

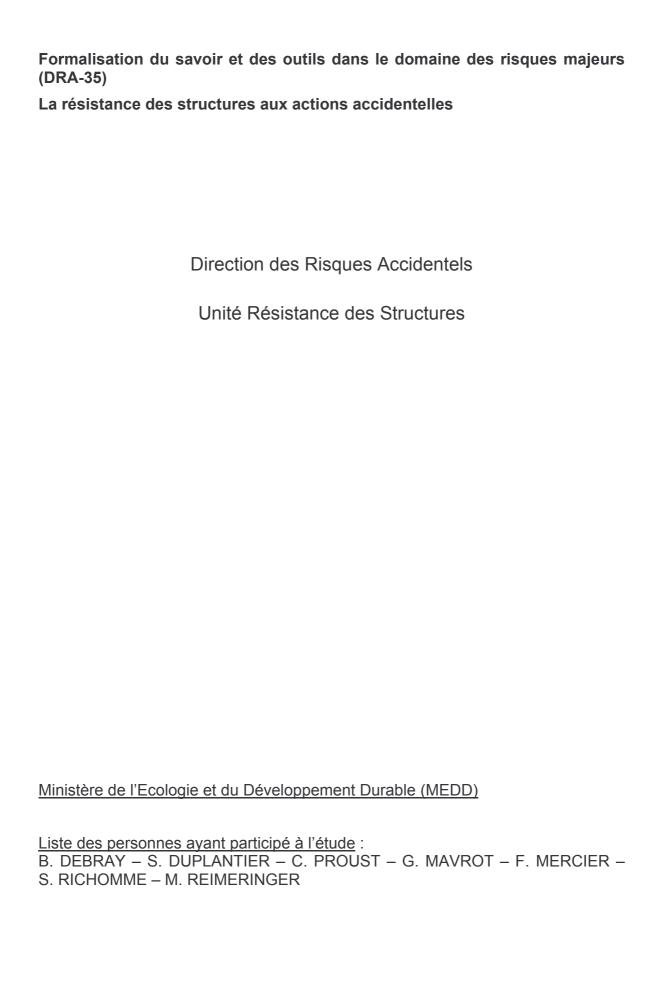
RAPPORT D'ÉTUDE INERIS-DRA-2007-N° 46055/77288

10/01/2007

Formalisation du savoir et des outils dans le domaine des risques majeurs (DRA-35)

La résistance des structures aux actions accidentelles





### **PREAMBULE**

Le présent document a été établi :

- au vu des données scientifiques et techniques disponibles ayant fait l'objet d'une publication reconnue ou d'un consensus entre experts,
- au vu du cadre légal, réglementaire ou normatif applicable.

Il s'agit de données et informations en vigueur à la date de l'édition du document, avril 2005.

Le présent document comprend des propositions ou recommandations. Il n'a en aucun cas pour objectif de se substituer au pouvoir de décision du ou des gestionnaire(s) du risque ou d'une partie prenante.

PAGE DE VALIDATION				
La résistance des structures aux actions accidentelles				
	Rédaction initial	le		
Auteurs	Qualité Date		Emargement	
Mathieu REIMERINGER	Ingénieur de l'Unité Résistance des Structures			
(Coordination)				
Frédéric MERCIER	Ingénieur de l'Unité Résistance des Structures			
Sébastien RICHOMME	Ingénieur de l'Unité Résistance des Structures			
Dans le cadre de la procédure générale qualité de l'INERIS et en respect du paragraphe 14.2 du manuel qualité, ce document a fait l'objet de relectures et d'un contrôle par des vérificateurs.				
Vérificateur final	Qualité	Date	Emargement	
Bruno DEBRAY	Responsable du programme DRA 35			
Approbateur	Qualité	Date	Emargement	
Bruno FAUCHER	Directeur de la Direction des Risques Accidentels			

# **TABLE DES MATIERES**

1. OBJE	CTIF ET DOMAINE D'APPLICATION	7
1.1 Con	texte général	7
1.2 Obje	ectifs	7
1.3 Don	naine d'application	8
1.4 Plar	n retenu	8
1.5 Con	texte réglementaire	8
1.6 Que	estions pratiques auxquelles peut répondre ce référentiel	9
2. LA RÉ	SISTANCE DES STRUCTURES AUX EXPLOSIONS	11
2.1 Le d	chargement	11
2.1.1 Ge	énéralités	11
2.1.2 Ex	plosion en champ libre	11
2.1.3 Ex	plosion en milieu confiné	12
2.2 Inte	raction fluide-structure	14
2.2.1 Ph	nénomènes de réflexion ou d'écran.	14
2.2.2 Ph	nénomènes de propagation	16
2.3 Mét	hodes de calcul de la résistance des structures	17
2.3.1 Me	éthodes forfaitaires	17
2.3.1.1	Méthodes fondées sur des niveaux de pression.	17
2.3.1.2	Methodes fondées sur des diagrammes P-I	20
2.3.1.3	Traitement statistique	21
2.4 Mét	hode analytique	21
2.4.1 Ca	alcul statique linéaire équivalent	23
2.4.1.1	Méthode de Pfoertner	23
2.4.1.2	Méthode du Dynamic Load Factor (DLF) [MEDD SNPE 1994]	23
2.4.2 Ca	alcul dynamique non linéaire	25
2.5 Mét	hode numérique	26
2.6 Moy	rens de protection	28
2.6.1 Pr	incipes généraux	28
	minuer les niveaux de pression	
2621	Mure écrane	28

2.6.2.2	Surfaces soufflables.	29		
2.6.3 Modifier les paramètres mécaniques				
2.7 Réfé	rences bibliographiques	30		
3. RÉSIS	TANCE DES STRUCTURES AUX EFFETS THERMIQUES	35		
3.1 Intro	duction	35		
3.2 Influ	ence de la température sur les caractéristiques des matériaux	36		
3.2.1 Int	roduction	36		
3.2.2 Ac	ier	36		
3.2.2.1	Affaiblissement des propriétés mécaniques	36		
3.2.2.2	Conductivité thermique	37		
3.2.2.3	Dilatation thermique	37		
3.2.3 Bé	ton	39		
1.1.1.1	Mécanismes de dégradation	39		
3.2.3.1	Affaiblissement des propriétés mécaniques	40		
3.2.3.2	Dilatation	41		
3.2.3.3	Conductivité thermique	41		
3.3 Mod	élisation de l'agression	41		
3.3.1 Int	roduction	41		
3.3.2 Mo	3.3.2 Modèles radiatifs41			
3.3.3 Co	urbes température / Temps	43		
3.3.4 Co	des à zones	44		
3.3.5 Co	des à champs	45		
3.4 Rép	onse des structures	46		
3.4.1 Int	roduction	46		
3.4.2 Fe	u externe - Approche forfaitaire	47		
3.4.3 Mé	thodes de calcul	48		
3.4.3.1	Méthode simplifiée	49		
3.4.3.1	.1 Température critique	49		
3.4.3.1.2 Section réduite 51				
3.4.3.2	Méthode avancée	51		
3.5 Moy	ens de protection	52		
3.6 Réfé	erences bibliographiques	53		
4. LES M	OYENS EXPÉRIMENTAUX AU SERVICE DE LA RÉSISTANCE	DES		
	CTURES AUX ACTIONS ACCIDENTELLES			

4.1	Gén	éralités	56
4.2	Essa	ais statiques	56
4.2	.1 Le	s tests matériaux	. 56
4.	2.1.1	Essai de traction (NF EN 10002-1)	. 57
4.	2.1.2	Essai de compression (NF EN 12390-4)	. 60
4.	2.1.3	Essai de flexion (NF EN 12390-5)	. 61
4.2	.2 Te	st sur des élements	. 63
4.2	.3 Te	st en température	. 64
4.3	Essa	ais dynamiques	67
4.3	.1 Es	sais matériaux	. 68
4.	3.1.1	Essai de Charpy (NF EN 140045-1)	. 68
4.	3.1.2	Barres de Hopkinson	. 69
4	.3.1.2	2.1 Compression	. 69
4	.3.1.2	2.2 Traction	. 69
4	.3.1.2	2.3 Flexion	. 71
4.	3.1.3	Essai plaque-plaque	. 72
4.	3.1.4	Essai de Taylor	. 72
4.3	.2 Le	s tests sur les éléments	. 72
4.	3.2.1	Le principe de similitudes.	. 72
4.	3.2.2	Les essais	. 74
4.4	Les	tests à grande échelle	75
4.5	Réfé	erences Bibliographiques	75
5 I	IN SII	JET TRANSVERSAL EN RÉSISTANCE DES STRUCTURES : LE	
		JE D'EFFONDREMENT EN CHAINE	
5.1	Un s	sujet de recherche d'actualité	78
5.2	Histo	orique	78
5.3	Norr	nes européennes	78
5.4	Sim	ulation numérique	79
5.5	Réfé	erences bibliographiques	80
6 (	ONC	LUSION	21
		LUSION	
			02
FIC		RECAPITULATIVE SUR LA RESISTANCE DES	82

# 1. OBJECTIF ET DOMAINE D'APPLICATION

### 1.1 CONTEXTE GENERAL

Depuis l'année 2000, le Ministère en charge de l'Environnement (anciennement Ministère de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnement devenu Ministère de l'Écologie et du Développement Durable) finance un programme d'études et de recherches, intitulé depuis 2003 « Formalisation du savoir et des outils dans le domaine des risques majeurs » (DRA-35).

L'objet du premier volet de ce programme est de réaliser un recueil global formalisant l'expertise de l'INERIS dans le domaine des risques accidentels. Ce recueil évolutif sera constitué de différents rapports consacrés aux thèmes suivants :

- les phénomènes physiques impliqués en situation accidentelle (incendie, explosion, BLEVE...),
- l'analyse et la maîtrise des risques,
- les aspects méthodologiques pour la réalisation de prestations réglementaires (étude de dangers, analyse critique..).

Chacun de ces documents reçoit un identifiant propre du type «  $\Omega$ -X » afin de faciliter le suivi des différentes versions éventuelles du document.

In fine, ces documents décrivant les méthodes pour l'évaluation et la prévention des risques accidentels, constitueront un recueil des méthodes de travail de l'INERIS dans le domaine des risques accidentels.

# 1.2 OBJECTIFS

Le présent rapport vise à décrire la démarche adoptée par l'INERIS pour déterminer les effets des explosions et incendies envisageables lors d'accidents industriels. Il s'agit d'un des sujets retenus dans le thème "phénomènes physiques" cité ci-dessus.

L'objectif de ce document est de :

- décrire les outils de modélisation utilisables pour prévoir le comportement des structures lors de l'agression,
- présenter les moyens expérimentaux pour la détermination des paramètres pertinents pour la prédiction de la vulnérabilité des structures,
- décrire les principaux dispositifs de protection des structures.

### 1.3 DOMAINE D'APPLICATION

Ce document s'intéresse exclusivement aux réponses des structures aux agressions accidentelles de type thermique ou de surpression. Il pourra être complété ultérieurement par une partie sur la résistance des structures aux impacts.

Les intervalles d'application et les restrictions d'usage des différentes méthodes exposées sont précisés autant que possible au cours du document.

### 1.4 PLAN RETENU

Après ce premier chapitre introductif, la suite de ce rapport comporte 4 autres chapitres :

- le deuxième chapitre est consacré à la résistance des structures aux explosions,
- le troisième chapitre est consacré à la résistance des structures aux incendies,
- le quatrième chapitre porte sur les moyens expérimentaux disponibles pour la caractérisation des structures vis-à-vis du risque présenté par les actions accidentelles considérées.
- le cinquième chapitre aborde un sujet transversal en résistance des structures : le risque d'effondrement en chaîne.

#### 1.5 CONTEXTE REGLEMENTAIRE.

Les besoins en matière de résistance des structures aux incendies et explosions sont le plus souvent issus d'exigences réglementaires. Cette réglementation est variée et concerne plusieurs domaines :

### Réglementation du travail :

- Les directives ATEX [1999/92/CE],[94/9/CE], transposées en droit français comportent 6 exigences: évaluation des risques d'explosion, prévention des explosions et protection contre leurs effets, classement en zones, document relatif à la protection contre les explosions, mesures techniques et organisationnelles, dispositions particulières pour les équipements. Deux de ces exigences, évaluation et protection, nécessitent fréquemment une étude en résistance des structures aux explosions.
- La partie incendie du code du travail (articles R232-12-17 à R232-12-22) amène à s'interroger sur la protection contre le risque d'incendie des bâtiments où sont localisés les employés.
- Urbanisation: La réglementation concernant les établissements recevant du public (ERP) ou les immeubles de grande hauteur (IGH) comporte aussi plusieurs prescriptions en matière de protection contre l'incendie.

