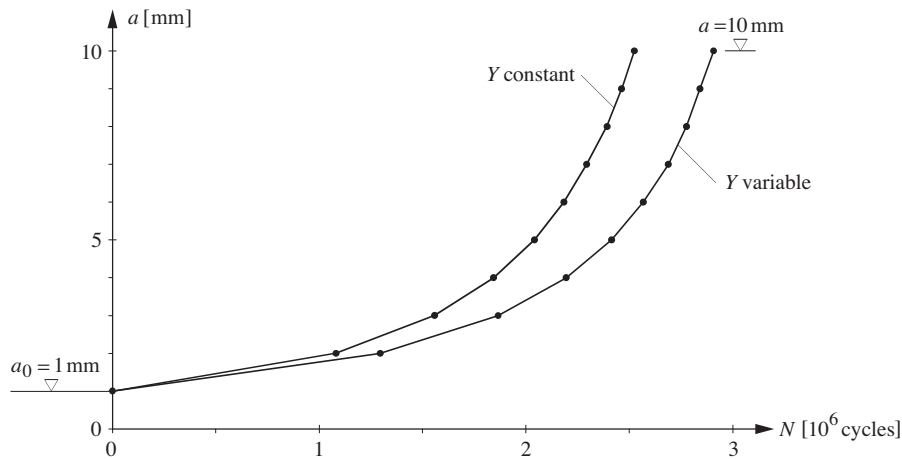


Fig. 13.15 Représentation graphique de la propagation de la fissure.

13.3.4 Paramètres influençant la durée de vie

Dimension de la fissure initiale

La figure 13.16 traite de l'exemple d'une plaque de 10 mm d'épaisseur sollicitée en traction [13.19], afin de mettre en évidence l'influence de la dimension a_0 de la fissure initiale et de la différence de

contraintes $\Delta\sigma$ sur la durée de vie. Le nombre de cycles N_{ij} nécessaires pour agrandir la fissure de dimension initiale $a_i = a_0$ à une valeur $a_j = 10$ mm (correspondant à l'épaisseur de la plaque) est indiqué en abscisse. La figure 13.16(a) permet de montrer que la dimension initiale a_0 de la fissure est une valeur importante pour la détermination du nombre de cycles N_{ij} , dans la mesure où une petite fissure initiale (par exemple $a_0 = 0.5$ mm) permet un grand nombre de cycles, tandis qu'une grande fissure initiale réduit considérablement ce nombre de cycles.

La figure 13.16(a) illustre également l'effet du seuil de propagation ΔK_{th} . Avec les valeurs numériques de cet exemple et pour une différence de contraintes $\Delta\sigma = 200$ N/mm², on voit qu'aucune fissure dont la dimension initiale a_0 est plus petite que 0.3 mm environ ne subit de propagation. Cette valeur est déduite de (13.10) avec l'exigence que ΔK reste inférieure à la valeur de seuil ΔK_{th} , égale en l'occurrence à 174 Nmm^{-3/2} dans cet exemple.

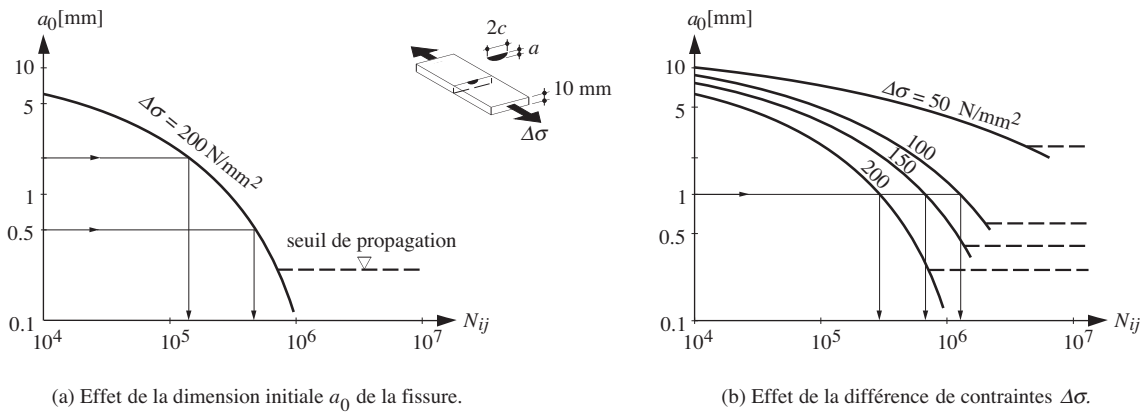


Fig. 13.16 Effet de la dimension initiale a_0 de la fissure et de la différence de contraintes $\Delta\sigma$ sur le nombre de cycles N_{ij} .

Il convient d'ajouter que l'épaisseur de la plaque (qui influence directement la dimension finale a_j de la fissure) n'a que très peu d'influence sur le nombre de cycles N_{ij} , pour autant qu'elle soit nettement plus grande (d'un facteur 10 au moins) que a_i . Ceci ressort de (13.13), où le rapport a_i/a_j apparaît dans le dernier terme de la relation.

Différence de contraintes

La figure 13.16(b) met en évidence l'influence prépondérante de la différence de contraintes $\Delta\sigma$. Pour l'exemple d'une fissure de dimension initiale $a_0 = 1$ mm, le nombre de cycles est nettement plus grand (attention à l'échelle logarithmique) pour des sollicitations plus petites. En effet, selon (13.14), le nombre de cycles N_{ij} est inversement proportionnel à la n -ième puissance de la différence de contraintes $\Delta\sigma$.

La dimension de la fissure en dessous de laquelle aucune propagation n'a lieu (seuil de propagation) est également nettement plus grande pour une sollicitation plus petite. Cette observation met en évidence la plus grande sensibilité aux anomalies des éléments fortement sollicités et par conséquent la nécessité d'adapter les contrôles des soudures aux conditions d'utilisation.

Concentration de contrainte

Les effets de la forme de la fissure et de ses dimensions par rapport à celles (largeur et épaisseur) de la plaque sont contenus dans le facteur de correction Y (fig. 13.6). Ces effets sont relativement faibles par rapport à ceux qui sont dus à la différence de contraintes $\Delta\sigma$ ou à la dimension initiale a_0 de la fissure.

Une estimation de Y à l'aide de relations telles que celles contenues dans la figure 13.6 est donc en général suffisante (§ 13.3.1).

En revanche, l'effet de la concentration de contrainte dû par exemple à un gousset ou à une autre attache est important. Bien que le gousset représenté à la figure 13.1 ne participe pas à la résistance à la flexion de la poutre-maîtresse, il se situe dans un champ de contraintes qui doit être en accord avec les conditions de compatibilité entre l'âme de la poutre et le gousset. De plus, sa géométrie dérange le flux des contraintes; il subit donc des concentrations de contrainte à ses extrémités. Ces concentrations sont plus importantes pour une longueur de gousset plus grande ou pour un élément plus massif.

Il faut préciser que l'effet de la concentration de contrainte dépend en réalité de la dimension a de la fissure. On peut en tenir compte en introduisant dans (13.10) un facteur K_t :

$$\Delta K = Y K_t \Delta \sigma \sqrt{\pi a} \quad (13.16)$$

K_t : facteur de concentration de contrainte, fonction de a

Les valeurs, pour différentes géométries de fissure, du facteur de concentration de contrainte K_t peuvent être obtenues analytiquement, expérimentalement ou à l'aide de calculs par éléments finis. L'intégration de (13.12) est toujours possible et conduit également à (13.14) pour autant que K_t soit constant. Dans ce cas, la constante \bar{C} (13.15) contient toutes les données du détail de construction considéré (a_0 , a_{cr} , Y et K_t) et les caractéristiques du matériau (D , n). Une intégration numérique est par contre nécessaire dans les cas où K_t ou/et Y sont considérés comme variable au cours de la propagation de la fissure.

Exemple 13.3 Etude paramétrique de la propagation d'une fissure

En se basant sur le cas de la fissure examiné dans l'exemple 13.2, pour lequel $a_0 = 1.0$ mm, $t = 20$ mm, $\Delta\sigma = 100$ N/mm² et $a/c = 0.8$, étudier l'influence de la variation de chacun de ces paramètres influençant la propagation de la fissure, en admettant que le facteur de correction Y est constant au cours de la propagation. On examinera les cas suivants:

- dimension de la fissure initiale: $a_0 = 0.5$ mm et 1.5 mm,
- épaisseur de l'aile: $t = 15$ mm et 30 mm,
- différence de contraintes: $\Delta\sigma = 80$ N/mm² et 120 N/mm²,
- forme de la fissure: $a/c = 0.4$.

Comme pour la partie de l'exemple 13.2 où l'on a admis Y constant, on applique (13.13) en faisant varier les différents paramètres:

$$N_{ij} = \frac{1}{D \alpha \pi^{n/2}} \frac{1}{Y^n} \frac{1}{\Delta \sigma^n} \frac{1}{a_i^\alpha} \left[1 - \left(\frac{a_i}{a_j} \right)^\alpha \right], \text{ avec } \alpha = \frac{n}{2} - 1$$

La valeur constante de Y au cours de la propagation est admise égale à:

$$Y = \frac{Y(a_i = a_0) + Y(a_j = 10 \text{ mm})}{2}$$

Cette valeur peut être calculée, comme dans les exemples 13.1 et 13.2, à l'aide des formules de la figure 13.6.

Les résultats des différents calculs sont donnés à la figure 13.17 par une représentation graphique de la courbe de propagation $a-N$ pour les différents cas examinés, qui permettent de faire les constatations suivantes :

- La durée de vie est très fortement influencée par la différence de contraintes $\Delta\sigma$. Une différence de contraintes $\Delta\sigma$ passant de 80 N/mm^2 à 120 N/mm^2 diminue la durée de vie d'un facteur 3.37 (selon (13.14), $(120/80)^3$).
- La durée de vie est fortement influencée par la dimension de la fissure initiale a_0 . Dans notre cas, le nombre de cycles nécessaire pour que la fissure atteigne 10 mm est plus de 2 fois plus important pour une fissure initiale de $a_0 = 0.5 \text{ mm}$ que pour fissure initiale de $a_0 = 1.5 \text{ mm}$.
- La durée de vie peut être fortement influencée par la géométrie de la fissure. Dans notre cas, le nombre de cycles nécessaire pour qu'une fissure augmente de $a = 1 \text{ mm}$ à $a = 10 \text{ mm}$ est plus de 2 fois plus important pour un rapport a/c de 0.8 que pour un rapport a/c de 0.4 dans le cas où la géométrie ne change pas pendant la propagation.
- L'influence de l'épaisseur de la plaque n'est pas très importante pour autant que a_j reste nettement inférieure à celle-ci. On prendra cependant garde au fait que l'on a admis Y constant au cours de la propagation, alors que les valeurs de Y augmentent rapidement lorsque la fissure se rapproche de l'épaisseur t de la plaque. De plus, dans le cas d'une plaque encore plus mince, la fissure sera plus rapidement traversante, ce qui a pour conséquence de diminuer la durée de vie.

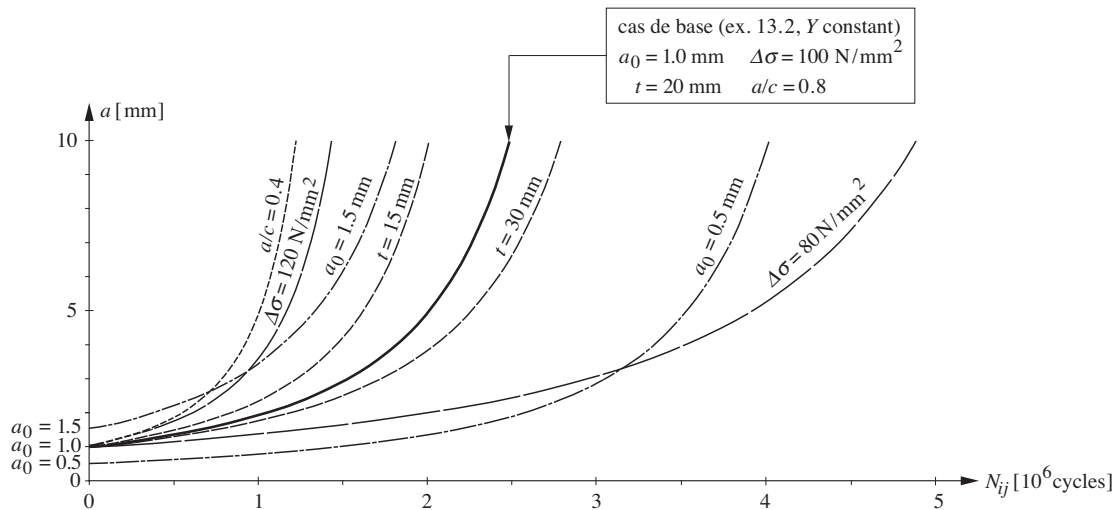


Fig. 13.17 Etude paramétrique de la propagation d'une fissure.