### Réglementation environnementale :

- Etude de dangers: La réglementation relative aux installations classées (IC) (livre V titre I du code de l'environnement et décret 77- 1133 du 21 septembre 77) impose de réaliser une étude de dangers (EDD) qui est articulée autour d'une analyse de risques. En complément de celle-ci, plusieurs points, fréquemment retrouvés dans l'étude de dangers, peuvent nécessiter des compétences en résistance des structures :
  - Identification des enjeux : il peut être utile de connaître la vulnérabilité des bâtiments et des structures afin de les retenir comme enjeux (cibles) potentielles ;
  - Identification des potentiels dangers : pour certains phénomènes dangereux (éclatement...) l'intensité des effets est directement proportionnelle aux caractéristiques mécaniques de la structure à l'origine du phénomène ;
  - Modélisation des scénarios et détermination des conséquences ;
  - Evaluation des effets domino. Il s'agit d'une très forte demande du monde industriel qui vise à déterminer finement les effets domino réels engendrés une fois qu'une structure sensible (un stockage, une canalisation, un réacteur) est identifiée dans une zone forfaitaire réglementaire (zone d'effet déterminée sur la base des seuils d'effet définis par la réglementation).
- Plan de Prévention des Risques Technologiques : La loi « Risques » du 30 juillet 2003, relative à la prévention des risques technologiques et naturels et à la réparation des dommages, a étendu le champ d'application des outils existants, et créé une nouvelle approche de la maîtrise de l'urbanisation autour des installations à risques soumises à autorisation avec servitudes, équivalentes aux installations dites « SEVESO seuil haut », et relevant de l'article L515.8 du code de l'environnement. Le ministère de l'écologie et du développement durable a mis en ligne, en décembre 2005 un « guide méthodologique » pour l'élaboration des plans de prévention des risques technologiques (PPRT) qui explique la démarche à suivre [MEDD 2005]. Le plan de prévention des risques délimite, autour des installations classées concernées, des zones à l'intérieur desquelles des prescriptions peuvent être imposées aux constructions existantes ou futures, dans le but de protéger les personnes. La connaissance de la résistance des structures aux actions accidentelles permet alors de définir des principes de protection des populations qui peuvent être mis en œuvre à travers une adaptation du bâti.

### 1.6 QUESTIONS PRATIQUES AUXQUELLES PEUT REPONDRE CE REFERENTIEL.

A titre d'exemple, l'INERIS a pu utiliser les éléments que contient ce référentiel pour répondre aux questions suivantes, posées majoritairement par des industriels :

- un silo de stockage de matières dangereuses est situé dans une zone d'effets domino à 200 mbars, sera-t-il renversé en cas d'accident ?
- des canalisations et une réserve incendie sont dans les zones d'effet de plusieurs scénarios d'explosion identifiés? Le circuit d'eau sera-t-il toujours disponible même après sinistre?
- un bâtiment recevant du public se trouve dans les zones d'effets thermiques et de surpression d'un BLEVE d'une entreprise voisine, quels sont les moyens de protection envisageables ?
- un entrepôt est soumis à un feu dans une cellule de stockage protégée localement par des murs coupe-feu et de la peinture intumescente. Y a-t-il effondrement de la cellule ? Au bout de combien de temps ? Son effondrement amène-t-il un effondrement complet de l'entrepôt ?
- un exploitant de silo de stockage de produits agro-alimentaires veut dimensionner un découplage afin de prévenir une éventuelle propagation d'explosion. Quelles techniques utiliser?

# 2. LA RESISTANCE DES STRUCTURES AUX EXPLOSIONS.

Dans cette partie sont exposés :

- Le chargement à considérer pour le calcul de la résistance. Il s'agit de la donnée d'entrée de tout calcul. Les paramètres pertinents d'une explosion à retenir pour le calcul sont décrits ;
- Les méthodes de calcul de la résistance des structures aux explosions. Il y en a trois types : forfaitaire, analytique et numérique ;
- Les moyens de protection disponibles en cas de défaillance avérée.

# 2.1 LE CHARGEMENT.

### 2.1.1 GENERALITES.

La terminologie « explosion » peut désigner des phénomènes différents.

On peut classer les explosions suivant le mode de génération de gaz soit :

- 1- Les explosions dues à une réaction chimique (décomposition, combustion, ...). Il peut s'agir de :
  - matières condensées.
  - liquides ou solides,
  - poussières.
  - ou gaz.
- 2- Les explosions dues à une vaporisation instantanée : les B.L.E.V.E. (s).
- 3- Les explosions pneumatiques (détente de gaz sous pression).

Certaines explosions complexes peuvent être une combinaison de deux ou des trois types précédents; cela peut être le cas, par exemple, des explosions consécutives à un emballement de réaction.

Ces explosions peuvent se dérouler en champ libre ou en milieu confiné.

### 2.1.2 EXPLOSION EN CHAMP LIBRE.

Les explosions en champs libres ont en général pour origine un nuage explosif (UVCE) qui génère une onde de pression. Celle-ci va se propager du lieu de l'explosion vers l'environnement. Lorsque ce souffle (onde de pression) rencontre des structures, il crée sur elles des sollicitations qui peuvent les endommager. Ces sollicitations vont dépendre, entre autres, du régime d'explosion, de la distance entre l'UVCE et la structure, de la taille et de la position des structures par rapport à l'explosion.

Suivant la vitesse de propagation de la flamme à travers le nuage explosible, le régime de réaction sera :

- la détonation ;
- ou la déflagration.

Sous certaines conditions particulières, la déflagration peut aboutir à une détonation.

Les déflagrations, majoritaires dans les accidents, sont des phénomènes plus ou moins rapides, qui vont créer des ondes de pression très différentes en terme de pic de pression comme de durée. Leur forme ou « signal » P(t) dépend fortement du régime de réaction.

La signature de l'explosion qui définit l'agression est en général modélisée sous une forme triangulaire, déterminée, par exemple, à partir d'un calcul multi-énergie (la méthode est décrite en détail dans le rapport « Guide des méthodes d'évaluation des effets d'une explosion de gaz à air libre » [Mouilleau 1999] disponible sur le site <a href="https://www.ineris.fr">www.ineris.fr</a>), dont on a déterminé les paramètres :

- l'indice de violence d'explosion attribué à la zone encombrée;
- le volume libre ;
- la masse maximale de gaz réagissant ;
- la distance entre le centre de la zone encombrée et la structure.

Dans le cas d'une explosion en champ libre, on peut, en général, faire l'hypothèse que les ondes de pression appliquées sur les éléments de structure sont « triangulaires », caractérisées par une intensité maximale  $P_{max}$  et par les durées de leur phase positive  $t_{p1}^+$  et  $t_{p2}^+$  (figure 4). Pour une détonation la phase tp1+ est très courte, pour une déflagration les phases  $t_{p1}^+$  et  $t_{p2}^+$  ont une durée du même ordre de grandeur.

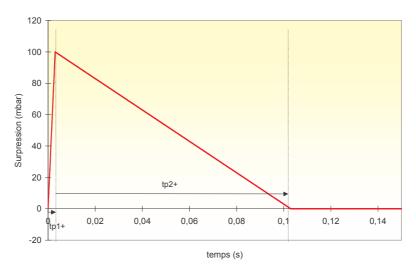


Figure 1 Forme adimensionnelle de l'effort reçu par une structure soumise à une onde de pression présentant une montée en pression très rapide

# 2.1.3 EXPLOSION EN MILIEU CONFINE.

En milieu confiné il convient encore de distinguer la détonation et la déflagration.

#### Pour la détonation :

Dans un volume fermé, lorsque les ouvertures sont peu importantes par rapport à la surface totale, l'évacuation complète des gaz n'est plus assurée. Il en résulte, par rapport à une explosion en milieu ouvert, une augmentation de pression, d'impulsion et de durée. On constate que plus les ouvertures sont limitées, plus la durée d'application des pressions est grande.

On montre en figure 2 l'allure typique de la relation pression-temps en un point d'un mur du volume. Les nombreux pics de pression ont une valeur généralement élevée et proviennent des nombreuses réflexions dans la structure. La pression moyenne  $p_m$ , a une durée importante par rapport à la durée de pression d'une onde de choc.

Pour le dimensionnement le signal est donc décomposé en :

- une pression moyenne maximale p<sub>mo</sub>, déterminée en fonction du rapport charge sur volume. Bien qu'aucune donnée précise ne permette de déterminer la durée de cette pression, on peut supposer que cette durée est très longue par rapport au temps de réponse de la structure.
- la réponse des éléments à la seule onde de choc et de son pic réflexion qui est calculée de la même manière que dans le cas d'une explosion en milieu ouvert.

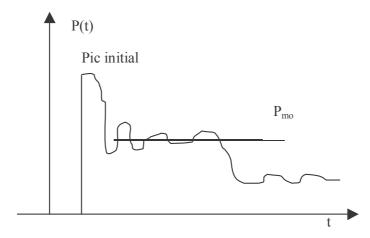


Figure 2 : Pression exercée sur une paroi pour une détonation en milieu confiné

### Pour la déflagration :

Le temps d'application est en général très grand par rapport aux fréquences de vibration de la structure. On peut alors simplifier le graphe en un graphe bilinéaire comme indiqué sur la figure 3.

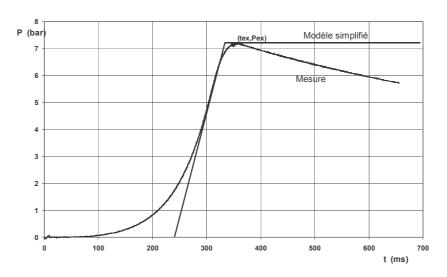


Figure 3 déflagration en milieu confiné

Les valeurs de la montée en pression (KSt) et de la pression maximale (Pex) atteintes peuvent être déterminées à partir des formules d'évents [CEN 2004] [NFPA 68 2002].

### 2.2 Interaction fluide-structure.

Ce qui a été vu précédemment pour le champ libre uniquement concerne l'évolution des ondes de pression dans un terrain plan et nu autour de l'UVCE (cette pression est appelée pression incidente). En fait, tous les obstacles seront des sources de modification des champs de surpression. On distingue trois grands phénomènes :

- les phénomènes de réflexion ;
- les phénomènes d'écran ;
- les phénomènes de passage ;

#### 2.2.1 PHENOMENES DE REFLEXION OU D'ECRAN.

Les modifications de pression seront dues :

- aux obstacles entre le nuage explosible et la structure ;
- à la structure elle-même. En effet, la pression à chaque endroit dépend de sa position par rapport à la direction de propagation du front de l'onde de pression.

Il faut bien noter que le mur qui fait face à l'explosion est le plus sollicité. La pression sur ce mur dite « pression réfléchie » est supérieure à la pression incidente, en effet, quand l'onde de pression rencontre un obstacle, une partie de l'énergie cinétique des tranches d'air (souvent appelée pression dynamique) est transformée en pression « d'arrêt » ce qui entraîne une pression sur l'obstacle supérieure à la pression incidente (appelée abusivement pression incidente amplifiée ou pression réfléchie).

En champ proche, les niveaux de pression sont en général élevés et les impulsions faibles. L'abaque suivant donne les niveaux d'amplification obtenus en fonction de l'angle d'incidence.

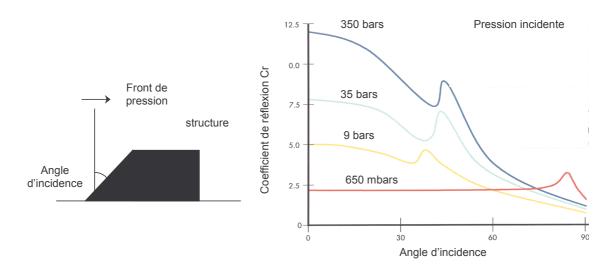
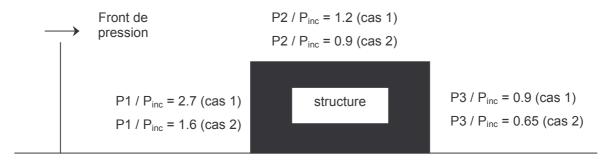


Figure 4 : Niveaux de pression en fonction de l'angle d'incidence

En champ lointain, sont admis les ordres de grandeurs des coefficients de majoration et d'atténuation suivants :



cas 1 montée en pression instantanée cas 2 autres cas

Figure 5 : Coefficients d'atténuation et de majoration

P1 : pression sur la façade exposée parallèle au front.

P 2 : pression sur le toit (façade perpendiculaire au front de pression).

P 3 : pression sur la façade postérieure.

Pinc: pression incidente.

### 2.2.2 PHENOMENES DE PROPAGATION.

Lorsqu'un front de pression parcourt longitudinalement une structure de grande dimension (exemples : canalisations ou grandes plaques). Il se crée sur la structure un phénomène d'onde stationnaire : localement à l'endroit où la pression s'applique la structure est déformée, cette déformation suit le parcours de l'onde.