13.3.5 Dimension critique d'une fissure

La propagation d'une fissure de fatigue est possible jusqu'au moment où sa dimension critique a_{cr} est atteinte (fig. 13.9). Cette dimension critique est définie soit par la plastification de la section nette restante, soit par sa rupture locale (par propagation instable de la fissure). Il est possible de dire qu'une fissure ne conduira pas à la *rupture locale* (par propagation instable de la fissure) du détail tant que la valeur de son facteur d'intensité de contrainte K reste inférieure à une valeur critique K_c :

$$K < K_c \quad (13.17)$$

La relation (13.17) est analogue à (2.15), dans la mesure où elle exprime que la «solicitation» K doit rester inférieure à la «résistance» K_c . En y introduisant le facteur d'intensité de contrainte K défini par (13.6), il devient possible d'en déduire la dimension critique de la fissure a_{cr} menant à la rupture locale :

$$a_{cr} = \frac{1}{\pi} \left(\frac{K_c}{Y \sigma_0} \right)^2 \quad (13.18)$$

Précisons que la valeur critique du facteur d'intensité de contrainte K_c , appelée également *ténacité* (même si cette notion n'est pas identique à celle introduite au paragraphe 3.2.2), peut être considérée en première approximation comme une constante du matériau et ne dépend pas de la géométrie du détail considéré (pour autant que le matériau soit isotrope). La valeur critique du facteur d'intensité de contrainte K_c dépend toutefois de l'épaisseur de l'éprouvette (à savoir si on est en état plan de contraintes ou en état plan de déformations), de la température, ainsi que de la vitesse de sollicitation. Lorsque la température est inférieure à la température de transition, la valeur de K_c est basse et la rupture locale est aussi appelée *rupture fragile*. La détermination de K_c se fait expérimentalement sur une éprouvette préfissurée. Il existe également des relations empiriques entre la résilience, mesurée avec l'essai Charpy (§ 3.3.1), et la valeur K_c [13.20] [13.37].

La figure 13.18 présente la relation entre la contrainte appliquée σ_0 et la dimension critique de la fissure a_{cr} . Il s'agit de deux plaques soumises à de la traction, comportant chacune en surface une fissure elliptique de profondeur a ; la plaque de la figure 13.18(a) ne comporte pas de gousset, ce qui est par contre le cas de la plaque de la figure 13.18(b).

Admettons que la contrainte appliquée σ_0 soit environ égale à la moitié de la limite d'élasticité f_y , à savoir que $\sigma_0 \approx 180 \text{ N/mm}^2$ pour de l'acier S 355. En reportant cette valeur sur l'abscisse de la figure 13.18(a), on constate que la dimension critique de la fissure a_{cr} est très grande ($a_{cr} > 80 \text{ mm}$). On peut en déduire, dans un tel cas, que la plastification de la section nette survient bien avant la rupture fragile.

Ce raisonnement change toutefois si l'on considère, en plus de la contrainte appliquée σ_0 , la présence de contraintes résiduelles, comme celles qui sont introduites par la soudure d'un gousset sur la plaque (fig. 13.18(b)). Dans un tel cas, la contrainte effective (égale à la somme des contraintes appliquée et résiduelle) peut sans autre atteindre la limite d'élasticité f_y . En reportant cette valeur sur la figure

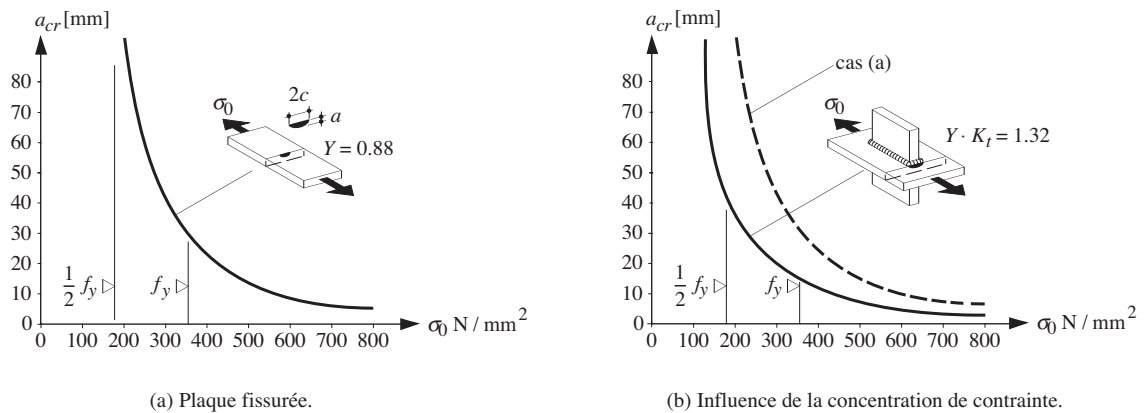


Fig. 13.18 Relation entre la contrainte appliquée σ_0 et la dimension critique de la fissure a_{cr} pour deux types de plaques ayant une valeur de $K_c = 3000 \text{ Nmm}^{-3/2}$.

13.18(b), on constate que a_{cr} est beaucoup plus faible ($a_{cr} \approx 15$ mm) que dans le cas sans gousset. Un tel phénomène, qui a pour conséquence une diminution de la valeur de a_{cr} , se produit également lorsque la température de service est basse et/ou lorsque la vitesse de chargement est grande (réduction de K_c).

Exemple 13.4 Dimension critique d'une fissure

Soit la fissure située dans la semelle inférieure, en acier S 355, de la section de la poutre composée à âme pleine déjà examinée dans l'exemple 13.2. On admettra dans le présent exemple que la fissure a continué sa propagation, et qu'elle traverse la semelle (fig. 13.19).

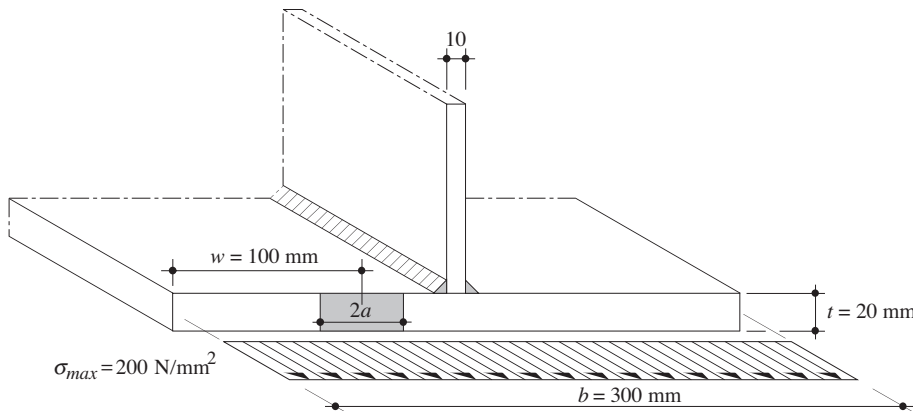


Fig. 13.19 Section de poutre composée à âme pleine avec une fissure traversante dans la semelle.

Déterminer la dimension critique a_{cr} de la fissure (d'une largeur critique de $2 a_{cr}$) en admettant que la contrainte maximale appliquée vaut $\sigma_{max} = 200$ N/mm², que la valeur critique du facteur d'intensité de contrainte vaut $K_c = 3500$ Nmm^{-3/2} et que l'on néglige la dissipation de l'énergie dans l'âme.

Avec $\sigma_0 = \sigma_{max}$, la dimension critique a_{cr} de la fissure est donnée par (13.18):

$$a_{cr} = \frac{1}{\pi} \left(\frac{K_c}{Y \sigma_0} \right)^2$$

Etant donné que le facteur de correction Y dépend de la dimension a de la fissure, la détermination de la dimension critique a_{cr} de la fissure doit se faire par itération:

- Première hypothèse: $a_{cr} = 40$ mm

Le facteur de correction Y vaut alors, sur la base des équations de la figure 13.6:

$$Y = Y_f = \frac{1}{\sqrt{\cos \frac{\pi a}{2w}}} = \frac{1}{\sqrt{\cos \frac{\pi \cdot 40 \text{ mm}}{2 \cdot 100 \text{ mm}}}} = 1.11$$

La dimension critique a_{cr} de la fissure établie avec (13.18) ne correspond alors pas avec la valeur admise de $a_{cr} = 40$ mm.

$$a_{cr} = \frac{1}{\pi} \left(\frac{K_c}{Y \sigma_0} \right)^2 = \frac{1}{\pi} \left(\frac{3500 \text{ mm}^{-3/2}}{1.11 \cdot 200 \text{ N/mm}^2} \right)^2 = 79.0 \text{ mm} \neq 40 \text{ mm}$$

- Deuxième hypothèse: $a_{cr} = \frac{1}{2}(40 \text{ mm} + 79 \text{ mm}) \approx 60 \text{ mm}$

On obtient alors, de façon analogue à la première hypothèse, $Y = 1.30$ et $a_{cr} = 58$ mm. Comme ceci est très proche de la valeur admise de $a_{cr} = 60$ mm, on peut en déduire que la dimension critique sera égale à $a_{cr} = 59$ mm.

- Vérification avec $a_{cr} = 59$ mm

$$Y = Y_{fa} = \frac{1}{\sqrt{\cos \frac{\pi a}{2w}}} = \frac{1}{\sqrt{\cos \frac{\pi \cdot 59 \text{ mm}}{2 \cdot 100 \text{ mm}}}} = 1.29$$

$$a_{cr} = \frac{1}{\pi} \left(\frac{K_c}{Y \sigma_0} \right)^2 = \frac{1}{\pi} \left(\frac{3500 \text{ mm}^{-3/2}}{1.29 \cdot 200 \text{ N/mm}^2} \right)^2 = 59.0 \text{ mm}$$

ce qui correspond bel et bien à la valeur admise pour a_{cr} . La largeur critique totale $2a_{cr}$ de la fissure vaut donc ainsi $2 \cdot 59 \text{ mm} = 118 \text{ mm}$.

Il est intéressant et nécessaire de savoir si la section nette restante pourrait se plastifier avant que la fissure n'ait atteint la dimension critique de 118 mm. Ceci serait le cas si le critère de plastification devenait déterminant avant celui de la rupture locale. Il faut pour cela comparer la dimension critique $2a_{cr}$ de la fissure à sa dimension $2a$ correspondant au début de la plastification de la section nette. Cette dernière s'établit comme suit:

$$\sigma_{max} \cdot b \cdot t = f_y (b - 2a) t$$

d'où:

$$2a = b \left(1 - \frac{\sigma_0}{f_y} \right) = 300 \text{ mm} \left(1 - \frac{200 \text{ N/mm}^2}{355 \text{ N/mm}^2} \right) = 131 \text{ mm} > 2a_{cr} = 118 \text{ mm}$$

Comme $2a > 2a_{cr}$, la rupture de la section se produira par rupture locale (par propagation instable de la fissure), étant donné que la dimension de la fissure deviendra critique avant que la section ne puisse se plastifier.

Il est par ailleurs utile de rappeler que la valeur critique du facteur d'intensité de contrainte K_c dépend fortement de la température. A plus haute température et/ou avec une vitesse de sollicitation plus faible, la valeur K_c est plus importante et, dans ce cas, la rupture de la section se produira par plastification de la section nette.

13.4 Sollicitations de fatigue

Il a déjà été vu à la section 13.1 que le passage de véhicules sur un pont, comme celui représenté à la figure 13.1, crée des sollicitations variables dans chaque détail de construction de la structure. Un événement de charge, comme le passage d'un camion, peut provoquer plusieurs cycles de contraintes. Il est donc important de comprendre la relation qu'il y a entre les charges agissant sur une structure et les contraintes correspondantes créées à l'intérieur de celle-ci. C'est dans ce but que cette section contient d'abord un bref aperçu des différents types de structures soumises à des charges de fatigue. Une analyse des contraintes en fonction du temps est ensuite effectuée, afin de décrire les sollicitations à l'aide des paramètres qui sont prédominants pour la résistance à la fatigue (§ 13.2.1 et 13.3.4), notamment la différence de contraintes $\Delta\sigma$.

13.4.1 Structures soumises à des charges de fatigue

Ponts-routes et ponts-rails

Le trafic des poids lourds constitue, du point de vue de la fatigue, la charge variable prédominante sur les *ponts-routes*. Le volume de trafic à prendre en considération dépend du type de route (autoroute, route principale, route collectrice ou route de desserte) ainsi que de la durée de service prévue. Dans le cas des *ponts-rails*, les trains marchandises et les trains voyageurs constituent la charge de fatigue. Le

nombre de passages à prendre en compte dépend de la situation du pont dans le réseau (ligne principale ou ligne secondaire) et de la durée de service prévue de l'ouvrage.

Le comportement dynamique d'un pont est très complexe. Il est influencé par de nombreux paramètres, parmi lesquels on relèvera les caractéristiques dynamiques de la structure (fréquences propres et amortissement), la rugosité du revêtement ou des rails, les caractéristiques du trafic (géométrie, répartition des charges, etc.), les caractéristiques dynamiques des véhicules (ressorts, amortissement, fréquences propres, etc.) et la vitesse de passage. En général, il n'est pas possible d'introduire tous ces paramètres dans un calcul de la structure. Ainsi, dans un but de simplification, les charges «dynamiques» sont habituellement établies en multipliant les charges «statiques» par un coefficient dynamique, qui n'est pas forcément le même pour la vérification de la sécurité à la fatigue et pour celle de la sécurité structurale; pour la fatigue, il ne doit en effet pas couvrir une valeur maximale, mais doit tenir compte des caractéristiques aléatoires des charges de fatigue.

La référence [13.21] contient les modèles de charge représentant les charges d'exploitation à considérer sur les ponts-routes et les ponts-rails, tandis que la norme SIA 261 définit les charges de fatigue à utiliser pour un calcul simplifié (§ 13.7.4). Au niveau européen, ce sont l'Eurocode 1, partie 2 ainsi que les parties 2 des Eurocodes 3 et 4.

Ponts roulants et voies de roulement

Les opérations de levage et de mouvement des charges soulevées par les ponts roulants créent des actions verticales et horizontales, qui sollicitent à la fatigue les ponts roulants eux-mêmes ainsi que leurs voies de roulement. Les effets dynamiques de ces charges, dus à l'inertie des masses en mouvement lors des accélérations et des freinages, sont à considérer. Le nombre total de cycles de levage à prendre en compte dépend de la fréquence d'utilisation et de la durée de service prévue.

Les règles de calcul pour les appareils de levage définies par la Fédération européenne de la manutention [13.22] ont longtemps été le seul document de référence pour la définition des charges dues aux ponts roulants. Elles ont servi de base au contenu de la référence [13.21], qui donne des informations sur les états de chargement des ponts roulants, et de la norme SIA 261/1, qui définit le principe des charges de fatigue à utiliser pour un calcul simplifié (§ 13.7.4). Les voies de roulement de ponts roulants sont traitées dans l'Eurocode 1, partie 3 et dans l'Eurocode 3, partie 6. Précisons encore qu'il existe une norme européenne relative aux engins de levage tels que les ponts roulants et les grues [13.23].

Plates-formes pétrolières

Les charges de fatigue dans les plates-formes pétrolières proviennent des mouvements dus aux vagues auxquelles ce type de structure est soumis. Les sollicitations engendrées dans la structure dépendent fortement du comportement statique et dynamique de la plate-forme. Il faut également mentionner que la résistance à la fatigue peut être réduite par la présence de l'eau salée (§ 13.2.1); une protection cathodique de la structure est de ce fait en général nécessaire. De nombreuses normes ont été développées dans ce domaine, par exemple par l'API (American Petroleum Institute).

Transports par câble

L'oscillation des cabines de téléphérique pendant leurs déplacements et surtout les fréquents chargements et déchargements sollicitent les parties de la cabine assurant leur suspension au câble. Les pylônes sont également exposés aux charges variables dues aux passages des cabines, aux forces de déviation des câbles et aux effets du vent. Précisons qu'il existe une norme européenne relative aux moyens de transport par câble [13.24].

Tours, mâts et cheminées

Les actions dues au vent sont à l'origine du mouvement et des sollicitations des structures telles que les tours, les mâts et les cheminées. L'interaction du vent avec le comportement statique et dynamique de la structure est prédominante pour les contraintes qui en résultent dans les différents détails de construction. L'Eurocode 1, partie 1-4 et l'Eurocode 3, partie 3-1 et 3-2, donnent de plus amples indications à ce sujet.

13.4.2 Contraintes dues aux charges

Les charges d'exploitation agissant sur les différentes structures mentionnées au paragraphe précédent créent des contraintes variables dans chaque élément de la structure. La figure 13.20 montre schématiquement, à titre d'exemple, l'effet du passage d'un train dans un détail de construction à mi-travée du pont. L'*historique des contraintes* (ou l'évolution de la contrainte en fonction du temps) peut être obtenu à l'aide de la ligne d'influence de la contrainte dans le détail considéré. La contrainte due au passage du train, qui est variable dans le temps, s'ajoute à la contrainte σ_G , constante, due au poids propre et aux charges permanentes.

L'analyse de l'historique des contraintes sert essentiellement à identifier les valeurs numériques des paramètres qui sont prépondérants pour la détermination de la résistance à la fatigue (§ 13.2.1), à savoir

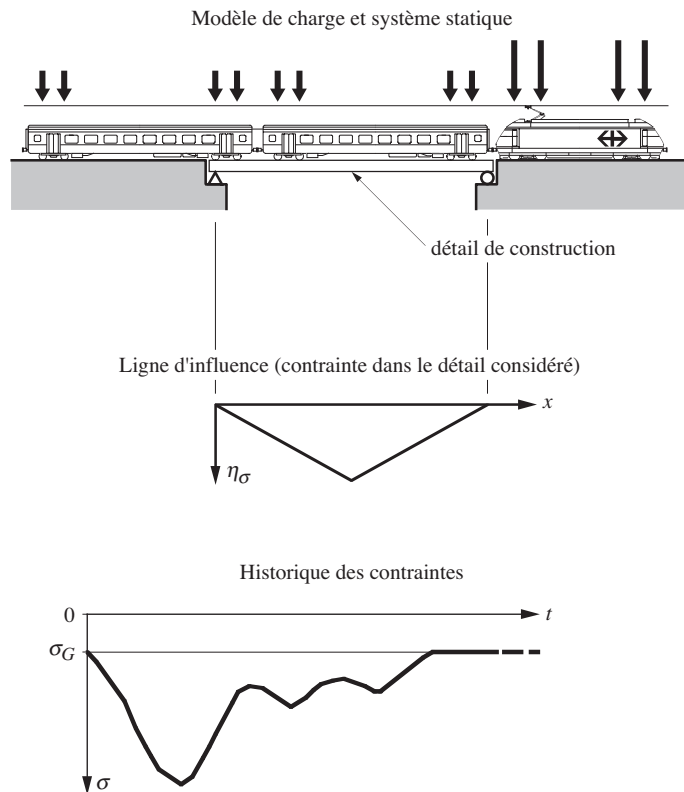


Fig. 13.20 Contrainte dans un détail de pont en fonction du temps.

la différence de contraintes et le nombre de cycles. Une comparaison de l'historique des contraintes de la figure 13.20 avec la variation sinusoïdale des contraintes représentée à la figure 13.2 met en évidence le peu de ressemblance entre ces deux types de sollicitations. Il est donc nécessaire, afin de pouvoir appliquer la théorie de la fatigue exposée dans ce chapitre à des cas de sollicitations réels, d'extraire de l'historique des contraintes une série de différences de contraintes; cela fait l'objet du paragraphe suivant.

13.4.3 Histogramme des différences de contraintes

Sur la base de l'historique des contraintes de la figure 13.20, on peut constater intuitivement que chaque passage de train correspond à une grande différence de contraintes, suivie de plusieurs différences de contraintes plus petites. Il existe différentes méthodes [13.25] [13.26] permettant d'analyser les historiques des contraintes; on citera parmi celles-ci la méthode dite «du réservoir» et celle «de la goutte d'eau» (*rainflow*). Ces deux méthodes, qui donnent des résultats identiques si elles sont appliquées correctement, permettent une bonne définition des différences de contraintes; elles sont donc conformes à l'observation faite au paragraphe 13.2.1 postulant que la différence de contraintes est le paramètre prépondérant pour la détermination de la durée de vie. D'autres méthodes donnent plus d'importance au nombre et à la valeur des extrema (*peak count*), ou au nombre de passages à un certain niveau de contrainte (*level crossing count*). Cependant ces dernières méthodes ne s'appliquent pas tellement aux structures métalliques soudées de génie civil, en raison d'une moins bonne correspondance avec les paramètres prépondérants pour la résistance à la fatigue.

Le principe de la méthode dite «du réservoir», généralement admise pour des éléments soudés, est illustré à l'aide de la figure 13.21. L'historique des contraintes qui y est donné est identique à celui de la figure 13.20, mais représenté uniquement avec les extrema. Les différentes étapes permettant d'établir les différences de contraintes $\Delta\sigma_i$ peuvent être résumées ainsi:

- La surface au-dessus de la courbe σ - t pour un événement de charge tel que le passage d'un train est remplie d'eau (niveau AG). La contrainte σ_G due au poids propre et aux actions permanentes n'intervient donc pas.
- Un trou est percé au point le plus bas de la courbe (B) pour laisser écouler l'eau. La différence entre le niveau d'eau original (AG) et celui du point le plus bas (B) correspond à la plus grande différence de contraintes $\Delta\sigma$.
- Le niveau d'eau restant est maintenant plus bas que le niveau original AG. Il est de plus différent selon les zones de l'historique des contraintes, c'est-à-dire à CE' et à EF'. Un trou est percé au

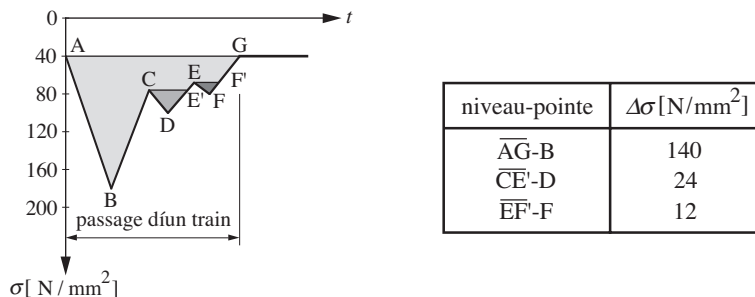


Fig. 13.21 Exemple du comptage des différences de contraintes pour le passage d'un train.

point le plus bas de chacune de ces zones (D, et ensuite F) et les différences de contraintes $\Delta\sigma$ correspondantes sont prises en compte.

- Pour des historiques de contraintes plus complexes, ces opérations sont répétées jusqu'à un écoulement total de l'eau.

Ce type de comptage est ensuite effectué pour chaque passage de train. En considérant les différents types de trains [13.21] et leur nombre respectif dans le trafic à considérer pendant toute la durée de service prévue, l'ensemble des différences de contraintes $\Delta\sigma_i$ peut alors être représenté sous forme d'histogramme (ou de spectre d'étendues de contrainte), tel que celui donné à titre d'exemple à la figure 13.22. Remarquons que chaque section de pont, donc chaque détail de construction, est soumis à un histogramme de différences de contraintes et à un nombre total de cycles qui lui sont propres. Cela provient du fait que la ligne d'influence de chaque détail de construction est en général différente.

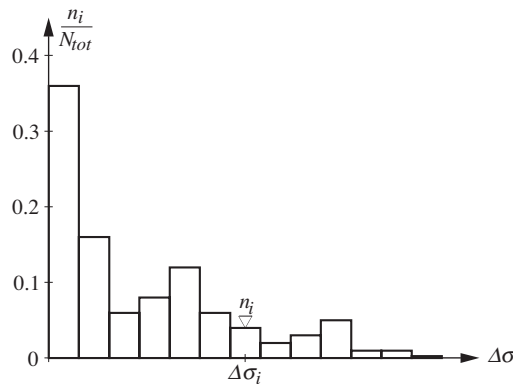


Fig. 13.22 Exemple d'un histogramme de différences de contraintes.

13.5 Effet des contraintes aléatoires

13.5.1 Cumul des dommages individuels

Rappelons que les courbes permettant d'établir la résistance à la fatigue (fig. 13.3) ont été obtenues à partir d'essais effectués avec une différence de contraintes $\Delta\sigma$ constante. Les sollicitations réelles dans une structure (dus par exemple au passage d'un train (fig. 13.20 et 13.21)) sont cependant constituées de différences de contraintes $\Delta\sigma_i$ différentes les unes des autres. La question se pose alors d'estimer l'influence de ces différentes sollicitations sur la durée de vie.

Reprenons pour cela la **courbe de résistance à la fatigue** de la figure 13.3 décrite par (13.2) (cette courbe, qui est en réalité une droite dans le système d'axes logarithmiques, est souvent appelée «courbe de Wöhler»). Cette courbe exprime en fait que, pour chaque niveau de différence de contraintes $\Delta\sigma_i$, le nombre de cycles jusqu'à la ruine vaut N_i (fig. 13.23). Selon Palmgren [13.27], on peut en déduire que chaque cycle de différence de contraintes $\Delta\sigma_i$ crée un dommage individuel d_i , et que n_i cycles de différence de contraintes $\Delta\sigma_i$ créent un dommage partiel $n_i d_i$:

dommage dû à un cycle:
$$d_i = \frac{1}{N_i} \quad (13.19a)$$

dommage dû à n_i cycles:
$$n_i d_i = \frac{n_i}{N_i} \quad (13.19b)$$

d_i : dommage individuel dû à un seul cycle de différence de contraintes $\Delta\sigma_i$
 n_i : nombre de cycles appliqués au niveau de la différence de contraintes $\Delta\sigma_i$
 N_i : nombre de cycles jusqu'à la ruine pour un niveau de différence de contraintes $\Delta\sigma_i$

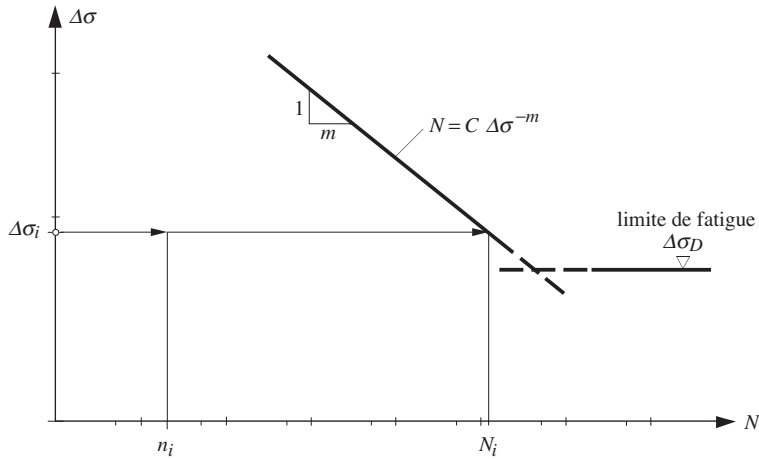


Fig. 13.23 Courbe de résistance à la fatigue pour le calcul du dommage dû à n_i différences de contraintes $\Delta\sigma_i$.