En régime élastique cette déformation est de la même forme que pour la sollicitation statique correspondant aux niveaux de pression considérés. En revanche elle est multipliée par un coefficient d'amplification qui dépend des vitesses caractéristiques de la structure.

Par exemple, pour une canalisation, les 4 vitesses de propagation de déformations caractéristiques sont :

- la vitesse de tube (déformation en anneau);
- la vitesse de barre (déformation logitudinale) ;
- la vitesse de cisaillement (déformation transverse);
- et la vitesse de plaque (déformation de flexion).

Ces vitesses dépendent des caractéristiques mécaniques et dimensionelles de la structure.

Dans la plupart des cas relatifs au risque accidentel l'onde de pression se déplace à des vitesses de l'ordre de 300 m/s. Le graphe suivant montre que de fortes amplifications sont à attendre pour des vitesses proches de Vtube et Vplaque.

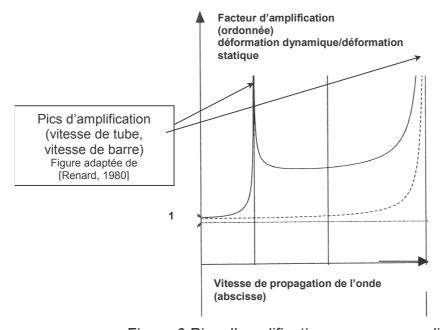


Figure 6 Pics d'amplification pour une canalisation

Ce phénomène n'est donc pas à négliger dans les études impliquant des propagations longitudinales sur des structures de grandes dimensions (longues canalisations, toitures...).

### 2.3 METHODES DE CALCUL DE LA RESISTANCE DES STRUCTURES.

Le comportement des structures soumises à des ondes de pression n'est pas seulement fonction de l'intensité (surpression maximale) de l'onde reçue, mais également de sa durée et de sa forme.

Les méthodes employées pour déterminer la résistance des structures aux actions accidentelles sont de trois types :

- les méthodes empiriques qui sont les plus fréquemment utilisées pour l'évaluation des effets. On rencontre principalement des tableaux de dommages en fonction du niveau de pression (qualifiés par la suite de méthodes forfaitaires) et des diagrammes P-I (pression – impulsion);
- les méthodes analytiques qui utilisent principalement une analogie masse ressort pour calculer un niveau de contrainte dans la structure qui est ensuite comparé à la contrainte à la rupture afin de déterminer si la structure reste intègre. Dans le domaine des risques accidentels l'approche en « pressiontemps » est la plus pertinente. Le modélisateur a le choix entre :
  - un calcul statique élastique linéaire équivalent ;
  - un calcul dynamique non linéaire.

Ces méthodes sont détaillées plus loin.

 Les méthodes numériques qui permettent de coupler un code CFD donnant le champs de pression appliqué à la structure à un code éléments finis permettant d'avoir la répartition de contraintes dans la structure.

### 2.3.1 METHODES FORFAITAIRES.

### 2.3.1.1 METHODES FONDEES SUR DES NIVEAUX DE PRESSION.

Une approche empirique fréquemment utilisée pour l'évaluation des effets relie les niveaux de pression aux dommages observés. Cette méthode est très utile et facile d'utilisation, en revanche elle occulte complètement la prise en compte du temps d'application et de la forme du signal. Ainsi pour des structures présentant un intérêt stratégique (effets domino possibles, perte économique potentielle importante...) ou pour dimensionner des moyens de protection, on préfèrera une approche analytique ou numérique.

Numéro	Type de dégâts constatés	Seuil (mbar)
1	Bruit de fond (137 dB, si basse fréquence 10-15Hz)	1 à 2
2	Bris de vitre occasionnel pour des vitres fragiles c'est-à-dire de grandes vitres peu épaisses	2
3	Bruit important (143 dB), "boum" sonique avec bris de glaces	2 à 3
4	Bris de vitre de grande dimension (INRS), (baies vitrées)	5 à 10
5	5% des vitres cassées (BIT), ces vitres sont prises au hasard	7 à 10

	petites ou grandes	
6	10% des vitres brisées et limites des petits dommages (INRS)	20
7	50% des vitres cassées (BIT)	14 à 30
8	Dégâts structurels mineurs, cloisons et éléments de menuiserie arrachés, tuiles soufflées (BIT)	30 à 60
9	Bris notables de vitres (à 70 mbar a priori presque toutes cassées, petites et grandes) et parfois dislocation des châssis (INRS)	40 à 70
10	Portes et fenêtres enfoncées (BIT)	60 à 90
11	Le toit d'un réservoir de stockage a cédé	70
12	Joints entre des tôles ondulées en acier ou en aluminium arrachés	70 à 140
13	Lézardes et cassures dans les murs légers (plâtre, fibrociment, bois, tôle) toiture en fibrociments quasiment détruite	70 à 150
14	Dommages mineurs aux structures métalliques	80 à 100
15	Fissures dans la robe d'un réservoir métallique	100 à 150
16	Limite inférieure des dégâts graves (la plupart des dégâts sont « facilement » réparables et correspondent à des tuiles projetées, des vitres cassés, des panneaux tordus, ceci étant les premières fissures dans les murs apparaissent,)	140
17	Effondrement partiel de murs de 20cm d'épaisseur (INRS) – limite inférieure des Dommages sérieux aux structures	140 à 150
18	Murs en parpaings ou en béton non armé détruits	150 à 200
19	Lézardes et cassures dans les murs béton ou parpaings non armés de 20 à 30 cm	150 à 250
20	Destruction de 50% des maisons en briques (INRS)	160 à 200
21	Maisons inhabitables, effondrement partiel ou total de la toiture, démolition d'1 ou 2 murs extérieurs, dégâts importants aux murs porteurs intérieurs (INRS)	140 à 280
22	Rupture des structures métalliques et déplacement des fondations	200
23	Rupture de réservoirs de stockage	200 à 500 /
		250
24	Bardage acier des bâtiments arrachés, détruits	200 à 270
25	Rupture des structures métalliques autoporteuses industrielles	200 à 300
26	Fissure dans des réservoirs de stockage d'hydrocarbures vides	200 à 300
27	Déformations légères sur un rack de canalisations	200 à 300

28	Déplacement d'un rack de canalisations, rupture des canalisations	350 à 400
29	Maisons d'habitation détruites	
30	Revêtement des bâtiments industriels légers soufflé	300
31	Destruction d'un rack de canalisations,	400 à 550
32	Dégâts sur une colonne de distillation	350 à 800
33	50-75% de la maçonnerie extérieure est détruite ou rendue 350 à 8 instable (INRS)	
34	Retournement de wagons chargés	500
35	Murs en briques, d'une épaisseur de 20 à 30 cm, détruits	500 /500 à 600
36	Déplacement d'un réservoir de stockage circulaire, rupture des canalisations connectées	500 à 1 000
37	Renversement de wagons chargés, destruction de murs en béton armé	700 à 1 000
38	La structure porteuse d'un réservoir de stockage circulaire a cédé	1 000
39	Poteaux téléphoniques abattus (INRS)	700 à 1700
40	Gros arbres abattus (INRS)	1700 à 3800

Tableau 1 : Dégâts typiques

Pour mémoire, le tableau précédent a été réalisé à partir d'une synthèse des informations reportées dans [Lannoy, 1984], [Clancy, 1972], [INRS, 1994], [BIT, 1993] et diverses analyses d'accident [Lechaudel et al., 1995], [Michaélis et al., 1995].

Ces approches ont été développées dans de nombreux ouvrages. L'arrêté du 29 septembre 2005<sup>1</sup> (dit arrêté PCIG pour Probabilité, Cinétique, Intensité et Gravité) en fait une synthèse en distinguant 4 niveaux de pression et d'effets sur les structures :

<sup>1</sup> Arrêté du 29 septembre 2005 relatif à l'évaluation et à la prise en compte de la probabilité d'occurrence, de la cinétique, de l'intensité des effets et de la gravité des conséquences des accidents potentiels dans les études de dangers des installations classées soumises à autorisation. JO n° 234 du 7 octobre 2005

Niveau de dommage	Surpression mbars
Dégats très graves	300
Effets domino	200
Dégâts graves	140
Dégâts légers	50
Destruction de vitres	20

Tableau 2 Valeurs d'effets seuil (arrêté du 29 septembre 2005 - PCIG)

#### 2.3.1.2 Methodes fondees sur des diagrammes P-I.

Une autre approche empirique couple l'intensité de la pression à l'impulsion (aire sous la courbe en pression). Un diagramme P-I comprend en général deux asymptotes, la réponse de la structure se fait selon trois modes distincts :

- un régime où seule l'impulsion prédomine ;
- un régime où seule la pression a de l'effet ;
- un régime intermédiaire de réponse dynamique, c'est la réponse en « pression-temps ».

La figure 7 présente une estimation par le TNO de courbes iso dommage pour des maisons d'habitation. Il illustre ces trois modes de réponse des structures.

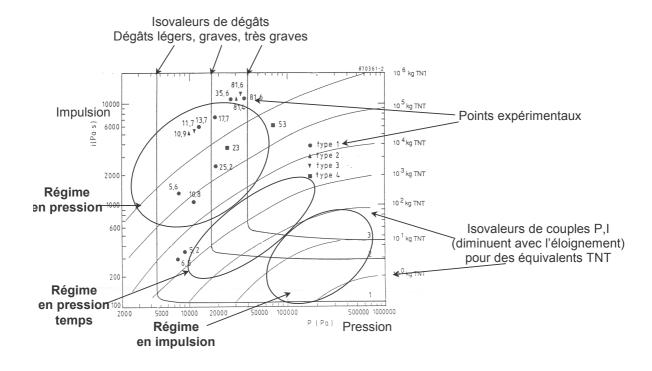


Figure 7 Diagramme pression-impulsion pour des endommagements de maisons. [Mercx 1991]

Le niveau de dommage peut aussi être estimé par une méthode « PROBIT ». Une fonction de probit établit une relation entre un niveau de surpression et une probabilité de dommage. Les fonctions de probit sont déterminées à partir d'une approche statistique. Elles ont une forme du type  $y = k_1 + k_2* \ln L$  où L est une fonction du niveau de surpression et de l'impulsion et y la probit, qui est directement reliée (au moyen d'une table de correspondance) à la probabilité de subir un dommage donné.  $k_1$  and  $k_2$  sont des paramètres empiriques qu'on peut trouver dans la littérature [CSChE 2004], [TNO 1992]. Ainsi, pour établir les dommages provoqués par un accident potentiel, on calcule le niveau de surpression et l'impulsion qu'il génèrerait sur la structure, puis, au moyen de la fonction de probit, on établit la probabilité que celle-ci subisse un dommage donné. Le "Green book" du TNO [TNO 1992] fournit les formules de la fonction de probit pour des dégâts légers, des dégâts structurels et la ruine complète d'habitations.

#### 2.4 METHODE ANALYTIQUE.

Soumise à un effort soudain, une structure est accélérée et l'effet de l'inertie et des vibrations peut amener à une amplification ou une atténuation des contraintes internes par rapport à un chargement statique. En fonction des niveaux de pression et des durées considérés on distingue 3 domaines où les techniques de calcul sont différentes :

- quasi-statique;
- pression-temps;
- impulsionnel.

Ces trois notions ont déjà été abordées en partie 2.3.1.2 et les méthodes associées sont développées dans la suite du document.

Pour des structures simples (homogènes, 1 mode de rupture caractéristique), un modèle masse-ressort élasto plastique est souvent pertinent et suffisant. Il consiste à représenter le système réel par une masse associée à un ressort, dont le comportement lorsqu'il est soumis à une sollicitation P(t) est représenté par l'équation suivante :

$$M.d^2x/dt^2 - R(t) = P(t)$$

où M et R sont la masse équivalente et la force de rappel équivalente et (R(t) = Kx) pour un ressort élastique).

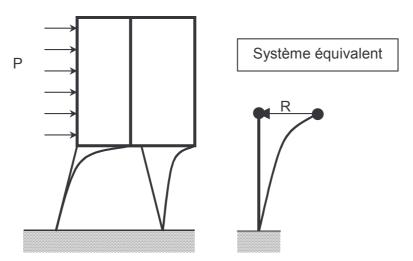


Figure 8 Représentation du comportement d'un système physique par un modèle masse-ressort

Lorsque les durées de phases positives  $t_{p1}^+$  et  $t_{p2}^+$  (cf. figure 4) sont très grandes par rapport à la période  $T_c$  de vibration du système masse-ressort équivalent, on peut considérer que les contraintes internes sont proches de celle estimées sur la base de la surpression maximale en ignorant les effets de vitesse de chargement/déchargement. Il s'agit d'un chargement quasi-statique.