La relation (13.19b) exprime le dommage partiel dû à un certain nombre de cycles n_i appliqués au niveau de la différence de contraintes $\Delta\sigma_i$. En présence d'un histogramme de différences de contraintes, tel que celui de la figure 13.22, il faut comptabiliser l'ensemble des dommages dus aux k niveaux de différences de contraintes $\Delta\sigma_i$. Le dommage total D_{tot} s'exprime donc ainsi:

$$D_{tot} = \sum_{i=1}^k n_i d_i \quad (13.20)$$

k : nombre de niveaux de différences de contraintes $\Delta\sigma_i$

Sur la base d'essais, Miner [13.28] a trouvé que la rupture par fatigue se produisait lorsque la somme totale D_{tot} des dommages partiels atteignait une valeur proche de 1.0 (suivant les applications, cette valeur peut en réalité avoir une grande dispersion, comprise entre environ 0.60 et 1.5; elle s'est toutefois généralisée dans beaucoup d'applications ainsi que dans les normes):

$$D_{tot} = 1.0 \quad (13.21)$$

Remarquons que la valeur de $D_{tot} = 1.0$ signifie que la durée de vie est atteinte. Il est donc important de rester en dessous de cette valeur limite lors du dimensionnement d'un détail de construction sollicité par des charges de fatigue ($D_{tot} \leq 1.0$). Remarquons également que cette théorie de cumul des dommages ne tient pas compte de l'ordre des cycles dans l'historique des contraintes.

L'usage de (13.21) s'est révélé suffisamment fiable pour être utilisé de façon générale pour les éléments soudés de ponts et de ponts roulants. On sera toutefois prudent quant à son application à d'autres structures, notamment celles soumises à des surcharges occasionnelles (en anglais *overloads*, sollicitations nettement plus élevées que les sollicitations habituelles) telles que les plates-formes pétrolières ou les avions.

13.5.2 Cumul des dommages pour un histogramme de différences de contraintes

La figure 13.24 représente l'histogramme des différences de contraintes $\Delta\sigma_i$ de la figure 13.22 superposé à la courbe de résistance à la fatigue de la figure 13.23, ceci dans le but de calculer les dommages cumulés des différents niveaux de différences de contraintes $\Delta\sigma_i$. L'histogramme est tourné de 90° et sa forme est déformée à cause de la transformation logarithmique de l'axe des $\Delta\sigma$. On remarque également qu'une partie des différences de contraintes $\Delta\sigma_i$ se situe en dessous de la limite de fatigue $\Delta\sigma_D$. Il se pose alors la question de l'effet de cette limite de fatigue sur le calcul des dommages. Trois différentes approches de cette question sont examinées ci-après.

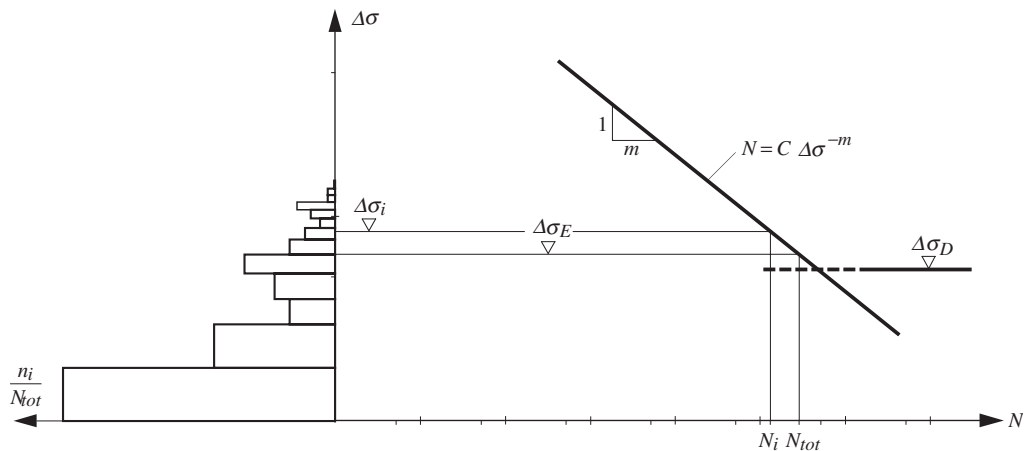


Fig. 13.24 Histogramme de différences de contraintes et courbe de résistance à la fatigue pour le calcul des dommages.

Sans considération de la limite de fatigue

La première approche ignore la présence de la limite de fatigue en utilisant la courbe définie par (13.2) sur l'ensemble du domaine $\Delta\sigma$ - N . Autrement dit, toutes les différences de contraintes $\Delta\sigma_i$ sont comptabilisées dans le calcul des dommages, ce qui représente une approche conservatrice dans laquelle on sous-estime la durée de vie.

En utilisant dans (13.20) l'expression du dommage partiel (13.19b) ainsi que la relation (13.2) appliquée à N_i , le dommage total D_{tot} dû à l'ensemble des niveaux de différences de contraintes $\Delta\sigma_i$ de l'histogramme peut s'écrire ainsi :

$$D_{tot} = \sum_{i=1}^k n_i d_i = \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i} = \sum_{i=1}^k \left(\frac{n_i}{C \Delta \sigma_i^{-m}} \right) \quad (13.22)$$

Afin de pouvoir simplifier la vérification de la sécurité à la fatigue, il est pratique de disposer d'une différence de contraintes équivalente $\Delta \sigma_E$ qui représente l'effet de fatigue de l'ensemble des différents niveaux de différences de contraintes $\Delta \sigma_i$. En se basant sur le nombre total de cycles N_{tot} , le dommage total D_{tot} pour cette différence de contraintes équivalente $\Delta \sigma_E$ peut être exprimé, en analogie avec (13.22), par la relation suivante :

$$D_{tot} = \frac{N_{tot}}{C \Delta \sigma_E^{-m}} \quad (13.23)$$

N_{tot} : nombre total de cycles ($N_{tot} = \sum_{i=1}^k n_i$)

$\Delta \sigma_E$: différence de contraintes équivalente

En comparant (13.22) et (13.23) avec la condition que le dommage total D_{tot} soit identique dans les deux cas (ce qui doit être le cas car les deux expressions sont basées sur la même courbe de la figure 13.24), il est possible d'exprimer explicitement cette différence de contraintes équivalente $\Delta \sigma_E$:

$$\Delta \sigma_E = \left(\sum_{i=1}^k \Delta \sigma_i^m \frac{n_i}{N_{tot}} \right)^{1/m} = \left(\frac{1}{N_{tot}} \sum_{i=1}^k \Delta \sigma_i^m n_i \right)^{1/m} \quad (13.24)$$

La valeur de $\Delta \sigma_E$ exprime en quelque sorte une moyenne pondérée des différences de contraintes $\Delta \sigma_i$, où la pondération se fait avec l'exposant m représentant la pente de la courbe de résistance. Autrement dit, un cycle de différence de contraintes $\Delta \sigma_i$, dont la valeur est le double d'un autre, intervient avec un poids huit fois plus grand (pour $m = 3$) dans la valeur de la différence de contraintes équivalente $\Delta \sigma_E$. Remarquons d'ores et déjà que l'utilisation de la différence de contraintes équivalente $\Delta \sigma_E$ est pratique dans le cas où les courbes de résistance à la fatigue sont parallèles (sect. 13.6), ce qui simplifie beaucoup la vérification de la sécurité à la fatigue (sect. 13.7).

Avec la limite de fatigue

La deuxième approche possible tient compte du fait que les différences de contraintes $\Delta \sigma_i$ plus petites que la limite de fatigue permettent théoriquement une durée de vie infinie. Il faut toutefois prendre garde au fait que cette observation a été faite lors d'essais à amplitude constante. Une application aux amplitudes variables n'est possible que dans le cas où *toutes* les différences de contraintes de l'histogramme sont en dessous de la limite de fatigue. Dans ce cas particulier seulement, une durée de vie tendant vers l'infini ($> 10^8$ cycles) peut être obtenue. Ceci est important pour certains éléments de machines ou de véhicules de transport qui ont à supporter un très grand nombre de cycles.

Examinons maintenant un histogramme dont une partie des différences de contraintes $\Delta \sigma_i$ se situe en dessus de la limite de fatigue $\Delta \sigma_D$, et l'autre partie en dessous (fig. 13.25). Si le cumul des dommages des différences de contraintes supérieures à la limite de fatigue peut s'effectuer avec (13.22), il n'en est

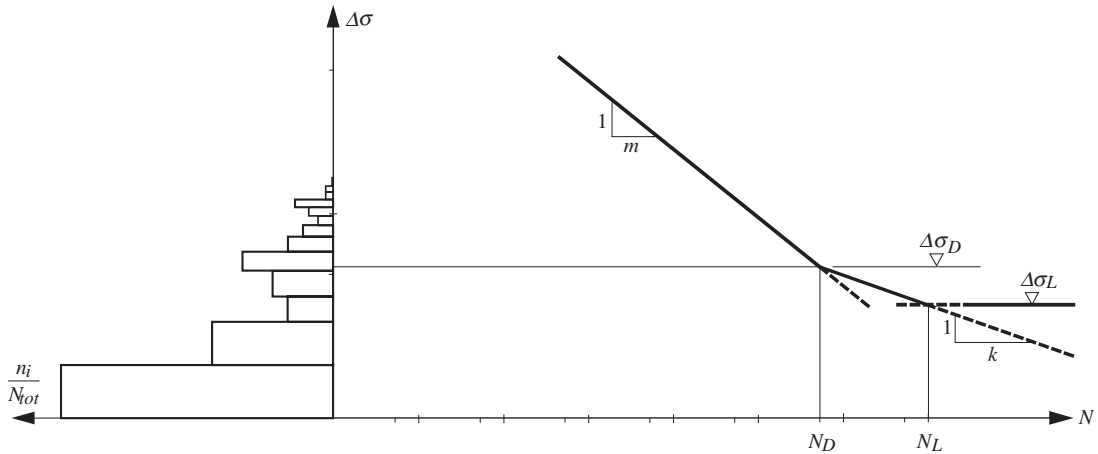


Fig. 13.25 Effet des $\Delta\sigma_i$ en dessous des limites de fatigue $\Delta\sigma_D$ et de troncature $\Delta\sigma_L$.

pas de même pour les différences de contraintes inférieures à la limite de fatigue. La théorie de la mécanique de la rupture permet pour celles-ci de dire qu'elles ne contribuent pas à la propagation de la fissure aussi longtemps que la valeur de leur différence de facteurs d'intensité de contrainte ΔK_i (13.10) reste inférieure à la valeur du seuil de propagation ΔK_{th} .

Rappelons que la différence de facteurs d'intensité de contrainte tient compte à la fois de la différence de contraintes $\Delta\sigma$ et de la dimension a de la fissure; c'est ainsi qu'une fissure ne propage pas lorsque, pour une différence de contrainte $\Delta\sigma_i$, la valeur de ΔK_i est inférieure à ΔK_{th} . Une fois que la fissure a atteint une certaine dimension, cette même différence de contraintes va contribuer à sa propagation. On ne peut par conséquent pas négliger complètement la partie de l'histogramme située en dessous de la limite de fatigue, car elle contribue au cumul des dommages lorsque la fissure devient grande. Pour éviter de devoir effectuer un calcul du taux de propagation à l'aide de la mécanique de la rupture, on utilise une courbe de résistance, ayant une pente k différente de la pente m de la courbe de Wöhler ($k = 2m - 1$ [13.29] ou $k = m + 2$ [13.30], ce qui donne, pour $m = 3$, une même valeur de $k = 5$), pour le cumul des dommages des différences de contraintes $\Delta\sigma_i$ situées en dessous de la limite de fatigue.

L'expression de la différence de contraintes équivalente $\Delta\sigma_E$ tenant compte de la contribution des deux parties de l'histogramme, l'une se situant en dessus de la limite de fatigue $\Delta\sigma_D$ et l'autre en dessous, devient plus complexe. De plus, afin de tenir compte du fait que les toutes petites valeurs de différences de contraintes $\Delta\sigma_i$ ne contribuent pas à la propagation de la fissure, une **limite de troncature** $\Delta\sigma_L$ est introduite. Pour certaines applications, notamment pour les ponts, toutes les différences de contraintes $\Delta\sigma_i$ inférieures à la limite de troncature peuvent alors être négligées pour le calcul du cumul des dommages. La limite de troncature est souvent fixée à $N_L = 10^8$ cycles, ce qui donne $\Delta\sigma_L \approx 0.55 \Delta\sigma_D$ dans le cas où N_D est admis égal à $5 \cdot 10^6$ cycles (avec une pente $k = 5$).

Il est important de répéter que la partie de la courbe de résistance à la fatigue de la figure 13.25 située en dessous de la limite de fatigue est *fictive*, et qu'elle ne représente pas directement un comportement physique. Elle a été adoptée afin de faciliter le calcul du cumul des dommages, notamment pour pouvoir utiliser la même hypothèse (13.19), relative au dommage d_i créé par une différence de contraintes $\Delta\sigma_i$, que pour les niveaux de différences de contraintes supérieurs à la limite de fatigue.

Avec la mécanique de la rupture

La troisième approche possible consiste à utiliser la théorie de la mécanique de la rupture (sect. 13.3). L'histogramme des différences de contraintes $\Delta\sigma_i$ est alors transformé en un histogramme des différences de facteurs d'intensité de contrainte ΔK_i à l'aide de (13.10), ce qui permet de calculer avec (13.11) le taux de propagation da/dN pour chaque dimension a de fissure. Comme cette dimension augmente avec chaque cycle, tout l'histogramme ainsi que sa position par rapport à la courbe (13.11) de la figure 13.10 changent constamment. La durée de vie doit par conséquent être déterminée à l'aide d'une intégration numérique de la propagation de la fissure.

13.6 Courbes de résistance à la fatigue normalisées

13.6.1 Principes des courbes de résistance

Il a été vu au paragraphe 13.2.2 que l'analyse statistique des résultats d'essais pour un détail de construction donné permettait la définition de sa courbe de résistance (fig. 13.3). Un important programme d'essais comprenant différents détails de construction soudés [13.31] [13.32] a révélé que les courbes de résistance des divers détails de construction sont plus ou moins parallèles. Cette observation peut être expliquée avec l'équation de la courbe (13.14) obtenue à l'aide de la théorie de la mécanique de la rupture. En effet, comme l'exposant n ne varie guère pour les aciers de construction couramment utilisés, les courbes $\Delta\sigma-N$ deviennent des droites parallèles dans une représentation utilisant une échelle logarithmique pour chacun des axes. La résistance est alors définie par la seule constante \bar{C} (13.15), qui est propre au détail de construction.

Le nombre de détails de construction possibles étant très grand, il en résulte également un grand nombre de courbes de résistance. Cette multitude de courbes ne serait évidemment pas pratique pour le dimensionnement. Plusieurs solutions pour diminuer ce nombre ont été développées, les deux principales étant présentées ci-après.

Courbes en différence de contrainte nominale

Il a été proposé [13.1] de définir d'abord une série de courbes normalisées (fig. 13.26) par rapport à la différence de contrainte dans une section éloignée de toute perturbation due au détail de construction et de classer ensuite chaque détail de construction dans cette grille de courbes. Ces courbes (qui se présentent sous forme de droites en utilisant une échelle logarithmique pour chacun des axes) sont parallèles, équidistantes, et ont une pente $m = 3$. La distance verticale (à l'échelle logarithmique) entre les courbes a été fixée à un 20° d'une décade de l'échelle de l'ordonnée.

Chaque courbe de résistance est ainsi définie par sa valeur de référence $\Delta\sigma_C$ (en N/mm^2) à $2 \cdot 10^6$ cycles. La valeur de $\Delta\sigma_C$ de la courbe de base est fixée à 100 N/mm^2 , tandis que la limite de fatigue $\Delta\sigma_D$ est placée d'une façon conventionnelle à $5 \cdot 10^6$ cycles, ce qui représente environ 74% de $\Delta\sigma_C$. Ceci ne correspond pas exactement aux résultats d'essais, pour lesquels on a observé des valeurs de limites de fatigue comprises entre $2 \cdot 10^6$ cycles (pour les meilleurs détails) et $8 \cdot 10^6$ cycles (pour les détails les plus défavorables). Cette simplification apporte toutefois de grands avantages pour le dimensionnement à la fatigue présenté à la section 13.7.

La grille de courbes ainsi définie sert au classement des divers détails de construction. Elle peut de plus être utilisée pour le calcul du cumul des dommages développé dans la section précédente. Il

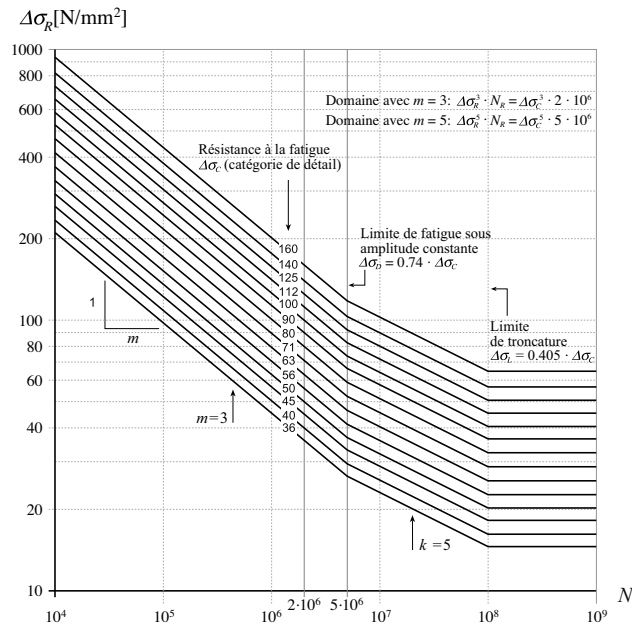


Fig. 13.26 Courbes de résistance à la fatigue normalisées.

convient de préciser que la distance verticale entre les courbes correspond à une différence de résistance à la fatigue de l'ordre de 12 %, ce qui est suffisamment précis pour le dimensionnement, notamment par rapport à la précision possible du calcul des contraintes nominales dues aux charges d'exploitation dans les différentes sections d'une structure.

Les courbes de résistance à la fatigue normalisées des éléments en *aluminium* sont données dans [13.4] ainsi que dans l'Eurocode 9, partie 1-3. Pour l'Eurocode, elles sont identiques dans leur principe aux courbes de la figure 13.26 : la valeur de référence $\Delta\sigma_C$ est fixée à $2 \cdot 10^6$ cycles, la limite de fatigue $\Delta\sigma_D$ à $5 \cdot 10^6$ cycles et la limite de troncature $\Delta\sigma_L$ à 10^8 cycles. Les pentes m et k sont en revanche différentes ; pour le matériau de base $m = k = 7.00$, tandis que $m = k = 4$ pour les assemblages boulonnés et que m varie entre 3.4 et 7 (avec $k = m + 2$) pour les différents types de détails soudés. Pour les détails non soudés, une augmentation de la classe de détail est possible pour $R = \sigma_{min} / \sigma_{max} < +0.5$.

Courbes en différence de contrainte au point chaud

La détermination de la contrainte nominale n'est parfois pas possible lorsque le champ des contraintes près du détail est complexe et fonction de nombreux paramètres. C'est le cas par exemple dans les nœuds de structures tubulaires. Pour ces derniers, la contrainte (et sa différence) représentative pour le comportement à la fatigue s'appelle la contrainte au point chaud. Elle est définie comme la contrainte à l'endroit de fissuration, en général le pied du cordon de soudure, en tenant compte de la géométrie et du chargement du détail, mais en excluant les effets locaux, tels que la forme et les anomalies de la soudure. Il s'agit d'une valeur extrapolée, soit à partir de mesures, soit à partir de calculs réalisés à l'aide de modèles MEF. La méthode d'extrapolation peut être trouvée dans la littérature spécialisée [13.4] [13.38]. Les effets locaux restent inclus dans les courbes de résistance à la fatigue et il y a donc une courbe pour chaque type de soudure. L'Eurocode 3, partie 1-9, propose dans son annexe B plusieurs

courbes de fatigue en différence de contrainte au point chaud. Ce sont principalement les assemblages dans l'industrie mécanique ainsi que les nœuds de structures tubulaires [13.38] soumis à la fatigue qui sont dimensionnés en utilisant cette méthode [13.38].

Exemple 13.5 Cumul des dommages

Soit la section de la poutre composée à âme pleine utilisées dans les exemples 13.1, 13.2 et 13.4, dont la géométrie est donnée aux figures 13.8, 13.11 et 13.19. Selon la norme SIA 263, tableau 22, la soudure longitudinale réalisée par deux cordons d'angle correspond à une classe de détail $\Delta\sigma_C = 112 \text{ N/mm}^2$, si la soudure est exécutée par soudage automatique avec des arrêts et des reprises de soudure.

A l'aide d'un cumul des dommages, vérifier si ce détail peut atteindre la durée de vie prévue par l'histogramme de contrainte de la figure 13.27, en tenant compte ou non de la limite de fatigue.

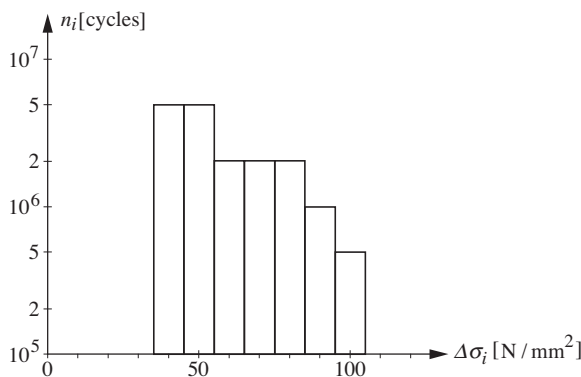


Fig. 13.27 Histogramme de différences de contraintes.

Sans tenir compte de la limite de fatigue

Le cumul des dommages peut se faire sur la base de la relation (13.22):

$$D_{tot} = \sum_{i=1}^k n_i d_i = \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i} = \sum_{i=1}^k \left(\frac{n_i}{C \Delta\sigma_i^{-m}} \right)$$

dans laquelle le nombre N_i de cycles jusqu'à la ruine pour un niveau de différence de contraintes $\Delta\sigma_i$ peut être établi avec (13.2):

$$N_i = C \Delta\sigma_i^{-m}$$

La valeur de la constante C peut quant à elle être établie pour le détail de construction à partir de la relation ci-dessus, avec $\gamma_{Mf} = 1.0$: $\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_C / \gamma_{Mf} = 112 \text{ N/mm}^2$ et $N_i = N_C = 2 \cdot 10^6$ cycles:

$$C = N_C \Delta\sigma_C^m = 2 \cdot 10^6 \cdot (112)^3 = 2.81 \cdot 10^{12} \text{ (cycles)} \cdot (\text{N/mm}^2)^3$$

Les résultats des calculs à faire pour estimer le dommage partiel dû à chacun des n_i cycles des différences de contraintes $\Delta\sigma_i$ représenté dans l'histogramme de la figure 13.27 sont regroupés dans le tableau 13.28. La somme de l'ensemble des dommages partiels permet d'établir un dommage total $D_{tot} = 1.536$ supérieur à 1.0, ce qui signifie que le détail étudié ne peut pas atteindre la durée de vie prévue par l'histogramme de différences de contraintes examiné.

Tableau 13.28 Cumul des dommages sans tenir compte de la limite de fatigue.

$\Delta\sigma_i$ [N/mm ²]	n_i	m	N_i	n_i/N_i
40	$5 \cdot 10^6$	3	$4.39 \cdot 10^7$	0.114
50	$5 \cdot 10^6$	3	$2.25 \cdot 10^7$	0.222
60	$2 \cdot 10^6$	3	$1.30 \cdot 10^7$	0.154
70	$2 \cdot 10^6$	3	$8.19 \cdot 10^6$	0.244
80	$2 \cdot 10^6$	3	$5.49 \cdot 10^6$	0.364
90	$1 \cdot 10^6$	3	$3.85 \cdot 10^6$	0.259
100	$5 \cdot 10^5$	3	$2.81 \cdot 10^6$	0.178
$D_{tot} = \sum n_i/N_i = 1.535$				

En tenant compte de la limite de fatigue

Selon les indications contenues respectivement dans les paragraphes 13.7.2 et 13.5.2, les limites de fatigue et de troncature valent respectivement :

$$\Delta\sigma_D \approx 0.74 \cdot \Delta\sigma_C = 0.74 \cdot 112 \text{ N/mm}^2 = 83 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma_L \approx 0.405 \cdot \Delta\sigma_C = 0.405 \cdot 112 \text{ N/mm}^2 = 46 \text{ N/mm}^2$$

Le cumul des dommages peut se faire sur le même principe que précédemment, sauf qu'il s'agit de distinguer la valeur de la constante C pour la partie de la courbe située en dessus de la limite de fatigue, pour laquelle la valeur $C = 2.81 \cdot 10^{12}$ calculée ci-dessus reste valable, de celle de la partie de la courbe située entre les limites de fatigue et de troncature, où :

$$C = N_D \Delta\sigma_D^k = 5 \cdot 10^6 \text{ cycles} \cdot (83 \text{ N/mm}^2)^5 = 1.97 \cdot 10^{16}$$

De plus, on ignore toutes les différences de contraintes $\Delta\sigma_i$ qui se situent en dessous de la limite de troncature $\Delta\sigma_L$.