Lorsque  $t_{p1et2}^+$  sont proches de  $T_c$ , les vibrations se superposent à la sollicitation externe (figure 5) et il en résulte une amplification des déformations, jusqu'à un facteur 2. La structure, si elle est fragile, peut se rompre pour une intensité de la sollicitation jusqu'à deux fois plus faible qu'en régime statique. Des méthodes en pression temps utilisant l'équivalence masse-ressort sont utilisables pour la préciser.

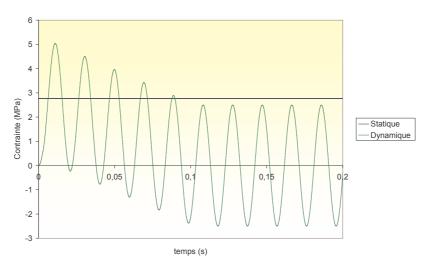


Figure 9: Exemple de comportement (contraintes internes) dans un mur de béton encastré sur toutes ses faces (longueur = 10 m, largeur=4m, épaisseur = 0,2 m) soumis à l'onde de pression de la figure 4

Ce phénomène s'ajoute à l'amplification de l'onde due à l'interaction avec la structure décrite au 2.2.1.

Enfin, lorsque la durée de la phase positive de l'onde de pression a une valeur très faible de l'ordre de  $T_{onde}$ , la durée de propagation des ondes acoustiques dans le système, l'élasticité de la structure n'a pas le temps d'être mise à contribution. La paroi peut alors se comporter comme un corps inerte accéléré, une force de résistance fonction de la pression de rupture statique et de la capacité de déformation ralentit néanmoins ce mouvement.

$$M.d^2x/dt^2 = P(t) - R(t)$$

Lorsque les temps d'application  $t_{p1et2}^+$  sont très inférieurs à  $T_{onde}$ , les phénomènes sont alors locaux et seuls des modèles empiriques ou des calculs à éléments finis tridimensionnels donnent des résultats satisfaisants.

Lorsque les temps d'application sont proches de  $T_{onde}$  ou les pics de pression suffisamment importants, des méthodes à bilan énergétique dites « méthodes impulsionnelles » peuvent être utilisées.

Dans le domaine des risques accidentels, l'approche la plus pertinente est généralement l'approche « pression-temps » en raison des ordres grandeurs respectifs des temps d'application et de vibration.

# 2.4.1 CALCUL STATIQUE LINEAIRE EQUIVALENT.

#### 2.4.1.1 METHODE DE PFOERTNER.

Cette méthode issues d'expériences militaires [Pfoertner 1975], permet de relier empiriquement la résistance statique d'une structure à sa résistance à la détonation :

$$p_{st} = 0.15 * p_r^{2/3},$$

où p<sub>st</sub> est la pression de résistance statique, p<sub>r</sub> est la pression réfléchie de détonation à laquelle le bâtiment peut résister. Cette formule est, dans la plupart des cas, non applicable aux accidents industriels où les temps d'application de la pression sont relativement longs et pour lesquels l'affinité entre ce temps d'application et la période de vibration de la structure peuvent amplifier les dommages causés par l'onde de pression.

### 2.4.1.2 MÉTHODE DU DYNAMIC LOAD FACTOR (DLF) [MEDD SNPE 1994]

Le principe de cette méthode est de s'affranchir de l'aspect dynamique du chargement et du comportement de la structure.

Le développement d'une analyse dynamique simple montre qu'une pression dynamique peut être équivalente à une pression statique à un facteur DLF (Dynamic Load Factor ou facteur de chargement dynamique) près.

En fait, il s'agit de déterminer une pression statique équivalente par la relation suivante :

$$P_{se} = P_{max} \times DLF$$

Avec

P<sub>se</sub>: pression statique équivalente

P<sub>max</sub>: pression maximale exercée sur la structure par l'onde de souffle.

Le coefficient DLF dépend :

- du rapport entre la durée de la surpression et la période propre de l'élément de structure étudiée (t<sub>L</sub> / T);
- de la forme de la courbe P(t).

La démarche suivie par ce type d'analyse peut être résumée de la manière suivante :

- déterminer la pression maximale et la durée du chargement ( $P_{max}$  et  $t_L$ );
- déterminer la période propre de l'élément étudié (T) ;
- déduire, en fonction du rapport (t<sub>L</sub>/T) le DLF à partir de la figure 10 ;
- calcul de la pression statique équivalente ;
- utiliser des règles classiques en génie civil pour calculer les structures.

Cette méthode est pénalisante puisqu'elle conduira à n'utiliser que la phase élastique des matériaux ou quasiment.

Il ne faut pas en déduire pour autant que cette méthode fournira systématiquement une très bonne sécurité lorsqu'elle sera utilisée pour le dimensionnement de structures. Par ailleurs cette méthode est très dépendante de la forme du signal, il convient donc d'utiliser le bon graphe d'amplification. La figure 10 donne le DLF en fonction du rapport  $(t_L/T)$  pour des signaux triangulaires.

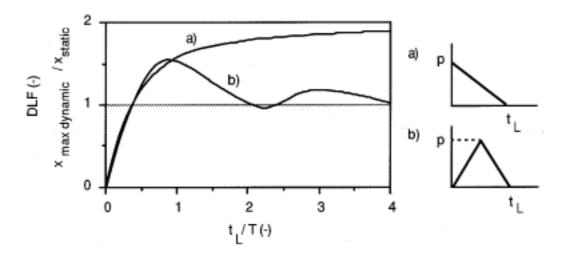


Figure 10 Facteur d'amplification dynamique

#### 2.4.2 CALCUL DYNAMIQUE NON LINEAIRE.

Selon le domaine choisi de la loi de comportement du matériau étudié (voir figure 2.17), les calculs de la réponse de la structure à la sollicitation seront :

- linéaires, si on se contente de la première partie de la courbe (partie élastique), on utilisera alors la méthode du DLF;
- non linéaires, si on étend le domaine au delà des limites élastiques (entre A et C).

Ainsi, dans le cas où l'on tient compte du caractère dynamique du chargement (chargement de durée finie), l'énergie transmise à la structure par l'explosion est finie et peut être connue. Par conséquent, on peut continuer les calculs dans le domaine plastique (entre B et C).

Cette méthode est celle développée par Biggs (1954) perfectionnée par les armées américaines en 1968 puis en 1986 [TM5-1300 1990].

La démarche à suivre dans ce type d'analyse peut être résumée de la manière suivante :

- 1. déterminer la courbe de chargement en fonction du temps qui s'applique sur la structure ;
- 2. déterminer les paramètres de la structure (dimensions, ferraillage, épaisseur, conditions d'appuis, ...);
- 3. supposer un profil de rupture de la structure ;
- 4. déterminer les différents coefficients (masse, raideur, amortissement, ...);
- 5. résoudre les équations à l'aide d'abaques ou par une méthode impulsionnelle (non développée dans ce référentiel) ;
- 6. comparer les résultats avec les critères de déformations ou d'effets acceptables ;

7. réitérer à partir de 2 si la comparaison faite en 6 n'est pas satisfaisante.

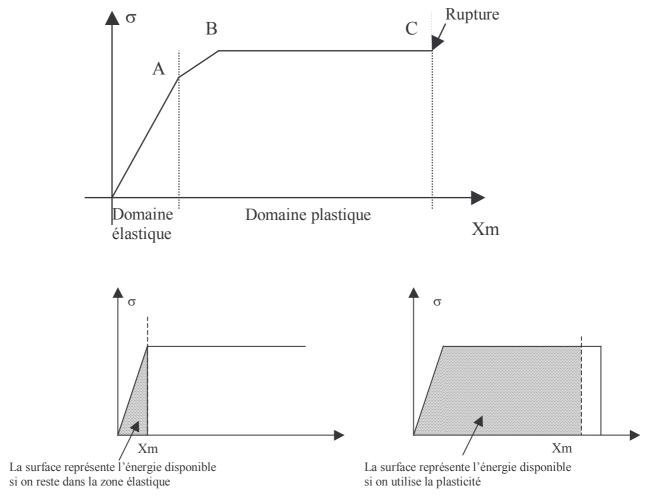


Figure 11 Dissipation d'énergie dans les domaines plastiques et élastiques

### 2.5 METHODE NUMERIQUE.

Les méthodes numériques peuvent fournir des résultats plus précis. Leur emploi est indispensable lorsque :

- la forme et la composition des structures s'avère complexe et qu'une analogie masse-ressort semble difficilement concevable ;
- les impulsions sont très élevées et les temps d'application, très inférieurs à  $T_{onde}$ .

Les méthodes numériques sont mises en œuvre au moyen de logiciels de calcul par éléments finis.

Il est souvent difficile de choisir un logiciel pour ce genre de calculs, on peut les distinguer de la manière suivante.

 Les 3 principaux logiciels d'éléments finis ABAQUS, ANSYS et NASTRAN. Il s'agit de logiciels très polyvalents, et très utilisés dans le monde professionnel.

Les 2 principaux logiciels « semi-recherche » développés chacun par une grande entreprise française : ASTER (développé par EdF) et CAST3M (développé par le CEA). Souvent moins conviviaux et moins robustes que les précédents, ces logiciels sont beaucoup utilisés par le monde de la recherche car leurs programmes sources sont disponibles ce qui permet d'implanter de nouvelles lois de comportement en contrôlant l'ensemble de la résolution.

Ces 5 logiciels ne sont pas spécialisés pour le calcul de la résistance des structures aux explosions mais possèdent de nombreux modules adaptables.

- De nombreux logiciels à éléments finis intégrant des codes et règles de conception (ROBOT, HERCULE, SICAP...). Souvent très conviviaux ces logiciels permettent de faire des calculs à éléments finis dans le domaine élastique sur des structures complexes et de récupérer les efforts transmis. Des vérifications des résultats obtenus avec les normes de construction (Eurocodes, BAEL, CODAP, CM...) sont alors possibles. Ces logiciels peuvent être utilement employés en complément de la méthode DLF. En revanche, la prise en compte des non linéarités demande de faire appel aux autres logiciels évoqués.
- Les 3 principaux logiciels de dynamique rapide AUTODYN, LS DYNA, ABAQUS EXPLICIT. Ces logiciels commerciaux sont spécialisés dans la réponse des structures aux chocs et aux impacts. Développés principalement pour des applications militaires, leur domaine de validation est en général limité à des impulsions très grandes sur des durées très courtes. Des études sont menées afin de les adapter au domaine accidentel.

Dans ces codes aux éléments finis, les systèmes physiques à étudier (structures) sont discrétisés en 2 ou 3 dimensions à l'aide de différents types d'éléments (volumiques, coques, poutres, barres). On définit ainsi un modèle aux éléments finis.

La démarche suivie dans ce type d'analyse peut être résumée de la manière suivante :

- 1. détermination du chargement en fonction du temps en différents points de la structure (contrairement à la méthode analytique, nous pouvons considérer des chargements décalés dans le temps);
- 2. supposer une structure (dimensions, ferraillage, épaisseur, conditions d'appuis, ...);
- 3. maillage de toute la structure en petits éléments ;
- 4. choix des lois de comportements des matériaux utilisés (béton armé, acier...);
- 5. choix des types de liaisons entre les différents éléments ;
- 6. maillage du sol et choix d'une loi de comportement de celui-ci ou définition d'un système de ressorts équivalents (en glissement et en compression) ;

- 7. calculs (résolution du système d'équations) ;
- 8. analyse des résultats et comparaison avec les critères de déformations acceptables ;

Ces méthodes nécessitent généralement un matériel informatique assez puissant, des spécialistes dans ce genre de calculs et un coût en temps et en ressources informatiques rarement compatibles avec les contraintes de l'évaluation des risques dans un contexte réglementaire.

Par ailleurs les logiciels de dynamique rapide sont très instables et il existe très peu de moyens de vérifier la validité des calculs réalisés.

Il est donc important que ces méthodes soient couplées à des calculs analytiques.

#### 2.6 MOYENS DE PROTECTION.

# 2.6.1 PRINCIPES GENERAUX.

Afin de protéger une structure contre les effets d'une explosion on peut agir sur :

- le niveau de pression reçu. Cela peut être réalisé : à l'aide de mur écran dans le cas d'une onde de pression externe, à l'aide de surfaces soufflables dans le cas d'une explosion interne.
- les paramètres mécaniques de la structure

#### 2.6.2 DIMINUER LES NIVEAUX DE PRESSION.

#### 2.6.2.1 Murs ecrans

L'effet d'écran d'un mur de protection est relativement difficile à quantifier en champ lointain et l'onde de pression a tendance à le contourner.

En champ proche, La circulaire du 8 mai 1981 relative aux stockages pyrotechniques [MEDD, 1981] précise les effets protecteurs d'un mur écran. On retiendra les ordres de grandeur suivants :

- dans un zone située entre la base du mur et 2 fois sa hauteur, on observe une surpression 4 à 6 fois inférieure à celle qui serait observée en champ libre.
- Dans une zone située entre 2 et 4 fois la hauteur du mur on observe une surpression de 2 à 4 fois inférieure à celle qui serait observée en champ libre;

Au delà l'effet protecteur ne fonctionne plus. Bien entendu, le mur écran doit luimême résister à l'onde de choc.

Dans le cadre de la définition de mesures de protection pour limiter les effets d'une explosion de poussières, une mesure envisageable est la réduction des effets de pression dans les volumes par la pose de surface « éventable » ou « soufflable ».

Pour les explosions de poussière, l'application des méthodes standard de dimensionnement de surfaces d'évent (NFU 54-540, VDI 36 73 (version 2002), NFPA 68 (édition 2002)) peut être envisagée, à ces guides se substitue progressivement la nouvelle norme européenne EN14491 (avril 2006). Pour les explosions de gaz, seule la norme NFPA 68 s'applique

Les paramètres de base à introduire pour faire un calcul de surface d'évent sont :

- Le volume de l'enceinte à protéger et sa géométrie (rapport hauteur sur diamètre),
- La pression d'explosion maximum qui ne doit pas être dépassée (Pred),
- Des paramètres caractéristiques des poussières ou des gaz vis à vis de l'explosion (Kst, Kg et Pmax),
- Eventuellement, la pression d'ouverture de l'évent (Pstat).

La physique associée au phénomène d'explosion ainsi que le retour d'expérience indiquent que les effets d'une explosion peuvent se renforcer lorsque le front de flamme parvient à se propager d'un volume à un autre, ceci d'autant plus que les volumes sont de forme allongée (par exemple, géométries associées à des galeries sous-cellules ou à des boisseaux intercalaires). Pour les explosions de poussières, ce type de situation conduit à une augmentation des apports de poussières dans les volumes et le niveau d'agitation interne de telle manière que la violence de l'explosion s'en trouve renforcée.

Cependant, les types d'explosion considérés dans les méthodes de dimensionnement de surface d'évent des enceintes excluent les scénarios de transmission/renforcement de l'explosion en provenance d'un autre volume (« jet de flamme à très grande vitesse »).

Dans ces conditions, l'installation de surfaces éventables ou soufflables nécessite de limiter au maximum le renforcement de l'explosion lors de sa transmission entre les volumes à protéger.

Dans ce contexte, on a recours à des moyens de découplage qui en général consistent à limiter les communications entre espaces au strict minimum.

Le découplage peut être réalisé au moyen de parois (en réduisant au maximum les passages de bandes), l'ensemble devant supporter l'explosion primaire envisagée (hors parties soufflables bien évidemment).

Le schéma ci-après montre la mise en place d'un découplage entre une tour de manutention et une galerie sur cellules d'un silo de stockage.

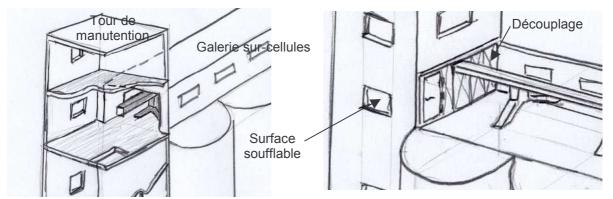


Figure 12 : Mise en place d'un découplage entre une tour de manutention et une galerie sur cellules

# 2.6.3 MODIFIER LES PARAMETRES MECANIQUES.

La modification des paramètres mécaniques peut se faire selon 5 principes :

- augmentation de la masse ;
- augmentation de la résistance ;
- modification des conditions aux limites ;
- réduction des portées ;
- remplacement des composants les plus vulnérables.

L'augmentation de la masse permet d'augmenter le temps de réaction de la structure et peut sensiblement diminuer le DLF. Cela n'aura aucun effet si la réponse est quasi-statique.

L'augmentation de la résistance peut être obtenue en augmentant le niveau de la contrainte limite de plastification  $\sigma_{Y}$  des matériaux ou en augmentant la section des éléments.

La modification des conditions aux limites permet d'augmenter jusqu'à un facteur 2 leur résistance statique en remplaçant par exemple un appui simple par un encastrement.

La réduction des portées amène une augmentation de la résistance à la surpression statique de l'ordre du carré du facteur de réduction. Les temps de réaction de la structure seront en revanche augmentés.

#### 2.7 REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.

Les cinq références bibliographiques, les plus utiles et les plus complètes pour le calcul de la résistance aux explosions sont :

**[TM5-1300 1990] TM 5-1300** (NAVFAC P-397, AFR 88-22), "Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions," November 1990, http://www.ddesb.pentagon.mil/tm51300.htm

[TM5-855 1985] TM5-855, Army technical Manual. Fundamentals of Protective construction. Dr Kiger. 1985

**[NAVFAC 1986] NAVFAC,** Naval Facilities Engineering Command. Blast Resistant Structures. Design Manuel 2.08. SN O525-CP-300-2092, 1986, <a href="http://www.wbdg.org/ccb/NAVFAC/DMMHNAV/dm2\_08.pdf">http://www.wbdg.org/ccb/NAVFAC/DMMHNAV/dm2\_08.pdf</a>

**[MEDD, SNPE 1994],** Service de l'Environnement Industriel, SNPE Ingénierie, Guide de Sécurité pour la Conception de salles de contrôle résistant à l'explosion dans les raffineries de pétrole et sur les sites pétrochimiques. Juin 1994

[Bangash 1993], M.Y.H. Bangash, Impact and Explosion Analysis and Design, Blackwell Publications, 1993.

Les autres références citées dans cette partie sont listées ci-dessous :

[1999/92/CE] Directive 1999/92/CE du Parlement européen et du Conseil, du 16 décembre 1999, concernant les prescriptions minimales visant à améliorer la protection en matière de sécurité et de santé des travailleurs susceptibles d'être exposés au risque d'atmosphères explosives

**[94/9/CE]** Directive 94/9/CE du Parlement européen et du Conseil, du 23 mars 1994, concernant le rapprochement des législations des États membres pour les appareils et les systèmes de protection destinés à être utilisés en atmosphères explosibles

[77- 1133] Décret n° 77- 1133 du 21 septembre 1977 pris pour l'application de la loi n° 76-663 du 19 juillet 1976 relative aux Installations Classées pour la Protection de l'Environnement

[BIT 1993] La maîtrise des accidents majeurs : guide pratique, BIT, Genève, 1993

[CEN 2004] CEN. PrEN 14994. Gas explosion venting protective systems. (2004)

**[CHSCE 2004]** CSChE, Risk Assessment – Recommended Practices for Municipalities and Industry, Canadian Society for Chemical Engineering, Ottwa, Canada (2004).

[Clancy 1972] Clancy V.J., Diagnostic Features of Explosion Damage, 6 th international Meeting on Forensic Sciences, Edinburgh. 1972

[INRS 1994] Les mélanges explosifs : gaz et vapeur ; poussières et solides, INRS ED355, 1994

**[Lannoy 1984]** Lannoy, A., Analyse des explosions air-hydrocarbure en milieu libre, Etudes déterministe et probabiliste du scénario d'accident, prévision des effets de surpression, Bulletin de la direction des études et recherches, série A, n°4 Electricité de France, 1984

**[Lechaudel 1995]** Lechaudel J.F. and Mouilleau Y. (1995) Assessment of an accidental vapour cloud explosion - A case study: Saint Herblain, October the 7th 1991, France, Proceedings of the 8 th International Loss Prevention Symposium, pp 333-348, Antwerp, Belgium.

**[MEDD 2005]** PLAN DE PREVENTION DES RISQUES TECHNOLOGIQUES Guide Méthodologique, MEDD-DPPR-SEI, MTETM-DGUHC, Décembre 2005, accessible sur <a href="http://www.ecologie.gouv.fr/IMG/pdf/Guide\_PPRT\_16-12-2005-2.pdf">http://www.ecologie.gouv.fr/IMG/pdf/Guide\_PPRT\_16-12-2005-2.pdf</a>

**[Mercx 1991]** Mercx, W.P.M., Weerheijm, J., Verhagen, T.L.A., Some Considerations on the Damage Criteria and Safety Distances for Industrial Explosions. HAZRDS XI – New Directions in Process Safety. UMIST, Manchester, UK, April 16-18, 1991.

[Michaëlis 1995] Michaëlis P., Hodin A., Lechaudel J.F., Mavrothalassitis G. and Mejean P. (1995), Methods applied to investigate the major UVCE that occured in the TOTAL refinery's Fluid Catalytic Cracking Unit at La Mède, France, Proceedings of the 8 th International Loss Prevention Symposium, pp 365-376, Antwerp, Belgium.

[NF EN 14491] NF EN 14491(mai 2006) Norme homologuée, Systèmes de protection par évent contre les explosions de poussières, 2006

**[NFPA 68 2002]** NFPA 68, National Fire codes, guide for venting of Deflagrations (2002)

[NF U54-540] U54-540 (décembre 1986) Norme expérimentale, Bâtiments agricoles et installations de stockage - Sécurité des silos - Atténuation des effets des explosions par les évents de décharge - Calcul des surfaces d'évents, 1986 [Pfoertner 1975] Pfoertner, H., Gas Cloud Explosions and Resulting Blast Effects. Int. Seminar on Extreme Load Conditions and Limit Analysis Procedures for Structural Reactor Safeguards and Containment Structures, Berlin, Germany (1975).

**[TNO 1992]** Methods for the determination of possible damage to people and objects resulting from the releases of hazardous materials, CPR 16 E, (Green Book), Committee for the prevention of disasters caused by dangerous substances, the Hague: Directorate-General of Labour of the Ministry of Social Affairs and Employement, 1992

**[VDI 3673]** Richtlinie VDI 3673 - Druckenlastung von Staubexplosionen (Explosions de poussières : dispositifs d'évents). Düsseldorf, Verein Deutscher Ingenieure, juin 1979, 16 p. (traduction française éditée par l'AFNOR).

**[MEDD, 1981]** circulaire interministérielle du 8 mai 1981 relative à l'application de l'arrêté du 26 septembre 1980 fixant les règles de détermination des distances d'isolement relatives aux installations pyrotechniques.

<u>Les guides de référence publiés par l'INERIS relativement utiles en complément</u> de celui-ci sont listés ci-dessous :

[Mouilleau 1999] Guide des méthodes d'évaluation des effets d'une explosion de gaz à air libre (1999) - INERIS - disponible sur www.ineris.fr

[Proust 2000] Logiciel EFFEX : prévoir les effets des explosions de poussières sur l'environnement (2000) - INERIS - disponible sur <u>www.iner</u>is.fr

[Chaineaux 2004] Omega 14 - Sécurité des procédés mettant en œuvre des pulvérulents combustibles (2004) - INERIS - disponible sur <u>www.ineris.fr</u>

**[Heudier 2004]** Omega 15 - Les éclatements de réservoirs / Phénoménologie et modélisation des effets (2004) - INERIS - disponible sur <u>www.ineris.fr</u>

# 3. RESISTANCE DES STRUCTURES AUX EFFETS THERMIQUES

### 3.1 Introduction

La résistance des structures aux effets thermiques fait l'objet d'études depuis que le retour d'expérience sur les incendies de bâtiments a montré que le feu avait des effets sur la stabilité de la structure, et, à ce titre, que la conception des structures devait en intégrer les conséquences dès l'origine.

Les Documents Techniques Unifiés de la série P92 [DTU P92-701], [DTU P 92-702], [DTU P 92-703], [DTU P 92-704] expriment l'approche normative française sur le sujet. Du point de vue européen, les Eurocodes structuraux (EC) ont également pris en compte cet aspect à plusieurs niveaux : d'une manière générale, pour ce qui est des actions sur les structures, dans l'Eurocode 1, puis plus spécifiquement pour les structures en béton (EC 2), pour les structures en acier (EC 3), pour les structures mixtes acier-béton (EC 4), pour les structures en bois (EC 5), pour les ouvrages en maçonnerie (EC 6), et pour les structures en aluminium (EC 9). Dans chacun de ces cas, c'est la partie 1.2 qui traite de l'action du feu sur les structures.