Le tableau 13.29 regroupe les résultats du calcul du cumul des dommages en tenant compte de la limite de fatigue. Si le dommage total $D_{tot} = 1.099$ ainsi obtenu est plus petit que celui établi en ne tenant pas compte de la limite de fatigue, on constate que le détail examiné n'est tout de même pas capable de supporter l'histogramme de différences de contraintes examiné ($D_{tot} > 1.0$), même en tenant compte de la limite de fatigue.

Tableau 13.29 Cumul des dommages en considérant la limite de fatigue.

$\Delta\sigma_i$ [N/mm ²]	n_i	k, m	C	N_i	n_i/N_i
40	$5 \cdot 10^6$	—	—	—	—
50	$5 \cdot 10^6$	5	$1.97 \cdot 10^{16}$	$6.30 \cdot 10^7$	0.079
60	$2 \cdot 10^6$	5	$1.97 \cdot 10^{16}$	$2.53 \cdot 10^7$	0.079
70	$2 \cdot 10^6$	5	$1.97 \cdot 10^{16}$	$1.17 \cdot 10^7$	0.171
80	$2 \cdot 10^6$	5	$1.97 \cdot 10^{16}$	$6.01 \cdot 10^6$	0.333
90	$1 \cdot 10^6$	3	$2.81 \cdot 10^{12}$	$3.85 \cdot 10^6$	0.259
100	$5 \cdot 10^5$	3	$2.81 \cdot 10^{12}$	$2.81 \cdot 10^6$	0.178
$D_{tot} = \sum n_i/N_i = 1.099$					

Afin que le détail de construction examiné puisse atteindre la durée de vie prévue par l'histogramme de contrainte examiné, il faudrait soit diminuer les contraintes par l'emploi de sections plus importantes, soit augmenter la résistance à la fatigue du détail. Pour cette dernière solution, il existe deux possibilités :

- exécuter les cordons d'angles par un soudage automatique pour lequel on devrait assurer qu'il n'y a pas d'arrêts ni de reprises de soudure dans la section critique (ceci augmenterait la valeur de $\Delta\sigma_C$ de 112 à 125 N/mm²);
- utiliser un profilé laminé en lieu et place d'une section composée à âme pleine (la valeur de $\Delta\sigma_C$ serait alors égale à 160 N/mm², qui est la meilleure classe possible selon la norme SIA 263).

13.6.2 Classement des détails de construction

Les détails de construction courants sont présentés dans les normes à l'aide de croquis. Chaque détail est classé dans la catégorie correspondant à sa valeur de résistance à la fatigue à $2 \cdot 10^6$ cycles; celle-ci correspond à une valeur ayant une certaine probabilité de survie (environ 95 %) établie en tenant compte du nombre d'essais effectués (§ 13.2.2). Pour classer le détail, on compare ensuite cette valeur de résistance aux valeurs de référence $\Delta\sigma_C$ définies à la figure 13.26. Les différents détails de construction sont répertoriés dans plusieurs tableaux selon des critères de construction et de transmission de forces. Dans la norme SIA 263, ces tableaux sont les suivants :

- Tableau 21 : détails de construction non soudés;
- Tableau 22 : éléments porteurs avec soudures longitudinales;
- Tableau 23 : joints transversaux avec soudures complètement pénétrées;
- Tableau 24 : détails de construction avec éléments rapportés;
- Tableau 25 : assemblages soudés.

L'Eurocode 3, partie 1-9 (§ 8) comprend, en plus cinq tableaux cités précédemment, des tableaux relatifs aux sections creuses et à leurs assemblages, aux raidisseurs en auget et ouverts des dalles orthotropes ainsi qu'aux liaisons âme-semelle supérieure dans les poutres de roulement.

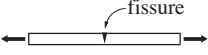
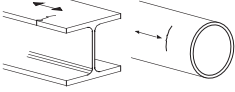

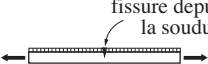
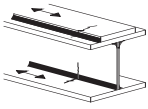

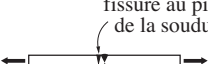
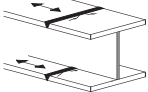
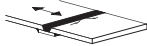
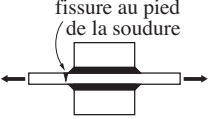
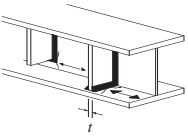
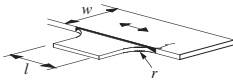
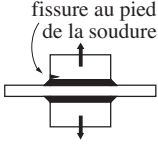
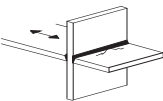
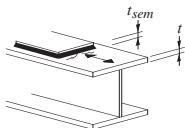
Le tableau 13.30 illustre cette classification en donnant quelques exemples tirés des tableaux de la norme SIA 263. Dans les croquis, la flèche indique la position et la direction des contraintes pour lesquelles le calcul doit être effectué. En règle générale, la fissure se produit perpendiculairement à la direction de la contrainte principale la plus grande, sauf dans les cas de cisaillement pur.

Le classement d'un détail de construction donné dans la catégorie correspondante sous-entend que les exigences mentionnées dans le tableau soient remplies, en particulier celles relatives à la géométrie (forme, épaisseur, distance au bord, etc.), au procédé de fabrication (soudure manuelle, automatique, avec liste de soudage, etc.) ainsi qu'à la classe de qualité des cordons de soudure. Cette dernière condition comprend également le contrôle des soudures selon les exigences d'assurance de qualité (§ 13.6.4). La catégorie de détail prend en considération la concentration de contrainte, la dimension et la forme de l'anomalie de soudure maximale acceptable, la direction de la contrainte appliquée, les contraintes résiduelles, la forme de la fissure de fatigue, et, dans certains cas, le procédé de soudage et le traitement d'amélioration requis.

Précisons encore que les références [13.33] [13.34] contiennent des indications concernant le classement des *rivets* et de certains détails de construction rivetés.

Le principe du classement des détails de construction en *aluminium* est similaire à celui des détails en acier. Dans l'Eurocode 9, partie 1-3, ainsi que dans [13.3] et [13.4], un grand nombre de détails identiques à ceux réalisés en acier ou spécifiques à l'aluminium sont attribués à différentes catégories.

Tableau 13.30 Exemples de détails de construction et leur classification (entre parenthèses : $\Delta\sigma_C$ [N/mm²]).

Type de détail	Exemples	
Détails non soudés 	 Profilés laminés (160)	 Tôles oxycoupées (125)
Soudures longitudinales 	 Soudure continue (100 à 125)	 Soudure discontinue (80)
Joints transversaux 	 Soudure non meulée (90) Soudure meulée (112)	 Soudure avec liste de soudage (50 à 71)
Éléments rapportés 	 Soudure transversale (71 à 80)	 Soudure longitudinale (45 à 90)
Assemblages soudés 	 Assemblage cruciforme (36 à 71)	 Semelle de renfort (36 à 50)

13.6.3 Choix des détails de construction

Il est important de relever que le calcul de la résistance à la fatigue devrait uniquement servir de vérification et n'entraîner que des modifications mineures de la conception initiale. Cette dernière doit être effectuée avec soin, notamment en choisissant des détails de construction ayant une résistance à la fatigue adéquate, ce qui est primordial pour la durée de vie. Afin de choisir un « bon » détail de construction,

il est important de se souvenir des paramètres ayant une influence prépondérante sur la durée de vie (§ 13.2.1 et 13.3.4). Outre la différence de contraintes $\Delta\sigma$ appliquée, il faut considérer les points suivants :

- Le flux des contraintes doit être le plus continu possible afin de minimiser les concentrations de contrainte (K_t dans (13.16)). Ce flux peut par exemple être perturbé par des éléments rapportés (raidisseur, attache, gousset, semelle de renfort, etc. (tab. 13.30)). La concentration de contrainte est moins grande lorsque la transition entre les différentes pièces est arrondie.
- La dimension des anomalies doit être la plus petite possible, car la durée de vie est fortement influencée par la dimension de la fissure initiale a_0 (§ 13.3.4). Dans ce contexte, la transmission d'une force à travers des cordons d'angle ou des soudures à pénétration partielle est perturbée par le manque de pénétration, qui peut être assimilé à une fissure. De tels détails, dont la durée de vie est très courte, sont par conséquent classés avec une résistance à la fatigue très faible ; ils sont à déconseiller.
- Le procédé de soudage introduit des contraintes résiduelles, notamment des contraintes résiduelles de traction dans la région des soudures (§ 7.3.3). La fissure va donc subir la totalité de la différence de contraintes $\Delta\sigma$ appliquée, même si une partie du cycle est en compression (fig. 13.2).
- Des traitements d'amélioration peuvent être appliqués afin d'introduire des contraintes résiduelles de compression. Cela a pour effet de réduire la différence de contraintes $\Delta\sigma$ dans (13.10) ou (13.16), ce qui a pour conséquence d'augmenter sensiblement la résistance à la fatigue de certains détails de construction (§ 13.6.5).
- Les détails de construction doivent être conçus et fabriqués de manière à ce qu'il soit possible de réaliser le contrôle de fabrication (assurance de qualité), de faciliter le contrôle en service et de détecter les éventuelles fissures de fatigue avant qu'un effondrement catastrophique de l'ensemble de la structure ne se produise.

Il est également important de se méfier de la fissuration provoquée par des contraintes dues à des déformations imposées. Ces déformations sont de deux types : celles qui sont généralement négligées dans un calcul statique (nœuds de poutres à treillis admis articulés, assemblages semi-rigides admis articulés, etc.) et celles qui sont dues à des déplacements différentiels (entre deux poutres-maîtresses, entre une entretoise et une poutre-maîtresse, déformations hors plan de l'âme, etc.). Les contraintes dues aux efforts intérieurs hyperstatiques dans les poutres à treillis sont par ailleurs à superposer aux contraintes provenant du calcul fait avec l'hypothèse de nœuds articulés.

13.6.4 Assurance de qualité

Comme il a été mentionné au paragraphe précédent, le classement de chaque détail implique certaines conditions de préparation, d'exécution et de contrôle des pièces. Les cordons de soudure situés dans des détails de construction soumis à des sollicitations variables répétées, dues à des charges de fatigue, doivent satisfaire à la classe de qualité B (§ 7.2.4) définie par la norme SIA 263, sauf dans le cas de certaines exceptions pour lesquelles la classe inférieure C est admise.

D'une façon générale, la classe de qualité définit les exigences de qualité des soudures. Elle a une influence sur les mesures à prendre lors du soudage (préchauffage, position de soudure, etc.), sur le type et l'étendue des contrôles à effectuer (§ 7.3.5), sur les tolérances à respecter concernant le nombre et la taille des anomalies externes ou internes [13.35] [13.37], ainsi que sur les coûts de fabrication. Dans ce contexte, il faut mettre en garde contre les réparations inconsidérées. En effet, la réparation de pièces

soudées demande une bonne connaissance du comportement à la fatigue, faute de quoi la situation risque d'être aggravée !

Il est par ailleurs indispensable de procéder à une surveillance étroite de la fabrication, de l'exécution et du montage des éléments soumis à des charges de fatigue. Tout changement par rapport aux plans doit être soumis au responsable du projet. Cela concerne également les différentes attaches prévues pour aider au montage, notamment lorsque celles-ci sont soudées aux éléments structuraux. Il est important de préciser que même si ces «aides de montage» sont finalement enlevées et que l'endroit de l'attache est meulé, il est nécessaire de tenir compte de la présence de contraintes résiduelles de traction et d'éventuelles amorces de fissures créées par les soudures provisoires.

13.6.5 Traitements d'amélioration

Il a déjà été vu au paragraphe 7.3.4 que les soudures contiennent des anomalies externes (sur-épaisseur, sous-épaisseur, caniveaux, décalage des bords) ou internes (fissures, défauts de collage, manque de pénétration, inclusions et pores) qui constituent des fissures initiales et/ou créent des concentrations de contrainte. Ces anomalies se situent dans des zones de discontinuités géométriques créées par les changements de section dans un détail soudé. L'ensemble de ces effets se produit en général dans la zone influencée thermiquement par la soudure, dans laquelle des contraintes résiduelles, souvent de traction, sont présentes (§ 7.3.3). Les pieds des cordons de soudure constituent un endroit particulièrement sensible à ces concentrations de contrainte et à ces contraintes résiduelles.