D'une manière générale, les effets d'un feu sur une structure sont multiples, et résultent du couplage entre l'intensité de l'agression, les dispositions constructives et l'évolution des caractéristiques des matériaux de construction avec la température :

- l'intensité de l'agression dépend bien évidemment de la nature des produits combustibles, ainsi que de la distance de la structure au foyer.
- pour ce qui est des matériaux, la première caractéristique qui vient à l'esprit, dans le cas d'un sinistre, est leur combustibilité. Elle concerne surtout les matières plastiques et le bois. Néanmoins, cette propriété ne signifie pas nécessairement que la tenue mécanique au feu d'une structure faite d'une matière combustible soit systématiquement plus faible que celle d'un élément constitué d'un matériau incombustible. A titre d'exemple, certaines pièces en bois, matériau combustible, mais doté de qualités d'isolation thermique, auront une tenue au feu supérieure à celles d'éléments équivalents faits d'acier. En effet, la couche de bois carbonise à la surface des pièces, limite alors la conduction de la température en leur cœur et favorise leur tenue mécanique au feu. Toutefois, la combustibilité va souvent de pair avec l'émission de fumées toxiques pour l'être humain.

- une autre propriété, la dilatation thermique, concerne principalement les structures métalliques. Elle interagit directement avec les dispositions constructives: pour les éléments dont les extrémités sont fixées, elle va être à l'origine de forces pouvant conduire à de la compression, voire à du flambage ou au déplacement des éléments auxquels ils sont reliés aux extrémités. Par ailleurs, dans le cas de matériaux particulièrement peu conductifs, tels que le béton, elle peut être à l'origine de phénomènes de gauchissement induisant des contraintes internes, la partie chauffée se dilatant nettement plus que la partie qui ne l'est pas.
- les caractéristiques intrinsèques des matériaux évoluent souvent très fortement avec la température, généralement dans le sens d'une moindre résistance mécanique.
- enfin, certains matériaux, tels que le béton, par exemple, peuvent subir des dégradations irréversibles lorsqu'ils sont soumis au feu.

# 3.2 INFLUENCE DE LA TEMPERATURE SUR LES CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

#### 3.2.1 Introduction

Ainsi que l'introduction l'a expliqué, la réponse des matériaux au feu peut être extrêmement variable, mais, le plus souvent, va dans le sens d'un affaiblissement de leurs propriétés mécaniques.

Dans ce qui suit, les cas de l'aluminium et du bois, peu utilisés dans les constructions industrielles, seront laissés de côté. Le lecteur intéressé pourra se reporter aux documents faisant autorité dans le domaine, par exemple, les Eurocodes correspondants. Seuls seront ici traités les aciers et le béton.

#### 3.2.2 **ACIER**

# 3.2.2.1 AFFAIBLISSEMENT DES PROPRIETES MECANIQUES

Les propriétés mécaniques de l'acier varient fortement avec la température. Si une courbe de traction d'éprouvette classique est considérée, une augmentation de la température va globalement abaisser la courbe de traction, dans le sens d'une moindre résistance de l'acier (Figure 13).

Cette propriété a été dramatiquement mise en évidence lors de l'incendie du Collège Pailleron. En effet, dans le contexte de forte natalité de l'après guerre, un grand nombre d'établissements scolaires fut construit en employant des procédés plus rapides et plus simples, notamment l'acier, que ceux qui étaient jusque là en vigueur. Le CES Pailleron faisait partie d'une série de constructions modulaires. Il s'agissait d'un bâtiment de trois étages, à ossature métallique, sur laquelle étaient disposés des éléments d'isolation et de décoration. Le 6 février 1973, dans la soirée, l'incendie d'une poubelle se propagea très rapidement à l'ensemble du bâtiment, et conduisit à son effondrement sur la vingtaine de personnes encore présente dans le bâtiment.

Cette modification des propriétés mécaniques de l'acier est prise en compte dans l'Eurocode 3, partie 1.2 au moyen de la définition de facteurs de réduction à appliquer aux différents éléments de la courbe de traction en fonction de température. Le Tableau 3 reprend ces différents facteurs de réduction, ainsi que leur évolution.

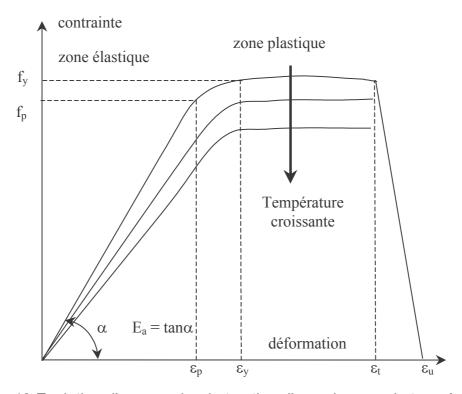


Figure 13 Evolution d'une courbe de traction d'un acier avec la température

# 3.2.2.2 CONDUCTIVITE THERMIQUE

La conductivité thermique de l'acier, de l'ordre de 45 W/(m.K) à l'ambiante et décroissant jusqu'à une trentaine de W/(m.K) autour de 800°C, est élevée, comparée à celle des autres matériaux de construction. A titre d'exemple, la conductivité thermique du béton est de l'ordre de 0,9 W/(m.K) à l'ambiante, et celle des briques inférieure à 1 W/(m.K). En première approximation, il sera donc souvent possible de supposer isotherme la section d'une poutre ou d'un poteau en acier soumis au feu.

#### 3.2.2.3 DILATATION THERMIQUE

La dilatation thermique relative de l'acier varie en fonction de la température en suivant la courbe de la Figure 14.

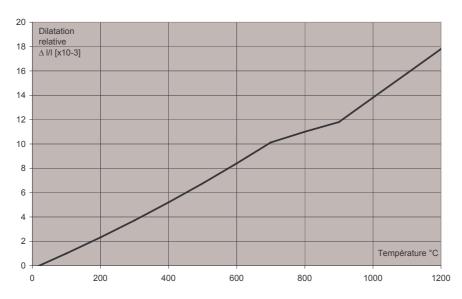


Figure 14 Dilatation thermique relative de l'acier d'après l'Eurocode 3, partie 1.2 [XP ENV 1992-1-2, 2001]

Température (°C)	Facteur de réduction k <sub>y</sub> par rapport à f <sub>y</sub> (%)	Facteur de réduction k <sub>p</sub> par rapport à f <sub>p</sub> (%)	Facteur de réduction k <sub>E</sub> par rapport à E <sub>a</sub> (%)
20	100.0	100.0	100.0
100	100.0	100.0	100.0
200	100.0	80.7	90.0
300	100.0	61.3	80.0
400	100.0	42.0	70.0
500	78.0	36.0	60.0
600	47.0	18.0	31.0
700	23.0	7.5	13.0
800	11.0	5.0	9.0
900	6.0	3.8	6.8
1000	4.0	2.5	4.5
1100	2.0	1.3	2.3
1200	0.0	0.0	0.0

Tableau 3 Facteur de réduction d'un acier de construction

#### **3.2.3 BETON**

#### 1.1.1.1 MECANISMES DE DEGRADATION

Incombustible, le béton peut néanmoins subir des atteintes irréversibles lorsqu'il est soumis au feu. La durée, souvent très longue, des réparations effectuées sur un tunnel après un sinistre illustre ce propos.

Le béton est constitué de granulats (entre 60 et 75 %) et de pâte de ciment. Les ciments usuels contiennent quatre constituants principaux :

- le silicate dicalcique (CaO)<sub>2</sub>SiO<sub>2</sub> noté C<sub>2</sub>S;
- le silicate tricalcique (CaO)<sub>3</sub>SiO<sub>2</sub> noté C<sub>3</sub>S;
- l'aluminate tricalcique (CaO)<sub>3</sub>Al2O<sub>3</sub> noté C<sub>3</sub>A;
- l'aluminate tétracalcique (Ca0)<sub>4</sub>Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub> noté C<sub>4</sub>AF.

En présence d'eau, C3S et C2S s'hydratent pour former de l'hydroxyde de calcium (portlandite CH) et du silicate de calcium hydraté (CSH, anciennement "gel de tobermorite") qui est le composant principal de la pâte de ciment (50 à 70 % de la masse du ciment).

Soumis au feu, le béton va se dégrader de manière irréversible suivant le Tableau 4. Une description plus précise des phénomènes en jeu est à trouver dans la [MENOU 2004].

Température °C	Réactions physico-chimiques	
30 <t<120°c< td=""><td>L'eau libre et une partie de l'eau adsorbée s'échappent du béton.</td></t<120°c<>	L'eau libre et une partie de l'eau adsorbée s'échappent du béton.	
120°C	L'eau non liée est complètement éliminée.	
180°C <t<880°c< td=""><td>Déshydratation continue du CSH.</td></t<880°c<>	Déshydratation continue du CSH.	
450°C <t<550°c< td=""><td>Déshydratation du CH</td></t<550°c<>	Déshydratation du CH	
1300°C~1400°C <t< td=""><td>Le béton passe à l'état de boue</td></t<>	Le béton passe à l'état de boue	

Tableau 4 Principales réactions de dégradation du béton en fonction de la température

Sous l'effet de l'agression thermique, le béton peut souffrir du phénomène d'écaillage. Il s'agit d'une détérioration superficielle sous forme d'écailles. Léger, l'écaillage est qualifié de pelage. Sévère, il est appelé éclatement. Il peut également se produire de manière explosive : écaillage explosif. L'écaillage du béton peut résulter de plusieurs phénomènes :

- gradients de température importants dans l'épaisseur, associés à une contrainte de compression en face chauffée;
- mauvaise évacuation, et vaporisation interne, de l'eau libre, liée et de l'eau de structure, à l'intérieur du béton due à une trop faible porosité ou à une montée en température trop importante (porosité insuffisante pour en permettre le drainage);

• dilatation différentielle très importante entre granulats et pâte.

Les paramètres les plus influents sur le phénomène sont les suivants :

- la teneur en eau du béton, dont une augmentation favorise l'éclatement ;
- la compacité du béton, dont une augmentation favorise l'éclatement ;
- la contrainte de compression en surface, dont une augmentation favorise l'éclatement;
- la vitesse de chauffage, dont une augmentation favorise l'éclatement.

Dès qu'un risque d'éclatement du béton est suspecté, la justification de la résistance de la structure à l'incendie doit s'accompagner d'essais, permettant d'évaluer l'importance que l'écaillage peut avoir. Les données collectées (épaisseur d'enrobage détruite) sont ensuite introduites dans le calcul pour en évaluer l'influence sur la tenue de la structure.

Ce risque est généralement à considérer dans tous les cas pour les Bétons à Haute Performance (BHP), ou pour les Bétons Ordinaires (BO) dans les cas où ils sont soumis à de très forts gradients thermiques, par exemple des feux d'hydrocarbures.

#### 3.2.3.1 AFFAIBLISSEMENT DES PROPRIETES MECANIQUES

L'Eurocode 2 propose des facteurs de réduction de la résistance à la compression du béton (Figure 15), ainsi que des facteurs de réduction de la résistance caractéristique des fers. Globalement, la résistance du béton chute de façon similaire à celle de l'acier, puisqu'elle est divisée par deux à 500°C.

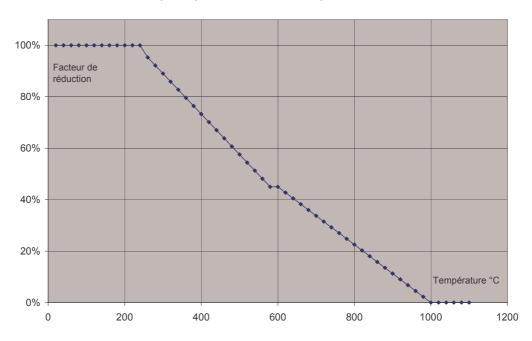


Figure 15 Facteur de réduction du béton d'après l'Eurocode 2, partie 1.2 [XP ENV 1992-1-2, 2001]

# 3.2.3.2 DILATATION

La dilatation thermique du béton avec la température est du même ordre que celle de l'acier.

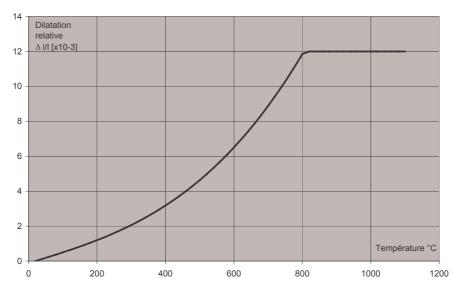


Figure 16 Dilatation thermique relative du béton à granulats calcaires d'après l'Eurocode 2, partie 1.2 [XP ENV 1992-1-2, 2001]

#### 3.2.3.3 CONDUCTIVITE THERMIQUE

La conductivité thermique du béton est très faible. Pour cette raison, soumis au feu, il peut être sujet à des phénomènes de gauchissement résultant de la dilatation différentielle entre les parties chaudes et les parties froides.

#### 3.3 MODELISATION DE L'AGRESSION

#### 3.3.1 Introduction

Le feu peut être modélisée de plusieurs façons, suivant le degré de précision souhaité, et sa nature (feu interne ou feu externe). A une extrémité du spectre se trouvent les modèles de feu nominaux, simples, mais imprécis. A l'autre extrémité du spectre, les codes à champs font appel à la résolution très longue de systèmes d'équations de mécanique des fluides extrêmement complexes.

Le choix du modèle de feu va donc s'opérer en répondant à la question de la précision du calcul souhaitée. D'un point de vue méthodique, il peut être intéressant de dégrossir au préalable le problème au moyen de valeurs forfaitaires (voir plus loin au paragraphe 3.4.2), quitte à le traiter de manière plus fine si nécessaire.

#### 3.3.2 MODELES RADIATIFS

Dans ce paragraphe, seules des notions sommaires concernant ces modèles sont présentées. Le lecteur désireux d'aller au delà de ces quelques lignes peut se reporter au rapport Oméga 2 de l'INERIS relatif aux feux de nappes [Joly 2002].

Les feux peuvent être représentés en première approche, au moyen de modèles radiatifs. Ces modèles supposent que la totalité des transferts thermiques est réalisée au travers du rayonnement thermique. Ils négligent donc la contribution de la convection à l'agression, approche qui n'est vérifiée qu'à une distance suffisante du foyer.

Le modèle le plus simple assimile la flamme à un point source qui rayonne dans l'environnement de manière isotrope (Figure 17).

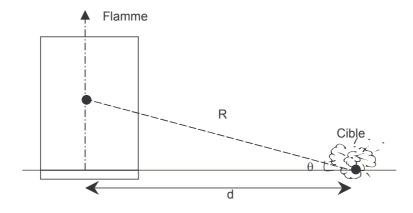


Figure 17 Modèle du point source

La densité de flux thermique reçue par la cible,  $q_a$  (kW/m²), dépend de la puissance rayonnée par la flamme  $Q_r$  (kW), ainsi que de la direction et de la distance entre le foyer et la cible :

$$q_a = \frac{Q_r \cos \theta}{4.\pi . R^2}$$

Compte tenu des hypothèses retenues, ce modèle n'est approprié que pour des foyers très distants de la cible.

Un modèle plus élaboré, celui de la flamme solide, suppose une géométrie à la flamme (cylindre, cône, rectangle...) à la surface de laquelle elle va rayonner de manière homogène. Le caractère semi-transparent de la flamme n'est donc pas considéré. Le modèle peut prendre en compte l'inclinaison de la flamme et la déformation de sa base sous l'effet du vent. Cette fois, la densité de flux thermique reçue par la cible,  $q_a$  (kW/m²), est fonction du pouvoir émissif surfacique de la flamme  $\Phi_0$  (kW/m²), ainsi que du facteur de transmission de l'atmosphère  $\tau$  entre la flamme et la cible, et de F, le facteur de forme entre ces dernières :

$$q_a = \Phi_0 \cdot F \cdot \tau$$

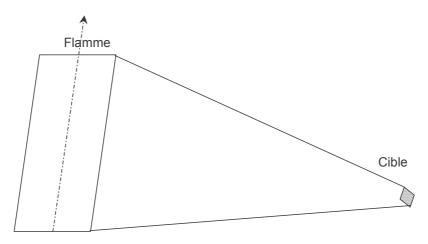


Figure 18 Modèle de flamme solide

#### 3.3.3 COURBES TEMPERATURE / TEMPS

Ces courbes cherchent à représenter l'évolution de la température des gaz chauds à proximité des éléments de structure. Elles font l'hypothèse que cette température est homogène à leur voisinage.

Ces courbes peuvent être paramétrées, lorsqu'elles résultent de modèles de feu et de paramètres physiques spécifiques définissant les conditions à l'intérieur du compartiment. L'Eurocode 1 fournit ainsi en son annexe A l'évolution de la température d'un incendie, supposée uniforme, dans un compartiment de surface de plancher inférieure à 500 m². Comme toute courbe paramétrée, ce modèle demande d'y entrer comme données initiales la densité de charge calorifique, les dispositions géométriques et thermophysiques de l'enceinte, ainsi que les caractéristiques des ouvertures.

Elles peuvent également être nominales lorsqu'elles sont conventionnellement adoptées pour la classification ou la vérification de la résistance des structures. Les courbes nominales se partagent grossièrement en courbes dites "cellulosiques" et courbes dites "hydrocarbures" (Figure 19).

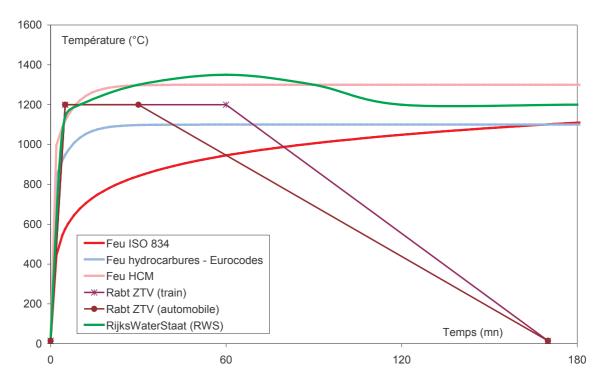


Figure 19 Principales courbes nominales

Les courbes cellulosiques, élaborées sur la base d'essais, cherchent à décrire au mieux l'incendie de matériaux à base de cellulose, tels que papiers, cartons, bois... Les courbes britanniques BS 476 et américaine ASTM-119 ont les premières rempli ce rôle. La courbe ISO 834, dite feu ISO, est celle qui sert maintenant de standard international pour les calculs de résistance au feu :

$$T(^{\circ}C) = T0 + 345 \cdot \log(8t+1)$$

Les courbes hydrocarbures résultent également d'essais, et visent à décrire l'incendie d'hydrocarbures. Les premières courbes réalisées (RWS) l'ont été aux Pays Bas pour la conception de tunnels. Elles représentent l'incendie d'une citerne de 50 m³ de fioul / essence (300 MW /120 mn). Par la suite, plusieurs autres pays ont également élaboré des courbes hydrocarbures : l'Allemagne (courbes RABT basées sur des essais du projet Eurêka), la France (HCM -Hydrocarbures Majorant). Les Eurocodes intègrent également une courbe nominale hydrocarbures (HC).

Pour mémoire, la courbe nominale HCM s'exprime en multipliant les températures de la courbe HC de l'Eurocode par un facteur 1300/1100 :

$$\begin{cases} HC: T(^{\circ}C) = 1080 \left(1 - 0.325 e^{-0.167 t} - 0.675 e^{-2.5 t}\right) + 20 \\ HCM: T(^{\circ}C) = 1280 \left(1 - 0.325 e^{-0.167 t} - 0.675 e^{-2.5 t}\right) + 20 \end{cases}$$

# 3.3.4 CODES A ZONES

Les modèles à zones consistent à décomposer le système à étudier en souséléments ou zones. Pour chacune des zones, des lois globales et semi-

empiriques sont utilisées pour décrire ce qui s'y passe, y compris les échanges de masse et chaleur avec les zones voisines. Les propriétés physiques et quantités calculées, telles la température, concentration des fumées, sont supposées uniformes dans une zone.

Pour la plupart des modèles, une zone correspond à une pièce d'un bâtiment, un bureau ou un hall industriel. Toutefois, certains modèles décomposent une pièce en zones dont les frontières ne correspondent à aucune barrière réelle mais essaient de prendre en compte les phénomènes physiques de façon à ce que chaque zone ait des propriétés homogènes.

Les codes à deux zones sont des modèles qui considèrent que le local dans lequel se produit l'incendie se divise en deux zones : une zone froide, basse, et une zone chaude, haute, alimentée par le foyer. Ces deux zones homogènes en température, concentration d'espèces chimiques... sont régies par les équations de conservation de masse et d'énergie. Au cours du développement de l'incendie, la zone chaude occupe progressivement l'espace de la zone froide.

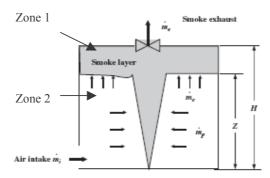


Figure 20 Modèle à deux zones (incendie dans une pièce ventilée, reproduit de Chow et al. (2006) avec la permission d'Elsevier)

Un modèle "une-zone" considère une température uniforme, dont l'évolution temporelle dépend de la conservation de la masse et de l'incendie dans le compartiment.

Le lecteur désireux d'en savoir plus sur les codes à zones peut se reporter à la [CARRAU 2000] et à la [GOBEAU 2006].

# 3.3.5 CODES A CHAMPS

Les codes à champs modélisent également un incendie confiné, mais cette fois-ci en résolvant les équations de mécanique des fluides en chaque point du local. Ces codes sont en théorie plus précis que les précédents, mais demandent un travail de modélisation plus important (préparation de la géométrie, voir par exemple la Figure 21) et un temps de calcul également plus grand. Ils permettent toutefois d'obtenir des résultats d'une grande finesse. Ils permettent ainsi d'obtenir les champs de température (Figure 22), la répartition des fumées, des différentes espèces chimiques, etc.

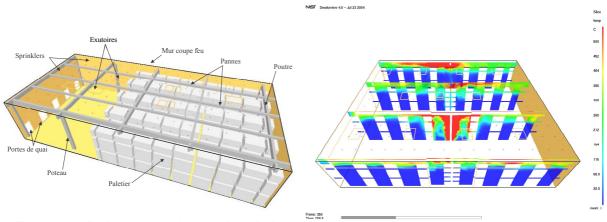


Figure 21 Préparation de la géométrie

Figure 22 Résultat sous forme de champs de température

Le lecteur désireux d'en savoir plus peut se reporter à la [CARRAU 2000] et à la [GOBEAU 2006].

#### 3.4 REPONSE DES STRUCTURES

#### 3.4.1 Introduction

La question du comportement des structures au feu telle qu'elle est recherchée dans le Risque Accidentel peut emprunter deux formes :

- La première est celle qui consiste à s'assurer de la stabilité de la structure pendant une durée donnée, c'est à dire à vérifier que la structure satisfait aux exigences de performance pendant cette durée. Habituellement, cette notion de stabilité au feu recouvre celle de la stabilité à un feu conventionnel.
- La deuxième est celle qui concerne la cinématique de l'effondrement de la structure. Il s'agit de suivre le mode d'effondrement de la structure au cours de l'incendie (vers l'intérieur ou vers l'extérieur du compartiment en feu).

Pour ce qui est de la stabilité, la réponse des structures à l'agression, ainsi que la façon dont elle est modélisée, dépend fortement de la nature de l'agression : feu externe ou interne. Dans le premier cas, une approche forfaitaire, basée sur la valeur du flux thermique incident, permet d'évaluer les effets de cette agression.

Pour les feux internes, dans certains types de structures (béton ou mixtes béton acier), il est possible de disposer de valeurs tabulées, basées sur des essais, pour lesquels la stabilité de l'élément à un feu ISO est garantie.

Hormis dans ce cas, la réponse des structures au feu ne peut s'obtenir qu'en déterminant au préalable la température des éléments et en l'appliquant à un modèle mécanique. Dans certains cas, les documents normatifs (DTU, Eurocodes) fournissent des champs de température issus de la résolution de l'équation de la chaleur moyennant des hypothèses concernant les conditions limites (température des gaz au contact de l'élément, par exemple).

Dans tous les autres cas, la réponse de la structure doit être déterminée en couplant un modèle thermique à un modèle mécanique.

L'analyse de la structure peut alors se faire, suivant les besoins :

• par élément :

Chacun des éléments de la structure est analysé en le considérant isolé des autres, et en remplaçant ses liaisons avec eux par des conditions aux limites appropriées.

par parties de la structure :

Une partie de la structure est analysée en remplaçant ses liaisons avec le reste de la structure par des conditions aux limites appropriées.

pour la structure dans son entier.

# 3.4.2 FEU EXTERNE - APPROCHE FORFAITAIRE

Une approche forfaitaire de la réponse des structures à un feu externe est possible. Elle peut s'appuyer sur le Tableau 5 extrait de [MEDD 2004] qui associe des dommages à des valeurs de flux. Le principe de la méthode consiste alors à :

- modéliser l'agression à partir d'un modèle de feu externe, par exemple la flamme solide;
- déterminer les valeurs du flux thermique qui parviennent à la cible ;
- comparer finalement ces valeurs avec celles du Tableau 5 pour en évaluer forfaitairement les conséquences sur le bâti.