Les traitements d'amélioration (ou méthodes de parachèvement) ont pour but de réduire les effets néfastes des concentrations de contrainte et des contraintes résiduelles de traction pour améliorer la résistance à la fatigue des détails de construction. Des exemples usuels d'amélioration sont cités dans le tableau 13.30, sans être mentionnés en tant que tels. La résistance d'un joint bout à bout passe par exemple de 90 à 112 N/mm² lorsqu'il est meulé (on supprime ainsi l'effet d'entaille du caniveau), et la résistance d'une soudure longitudinale augmente de 80 à 100 N/mm² lorsque la discontinuité de la soudure est supprimée (il n'y a ainsi plus de concentration de contrainte à chaque extrémité de petit tronçon de soudure). Une augmentation supplémentaire peut être obtenue par des soudages automatiques, qui permettent de réduire le nombre de discontinuités dues aux arrêts de soudage.

Il existe par ailleurs des traitements d'amélioration pouvant être appliqués spécifiquement au pied des cordons de soudure utilisés pour fixer par exemple des attaches, des raidisseurs ou des goussets (tab. 13.30). On distingue deux groupes de traitements :

- Le premier groupe comprend les méthodes destinées à améliorer la forme géométrique, en enlevant en même temps, dans la mesure du possible, les anomalies situées au pied du cordon de soudure. Le meulage et le fraisage sont actuellement les méthodes les plus couramment employées, même s'il semble qu'elles ne conduisent pas à de grandes améliorations. D'autres techniques telles que la refusion TIG ou Plasma, qui consistent en une refonte des zones critiques, sont en général plus efficaces.
- Le second groupe de traitements a pour but d'introduire des contraintes résiduelles de compression, à la place de celles de traction, aux endroits contenant les anomalies de soudure. De telles contraintes résiduelles sont dues à la plastification locale créée par martelage à l'aide d'un burin, d'aiguilles ou par grenailage, le martelage avec un burin étant le plus efficace [13.36]. Ce sont les contraintes résiduelles de compression qui ont pour effet de garder la fissure fermée pour tout ou partie du cycle de différence de contraintes $\Delta\sigma$ appliqué. Seule une partie réduite

de la différence de contraintes contribue à la propagation de fissure, ce qui peut augmenter parfois sensiblement la durée de vie (jusqu'à 5 à 10 fois pour le martelage avec un burin).

Les trous de boulons dans les éléments en aluminium peuvent être soumis à une expansion à froid afin d'augmenter leur résistance à la fatigue.

On peut dire d'une manière générale que le second groupe de traitements est plus efficace que le premier, que son efficacité augmente s'il est effectué in situ (la structure étant déjà soumise à son poids propre) et que les traitements d'amélioration sont plus efficaces pour des détails de construction ayant une faible résistance à la fatigue. Il est cependant nécessaire de mentionner qu'il est actuellement encore difficile de contrôler la qualité des traitements d'amélioration appliqués. Une fois le détail amélioré, il est important de vérifier lequel des détails attenants devient à son tour déterminant. Précisons encore une fois qu'aucun traitement d'amélioration ne peut remplacer la réflexion nécessaire au début du projet pour concevoir des détails de construction ayant une bonne résistance à la fatigue.

13.7 Vérification de la sécurité à la fatigue

13.7.1 Principes

Il est particulièrement important de souligner qu'une bonne conception des détails de construction sollicités à la fatigue doit être faite en tenant compte des différents paramètres pouvant avoir une influence sur leur résistance à la fatigue (§ 13.2.1). Rappelons que tout changement abrupt de géométrie ainsi que les assemblages difficiles à exécuter, donc à contrôler, sont à éviter (§ 13.6.3).

La vérification de la sécurité à la fatigue, qui est à faire en complément à la vérification de la sécurité structurale, est analogue à cette dernière. Elle a cependant la particularité de ne pas devoir être faite avec la valeur extrême de la charge variable (charge de trafic, par exemple), mais avec l'effet cumulé de l'ensemble des charges d'exploitation, en tenant compte de leur poids, de leur géométrie ainsi que de leur fréquence. La vérification de la sécurité à la fatigue consiste concrètement à montrer que l'effet de fatigue des charges d'exploitation ne compromet pas la sécurité structurale pendant la durée de service prévue. D'une façon générale, cette condition peut s'écrire de la façon suivante :

$$E_d \leq R_d = \frac{R_{fat}}{\gamma_{Mf}} \quad (13.25)$$

E_d : valeur de calcul des effets d'actions de fatigue (chargement défini en intensité et nombre de cycles)

R_d : valeur de calcul de la résistance ultime

R_{fat} : résistance à la fatigue

γ_{Mf} : facteur de résistance à la fatigue

Pour prendre en considération les incertitudes dans l'analyse à la fatigue d'une structure, les sollicitations de fatigue devraient être multipliées par un facteur de charge. Les charges de fatigue normalisées Q_{fat} définies par la norme SIA 260 contiennent cependant déjà un facteur de charge approprié, dans les Eurocodes par contre, apparaît un facteur de charge γ_{ff} qui est en général égal à l'unité. En conséquence, le facteur de charge est inclus dans les équations mais il n'a pas d'influence sur le résultat.

Les incertitudes relatives à la résistance à la fatigue sont quant à elles prises en compte par un facteur de résistance γ_{Mf} . La norme SIA 263 propose des valeurs entre 1.00 et 1.35 pour le facteur de résistance

à la fatigue γ_{Mf} , en fonction des possibilités d'accès pour des inspections et des interventions ainsi que selon la gravité des conséquences de la rupture d'un élément, en particulier si celle-ci entraîne la rupture de la structure en cas de fissure (c'est-à-dire de l'importance socio-économique de la structure et du nombre potentiel de victimes).

La relation (13.25) est en apparence assez simple, dans la mesure où elle est semblable à la forme de la vérification de la sécurité structurale (2.11) habituellement utilisée. Elle doit toutefois tenir compte du cumul des dommages, qui est fonction de la forme de la courbe de résistance à la fatigue du détail de construction considéré et qui dépend des sollicitations dues aux charges d'exploitation pendant la durée de service prévue (sect. 13.5). Les paragraphes suivants présentent différentes possibilités de formulations et de simplifications de (13.25), sans toutefois donner d'exemples numériques d'application, ceux-ci étant contenus dans les volumes 11 et 12 du TGC pour respectivement les ponts roulants et les ponts.

L'Eurocode 3, partie 1-9, traite de la vérification à la fatigue des structures en acier sur la base d'un principe similaire à celui exprimé par (13.25).

13.7.2 Vérification avec la limite de fatigue

Les essais de fatigue effectués pour des différences de contraintes aléatoires (sect. 13.5) ont démontré que la durée de vie d'un détail de construction tend vers l'infini lorsque toutes les différences de contraintes restent en dessous de la limite de fatigue $\Delta\sigma_D$. Cette observation peut être utilisée pour le dimensionnement en comparant la plus grande sollicitation de l'histogramme des différences de contraintes $\Delta\sigma_i$ à la résistance exprimée par la limite de fatigue. Cela permet d'écrire la relation générale (13.25) de la façon suivante :

$$\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{i,max} \leq \frac{\Delta\sigma_D}{\gamma_{Mf}} \quad (13.26)$$

- γ_{Ff} : facteur partiel de charge, afin de couvrir les incertitudes quant aux charges d'exploitation, en général égal à l'unité
 $\Delta\sigma_{i,max}$: différence de contraintes maximale de l'histogramme de différences de contraintes $\Delta\sigma_i$ dues aux charges d'exploitation
 $\Delta\sigma_D$: limite de fatigue du détail considéré (selon la figure 13.26, $\Delta\sigma_D = 0.74 \Delta\sigma_C$ pour $m = 3$)

Cette vérification conservatrice peut par exemple s'utiliser dans les cas suivants :

- si seule la limite de fatigue est connue (et non pas toute la courbe de résistance),
- si la durée de service n'est pas connue,
- si la forme de l'histogramme des différences de contraintes n'est pas connue,
- si l'on effectue un prédimensionnement rapide.

Il faut cependant se méfier, lors de l'utilisation de (13.26), d'une augmentation future des sollicitations qui pourrait provoquer des différences de contraintes supérieures à la limite de fatigue, donc une probable initiation et propagation de fissure.

13.7.3 Vérification avec le cumul des dommages

Le cumul des dommages (sect. 13.5) permet de tenir compte de l'histogramme des différences de contraintes $\Delta\sigma_i$ dues aux charges d'exploitation. Une procédure analytique simple n'est toutefois

possible qu'avec la courbe de résistance extrapolée vers le bas (fig. 13.24), ce qui constitue une estimation conservatrice de la durée de vie, donc de la sécurité à la fatigue. La différence de contraintes équivalente $\Delta\sigma_E$, définie selon (13.24) par le nombre total des cycles N_{tot} et par l'histogramme des différences de contraintes $\Delta\sigma_i$, peut alors être utilisée pour exprimer dans (13.25) la sollicitation de fatigue. La résistance à la fatigue est quant à elle définie par la courbe de résistance à la fatigue du détail considéré (fig. 13.26), avec une valeur de résistance $\Delta\sigma_R$ établie avec le nombre total de cycles N_{tot} (sans tenir compte de la limite la fatigue). La relation (13.25) prend alors la forme suivante :

$$\Delta\sigma_{Ed} \leq \frac{\Delta\sigma_R(N_{tot})}{\gamma_{Mf}} \quad (13.27)$$

$\Delta\sigma_{Ed}$: valeur de calcul de la différence de contraintes équivalente correspondant au nombre total de cycles N_{tot} (13.24)

$\Delta\sigma_R(N_{tot})$: résistance à la fatigue correspondant au nombre total de cycles N_{tot}

Afin d'éviter de devoir chercher la valeur de la résistance à la fatigue $\Delta\sigma_R$ dans les courbes de résistance pour chaque valeur de N_{tot} , il est plus pratique de pouvoir travailler directement avec la résistance à la fatigue $\Delta\sigma_C$ donnée dans les tableaux, fixée par convention à $2 \cdot 10^6$ cycles (§ 13.6.1). En appliquant (13.2) aux «couples» $(\Delta\sigma, N)$ valant respectivement $(\Delta\sigma_R(N_{tot}), N_{tot})$ et $(\Delta\sigma_C, 2 \cdot 10^6)$, on peut écrire :

$$N_{tot} = C [\Delta\sigma_R(N_{tot})]^{-m} \quad (13.28a)$$

$$2 \cdot 10^6 = C \Delta\sigma_C^{-m} \quad (13.28b)$$

En éliminant la constante C de (13.28), on en tire :

$$\Delta\sigma_R(N_{tot}) = \Delta\sigma_C \left(\frac{2 \cdot 10^6}{N_{tot}} \right)^{1/m} \quad (13.29)$$

relation qui, introduite dans (13.27), permet finalement d'exprimer la vérification de la sécurité à la fatigue avec le cumul des dommages de la façon suivante :

$$\left(\frac{N_{tot}}{2 \cdot 10^6} \right)^{1/m} \Delta\sigma_{Ed} = \Delta\sigma_{Ed2} \leq \frac{\Delta\sigma_C}{\gamma_{Mf}} \quad (13.30)$$

$\Delta\sigma_{Ed2}$: valeur de calcul de la différence de contraintes équivalente pour $2 \cdot 10^6$ cycles de contraintes

Il convient de souligner que (13.30) est identique à (13.27), mais étalonné à $2 \cdot 10^6$ cycles. Cela a l'avantage de permettre la lecture des valeurs de $\Delta\sigma_C$ directement dans les tableaux, sans qu'il soit nécessaire de passer par les courbes de résistance à la fatigue.

L'Eurocode 3, partie 1-9 (§ 8) utilise cette relation, mais en explicitant le facteur partiel de charge, pour la vérification de la sécurité à la fatigue avec la résistance à la fatigue à $2 \cdot 10^6$ cycles :

$$\gamma_{Ff} \Delta \sigma_{E,2} \leq \frac{\Delta \sigma_C}{\gamma_{Mf}} \quad (13.31)$$

- $\Delta \sigma_{E,2}$: étendue de contrainte équivalente pour $2 \cdot 10^6$ cycles
 $\Delta \sigma_C$: résistance à la fatigue pour $2 \cdot 10^6$ cycles de la catégorie de détail concernée
 γ_{Ff} : facteur partiel de charge, en général égal à l'unité

13.7.4 Vérification avec des facteurs de correction

La partie gauche de la figure 13.31 illustre les différents éléments qui interviennent dans la vérification de la sécurité à la fatigue avec le cumul des dommages :

- les charges d'exploitation, représentées par des modèles de trafic simplifiés,
- l'historique des contraintes correspondant,
- l'histogramme des différences de contraintes $\Delta \sigma_i$ qui en résulte,
- le calcul du cumul des dommages,
- la différence de contraintes équivalente $\Delta \sigma_E$ qui en résulte.

Cette démarche nécessite le calcul du cumul des dommages et l'utilisation des courbes de résistance à la fatigue (sect. 13.6). Elle est donc relativement compliquée, notamment en comparaison avec le calcul statique habituel, qui s'effectue en général à l'aide de modèles de charges simples.

La partie droite de la figure 13.31 montre qu'il est possible, en utilisant un modèle de charge propre à la vérification de la sécurité à la fatigue, d'obtenir une contrainte maximale σ_{max} et une contrainte minimale σ_{min} en plaçant ce modèle à chaque fois dans la position la plus défavorable. Toutefois, la différence de contraintes $\Delta \sigma(\Phi Q_{fat})$ due à ce modèle de la charge de fatigue (y compris l'effet du coefficient dynamique Φ) ne représente en rien l'effet de fatigue dû aux charges d'exploitation, mais elle a le grand mérite de pouvoir être facilement calculée. Pour obtenir la même valeur que la différence de contraintes équivalente $\Delta \sigma_E$ obtenue en tenant compte du cumul des dommages, il faut corriger la valeur de $\Delta \sigma(Q_{fat})$ avec un facteur de correction λ , de façon à obtenir :

$$\Delta \sigma_E = \lambda \Delta \sigma(Q_{fat}) \quad (13.32)$$

- $\Delta \sigma_E$: différence de contraintes équivalente due au modèle de trafic des charges d'exploitation
 λ : facteur de correction du dommage
 $\Delta \sigma(Q_{fat})$: différence de contraintes calculée avec le modèle de la charge de fatigue normalisée Q_{fat}
 (avec $Q_{fat} = \Phi \cdot Q_{k,i}$)
 Φ : coefficient dynamique

Le facteur de correction λ dépend du système statique, de l'emplacement du détail de construction, des charges d'exploitation, du volume de trafic, de la durée de service prévue ainsi que des courbes de résistance à la fatigue. Il peut être décomposé en plusieurs facteurs partiels de correction λ_i , donc $\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4$, afin de séparer l'influence de chacun des paramètres cités précédemment. Ces facteurs sont définis dans la norme SIA 263 qui met à disposition de l'ingénieur praticien les valeurs des facteurs de correction λ_i à appliquer aux cas standards de ponts-routes, de ponts-rails et de voies de roulement de ponts roulants. Le développement ayant permis d'établir les valeurs du facteur de correction λ est documenté en détail dans [13.21].

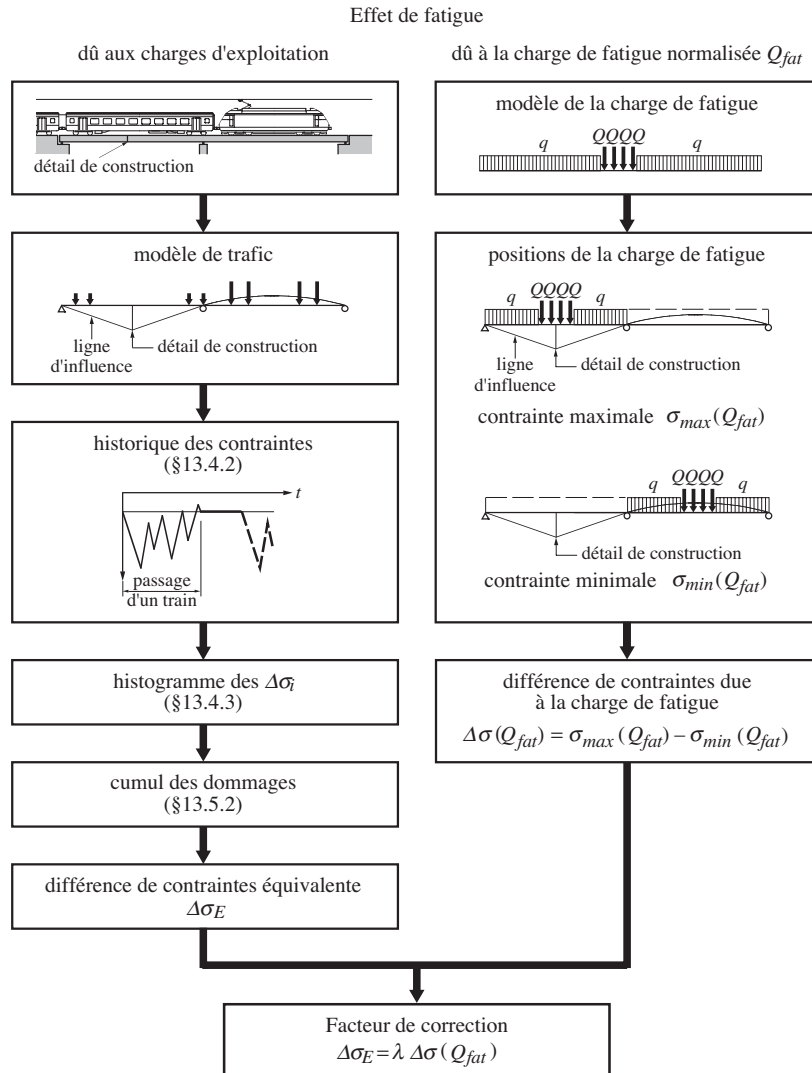


Fig. 13.31 Principe du développement du facteur de correction λ pour la vérification de la sécurité à la fatigue.

Précisons encore que les facteurs de correction contenus dans la norme SIA 263 ont été étalonnés pour que la vérification puisse être faite à $2 \cdot 10^6$ cycles, par analogie avec (13.30). La vérification de la sécurité à la fatigue avec les facteurs de correction peut ainsi se baser directement sur la valeur $\Delta\sigma_C$ correspondant à la catégorie du détail considéré:

$$\Delta\sigma_{Ed2} = \lambda \gamma_{Ff} \Delta\sigma(Q_{fat}) \leq \frac{\Delta\sigma_C}{\gamma_{Mf}} \quad (13.33)$$

L'avantage de cette formulation est sa simplicité, car l'ingénieur peut déterminer $\Delta\sigma(Q_{fat})$ avec un calcul statique habituel (fig. 13.31). Il est ensuite possible de vérifier (13.33) en utilisant directement la

valeur de la résistance à la fatigue donnée dans les tableaux en fonction du détail de construction examiné, sans être obligé d'utiliser les courbes de résistance.

L'Eurocode 3, partie 1-9 ne contient pas de vérification de la sécurité à la fatigue avec des facteurs de correction.

Références

- [13.1] CECM/TC6, *Recommandations pour la vérification à la fatigue des structures en acier*, CTICM Centre technique et industriel pour la construction métallique, Saint-Rémy-lès-Chevreuse, 1987 (CECM n° 43).
- [13.2] BROZZETTI, J., HIRT, M.A., *Concepts de dimensionnement à la fatigue des ouvrages métalliques selon les recommandations de la CECM*, Construction Métallique, Saint-Rémy-lès-Chevreuse, 1987 (n° 1, pp. 35-49).
- [13.3] ECCS/CECM, *European Recommendations for Aluminium Alloy Structures Fatigue Design*, European Convention for Constructional Steelwork/Convention européenne de la construction métallique, Bruxelles, 1992 (1^{re} éd.).
- [13.4] IIW/IIS, *Recommandations for Fatigue Design of Welded Joints and Components*, Paris, 2005.
- [13.5] BARTHELEMY, B., *Notions pratiques de mécanique de la rupture*, Editions Eyrolles, Paris, 1980.
- [13.6] RADAJ, D., *Ermüdungsfestigkeit*, Springer-Verlag, Berlin, 1995.
- [13.7] ASM Handbook, vol. 19, *Fatigue and Fracture*, USA, 1996.
- [13.8] BROEK, D., *Elementary Engineering Fracture Mechanics*, Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, 1986 (4th revised Edition).
- [13.9] BROEK, D., *The Practical Use of Fracture Mechanics*, Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, 1989 (2nd Edition).
- [13.10] ROOKE, D.P., CARTWRIGHT, D.J., *A Compendium of Stress Intensity Factors*, HMSO Her Majesty's Stationery Office, London, 1976.
- [13.11] NEWMAN, J.C., Jr., RAJU, I.S., *Stress-Intensity Factor Equations for Cracks in Three-Dimensional Finite Bodies*, Fracture Mechanics: Fourteenth Symposium - Volume I: *Theory and Analysis*, ASTM STP 791, J.C. LEWIS and G. SINES, Eds., ASTM American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1983 (pp. I-238-I-265).
- [13.12] TADA, H., PARIS, P.C., IRWIN, G.R., *The Stress Analysis of Cracks Handbook*, Del Research Corporation, St. Louis, 1985 (2nd Edition).
- [13.13] MURAKAMI, Y. and al, *Stress Intensity Factors Handbook*, Pergamon Press, Oxford, 1988.
- [13.14] ALBRECHT, P., YAMADA, K., *Rapid Calculation of Stress Intensity Factors*, ASCE, 1977 (Journal of the Structural Division, ST2, pp. 377-389).
- [13.15] WU, X.-R., CARLSSON, A.J., *Weight Functions and Stress Intensity Factor Solutions*, Pergamon Press, Oxford, 1991.
- [13.16] McCLINTOCK, F.A., IRWIN, G.R., *Plasticity Aspects of Fracture Mechanics*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1965 (STP 381).
- [13.17] ASTM, Annual Book of ASTM Standards, Section 3, *Metals Test Methods and Analytical Procedures*, vol. 03.01: *Metals-Mechanical Testing; Elevated and Low-Temperature Tests*, ASTM American Society for Testing and Materials, Philadelphia (Revision issued annually).
- [13.18] PARIS, P., ERDOGAN, F., *A Critical Analysis of Crack Propagation Laws*, Trans. ASME, 1963 (Series D, 85, pp. 528-534).
- [13.19] HIRT, M.A., *Anwendung der Bruchmechanik für die Ermittlung des Ermüdungsverhaltens geschweisster Konstruktionen*, Bauingenieur, Berlin, 1982 (Vol. 57, Nr. 3, S. 95-101).
- [13.20] BARSOM, J.M., ROLFE, S.T., *Fracture and Fatigue Control in Structures*, Butterworth-Heinemann, Englewood Cliffs, NJ, 2000 (third Edition).
- [13.21] KUNZ, P., HIRT, M.A., *Grundlagen und Annahmen für den Nachweis der Ermüdungssicherheit in den Tragwerksnormen des SIA*, SIA Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zurich, 1991 (Dokumentation D 076).

- [13.22] FEM, *Règles pour le calcul des appareils de levage*, Fédération européenne de la manutention, Paris, 3^e édition révisée, 1998.
- [13.23] EN 13001-2, *Appareils de levage à charge suspendue – Conception générale – Partie 2: effets de charge*, Bruxelles, 2005.
- [13.24] EN 13107, *Prescriptions de sécurité pour les installations à câbles transportant des personnes – Ouvrages de génie civil*, Bruxelles, 2004.
- [13.25] GURNEY, T., *Fatigue of Welded Structures*, Cambridge University Press, 1979 (2nd Edition).
- [13.26] BROZZETTI J., CHABROLIN B., *Méthodes de comptage de charges de fatigue*, Construction Métallique, Saint-Rémy-lès-Chevreuse, 1986 (n° 1, pp. 49-70).
- [13.27] PALMGREN, A., *Die Lebensdauer von Kugellagern*, Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure, Düsseldorf, 1924 (Band 68, Nr. 14, pp. 339-341).
- [13.28] MINER, M.A., *Cumulative Damage in Fatigue*, Journal of Applied Mechanics, 1945 (Vol. 12, No 3, pp. 159-164).
- [13.29] HAIBACH, E., *Betriebsfestigkeit/Verfahren und Daten zur Bauteilberechnung*, Verlag des Vereins Deutscher Ingenieure, Düsseldorf, 1989.
- [13.30] BS 5400, *Steel, Concrete and Composite Bridges*, British Standard, 1980 (Part 10).
- [13.31] FISHER, J.W., FRANK, K.H., HIRT, M.A., MCNAMEE, B.M., *Effect of Weldments on the Fatigue Strength of Steel Beams*, Highway Research Board, Washington, D.C., 1970 (NCHRP Report 102).
- [13.32] FISHER, J.W., ALBRECHT, P.A., YEN, B.T., KLINGERMANN, D.J., MC NAMEE, B.M., *Fatigue Strength of Steel Beams with Welded Stiffeners and Attachments*, Transportation Research Board, Washington, D.C., 1974 (NCHRP Report 147).
- [13.33] BRUEHWILER, E., HIRT, M.A., *Das Ermüdungsverhalten genieteteter Brückenbauteile*, Stahlbau, Berlin, 1987 (Vol. 56, Heft 1, S. 1-8).
- [13.34] BRUEHWILER, E., SMITH, I.F.C., HIRT, M.A., *Fatigue and Fracture of Riveted Bridge Members*, ASCE, Journal of Structural Engineering, New York, 1990 (vol. 116, No. 1, pp. 198-214).
- [13.35] *Significance of Defects in Welded Structures*, Ed. Kanazawa, T., Kobayashi, A.S., University of Tokyo Press, 1974.
- [13.36] BREMEN, U., *Amélioration du comportement à la fatigue d'assemblages soudés: étude et modélisation de l'effet des contraintes résiduelles*, EPFL, Lausanne, 1989 (Thèse n° 787).
- [13.37] BS 7910, *Guide on Methods for Assessing the Acceptability of Flaws in Metallic Structures*, British Standard Inst., London, 2000.
- [13.38] CIDECT guide n° 8, *Design Guide for Circular and Rectangular Hollow Section Joints*, Eds. Zhao, X.-L., Herion, S., Packer, J.A., and co., TÜV-Verlag Rheinland, Köln, 2000.