Nature des effets	Flux radiatif en kW/m <sup>2</sup>
Bris de vitres	5
Propagation de feu improbable sans mesure de protection particulière	<8
La peinture cloque	8
Apparition d'un risque d'inflammation pour les matériaux combustibles (tels que le bois) en présence d'une source d'ignition	10
Propagation de feu probable sauf mesure de refroidissement	>12
Flux limite de tenue des structures pour une exposition prolongée, hors structures en béton	16
Tenue du béton pendant plusieurs heures	20
Auto-inflammation du bois	35
Propagation du feu à des réservoirs de stockage d'hydrocarbures, même refroidis	36
Auto-inflammation des matériaux plastiques thermodurcissables	84
Ruine du béton en quelques dizaines de minutes	200
Inflammation des surfaces exposées au flux radiatif et ainsi rupture et/ou destruction des éléments de structure selon les cas suivants :	
- Bois	15
- Matière synthétique	15
Rupture ou destruction des éléments de structure en :	
- Verre	4
- Acier	100
Décoloration importante d'une certaine surface de matériau exposé au flux radiatif, écaillage des peintures et/ou déformations significatives des éléments de structure en :	
- Bois	2
- Matière synthétique	2
- Acier	25

Tableau 5 Valeurs forfaitaires de flux thermique, d'après [MEDD 2004]

# 3.4.3 METHODES DE CALCUL

Cette partie sera actualisée en prenant compte de l'évolution des eurocodes

Les méthodes de calcul qui peuvent être mises en œuvre pour évaluer le comportement d'une structure à l'incendie peuvent être qualifiées de méthode simplifiée et méthode avancée.

#### 3.4.3.1 METHODE SIMPLIFIEE

Elle dépend de la nature du matériau dont est constituée la structure. Dans le cas de structures en acier ou mixte, béton-acier, cette méthode se base sur le principe de la température critique, c'est à dire la température pour laquelle l'élément ne sera plus en mesure d'assurer ses fonctions. Pour ce qui est des structures en béton, la méthode simplifiée est celle de la section réduite, qui consiste à retirer de l'élément la partie que le feu est supposé avoir endommagée. Ces deux procédés vont maintenant être décrits.

#### 3.4.3.1.1 TEMPERATURE CRITIQUE

Dans le cas des éléments mixtes ou en acier, les Eurocodes préconisent l'emploi du facteur de massiveté pour le calcul des échanges thermiques. Ce facteur correspond au rapport de la surface d'échange avec le feu et du volume pour un élément unitaire. Il s'exprime en m<sup>-1</sup>.



Figure 23 Eléments de massiveté différentes

Dans ce cas, l'Eurocode propose de calculer l'élévation de température  $\Delta\theta_{a,t}$  sur la base des formules suivantes :

Elément en acier non protégé :  $\Delta\theta_{a,t} = \frac{A_m / V}{C_a \rho_a} \dot{h}_{net,d} \Delta t$ 

- A<sub>m</sub>/V facteur de massiveté ;
- C<sub>a</sub>, ρ<sub>a</sub> chaleur spécifique et masse volumique de l'acier ;
- ∆t pas de temps (< 5s);</li>
- h<sub>net.d</sub> flux thermique net.

Le flux thermique net s'écrit comme la somme d'une contribution radiative et d'une contribution convective :

$$\dot{h}_{\text{net,d}} = \dot{h}_{\text{net,conv}} + \dot{h}_{\text{net,rad}}$$

avec:

$$\dot{h}_{\text{net,conv}} = \alpha_{\text{conv}} \Big( \theta_{\text{g}} - \theta_{\text{m}} \Big)$$

- α<sub>conv</sub>: coefficient de convection normalisé (25 W/m² K);
- θ<sub>q</sub> : température des gaz à proximité de l'élément (°C) ;
- θ<sub>m</sub>: température en surface de l'élément (°C);

$$\dot{\mathbf{h}}_{\text{net rad}} = \Phi \cdot \boldsymbol{\varepsilon}_{\text{m}} \cdot \boldsymbol{\varepsilon}_{\text{f}} \cdot \boldsymbol{\sigma} \cdot \left[ (\boldsymbol{\theta}_{\text{r}} + 273)^4 - (\boldsymbol{\theta}_{\text{m}} + 273)^4 \right]$$

- Φ : facteur de forme, pris forfaitairement à 1 ;
- ε<sub>m</sub>: émissivité de la surface de l'élément, pris forfaitairement à 0,8;
- ε<sub>f</sub>: émissivité du feu, pris forfaitairement à 1;
- σ : constante de Stefan Boltzmann (5,67·10<sup>-8</sup> W/m²K<sup>4</sup>)
- $\theta_r$ : température de rayonnement effectif de l'environnement du feu (°C), pris comme la température des gaz (embrasement généralisé);
- θ<sub>m</sub> : température en surface de l'élément (°C).

# Elément protégé :

$$\Delta\theta_{a,t} = \left[\frac{\lambda_{p}/d_{p}}{C_{a}\rho_{a}}\frac{A_{p}}{V_{i}}\left(\frac{1}{1+\Phi/3}\right)\left(\theta_{t}-\theta_{a,t}\right)\Delta t\right] - \left[\left(\exp\left(\frac{\Phi}{10}\right)-1\right)\Delta\theta_{t}\right]$$

avec:

$$\Phi = \left(\frac{C_{p}\rho_{p}}{C_{a}\rho_{a}}\right) dp \left(\frac{A_{p}}{V_{l}}\right) et \ \Delta\theta_{a,t} \ge 0$$

- A<sub>p</sub>/V<sub>i</sub> facteur de massiveté prenant en compte la surface intérieure du matériau de protection ;
- $\Delta\theta_t$  est l'augmentation de température des gaz [°C] pendant l'intervalle de temps t ;
- C<sub>a</sub>, ρ<sub>a</sub> chaleur spécifique et masse volumique de l'acier ;
- $\lambda_p$ ,  $C_p$ ,  $\rho_p$ ,  $d_p$ , conductivité, chaleur spécifique, masse volumique et épaisseur du matériau de protection ;
- ∆t pas de temps (< 5s).</li>

La température critique (ou température de ruine) correspond à la température pour laquelle la résistance mécanique d'un matériau diminue jusqu'à devenir égale aux sollicitations auxquelles il est soumis.

Le modèle mécanique doit donc dans un premier temps déterminer les points faibles de la structure à froid sous la combinaison de chargement la plus défavorable. Une fois les points faibles de la structure identifiés, la température critique peut être déterminée en regardant quel serait le facteur de réduction du Tableau 3 qui conduirait à un facteur de sécurité de 1. Le temps mis par l'élément

pour atteindre cette valeur, d'après le modèle thermique, donne le temps durant lequel la stabilité est assurée.

Dans le cas pour lequel des éléments de structure ont un fort empêchement de dilatation longitudinale, l'effet dû à l'accroissement de la température doit être pris en compte séparément.

Le DTU Feu acier fournit une approximation forfaitaire de la température critique en fonction du taux de sollicitation.

#### 3.4.3.1.2 Section reduite

Dans le cas du béton, et seulement lorsqu'il est soumis à un feu normalisé, il est possible d'employer la méthode de la section réduite.

Il s'agit tout d'abord de déterminer la distribution de température, due à l'agression thermique, à l'intérieur de l'élément, à l'aide d'un modèle thermique classique.

Puis, l'épaisseur a<sub>z</sub> de la zone endommagée à retirer est déterminée suivant le cas :

Pour des poutres ou des planchers soumis au cisaillement comme :

$$a_z = w \left[ 1 - \frac{k_{c,m}}{k_c(\theta_m)} \right]$$

 Pour des poteaux, murs et autres constructions pour lesquels des effets du 2<sup>nd</sup> ordre doivent pris en compte comme :

$$a_z = w \left[ 1 - \left[ \frac{k_{c,m}}{k_c(\theta_m)} \right]^{1/3} \right]$$

avec w : demi-épaisseur du mur et k<sub>c</sub> facteur de réduction du béton.

Le calcul consiste ensuite à évaluer la résistance limite ultime de la construction, sous la combinaison de chargement adéquate, en tenant compte de la section réduite.

Il convient de s'assurer en outre que le béton ne peut souffrir du phénomène d'écaillage.

Cette méthode est une extension de celle dite "de l'isotherme à 500°C", qui considère que les parties du béton possédant une température supérieure à 500°C ne sont pas prises en compte dans l'étude de structure, alors que les autres conservent toutes leurs propriétés mécaniques.

# 3.4.3.2 METHODE AVANCEE

La méthode avancée peut également mettre en œuvre un découplage des phénomènes thermiques et mécaniques au travers de deux modèles distincts.

Elle doit prendre en compte les variations des propriétés mécaniques des matériaux avec la température, ainsi que les effets des contraintes et déformations

thermiques, dues tant à l'accroissement de température qu'aux gradients de température.

Dans le cas du béton, la démarche peut faire appel à la notion de thermoéléments :

- 1. A partir du modèle thermique, évaluation du champ de température dans les éléments.
- 2. Etude des éléments suivant la section. Un modèle unidimensionnel d'équation de la chaleur permet de récupérer la température aux nœuds à l'intérieur des éléments.

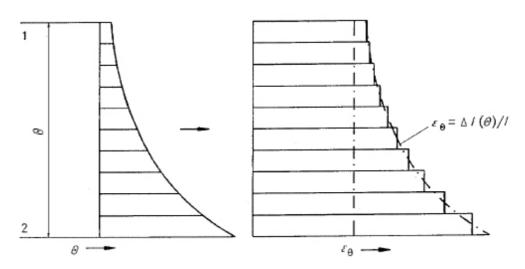


Figure 24 Thermo-élément au sens de l'Eurocode ENV 1992-1-2

3. Décomposition en thermo-éléments (Figure 24), au sens de l'Eurocode ENV 1992-1-2, c'est-à-dire en fibres longitudinales indépendantes, thermiquement indépendants et libres de se déformer axialement, sur lesquelles sont déterminées, à partir de la contrainte thermique normale, l'effort normal et le moment équivalents :

$$\begin{split} N(\theta) &= \int_{y_1}^{y_2} \sigma(\theta) \, dA = \int_{y_1}^{y_2} \left( \Delta I(\theta) / I \right)_c E_c(\theta) dA \\ M(\theta) &= \int_{y_1}^{y_2} \sigma(\theta) \, y \, dA = N(\theta) \cdot e \end{split}$$

Équation 1

La dilatation, tout comme le module de Poisson, sont alors calculés en suivant les formules de l'Eurocode ENV 1992-1-2.

#### 3.5 MOYENS DE PROTECTION

Les moyens de protection des structures au feu peuvent être de plusieurs types :

 Peintures intumescentes : cette solution consiste à appliquer des peintures qui vont gonfler comme une meringue sous l'effet de la chaleur, et donc consommer une partie du flux thermique, tout en isolant l'élément protégé. Elles se composent en général d'un complexe à trois peintures : une couche initiale anti-corrosion, un enduit intumescent, une couche de finition. L'expérience montre qu'en l'absence de chocs, seule la couche de finition doit être renouvelée régulièrement.

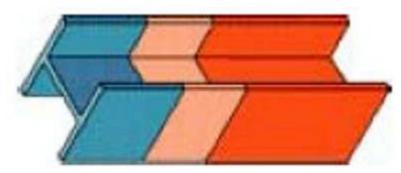


Figure 25 Peintures intumescentes appliquées sur un profilé métallique, constituées d'une couche primaire, de la peinture intumescente proprement dite et de la couche de finition.

- Peintures à faible émissivité : cette solution est basée sur le fait qu'une peinture à faible émissivité va réduire de fait l'impact des transferts radiatifs sur la structure, essentiellement en raison de sa capacité importante de réflexion. Ce type de peinture commence à arriver sur le marché.
- Mortier projeté : cette solution, employée couramment en tunnel, permet des tenues de deux heures à un feu HCM. La nature du produit projeté peut être, suivant les cas, des fibres minérales de faible densité, ou des produits pâteux de plus forte densité.
- Eléments rapportés : cette solution consiste à appliquer des éléments qui vont servir d'écran au feu pour la structure à protéger.

#### 3.6 REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Références citées dans le texte :

[DTU P 92-701] "Règles de calcul. - Méthode de prévision par le calcul du comportement au feu des structures en béton", décembre 2000.

**[DTU P 92-702]** "Règles de calcul. - Méthode de prévision par le calcul du comportement au feu des structures en acier. - Annexe : méthodologie de caractérisation des produits de protection", décembre 1993.

**[DTU P 92-703]** "Règles BF 88. - Méthode de justification par le calcul de la résistance au feu des structures en bois", février 1988.

**[DTU P 92-704]** "Règles FPM 88. - Méthode de prévision par le calcul du comportement au feu des poteaux mixtes (acier + béton)", septembre 1988.

**[JOLY 2002]** C. JOLY, E. BERNUCHON, Méthode pour l'évaluation et la prévention des risques accidentels (DRA-006),  $\Omega$ -2, Feux de nappe, Direction des Risques Accidentels, Octobre 2002. Téléchargeable sur www.ineris.fr

**[CARRAU 2000]** André CARRAU, Développement d'une méthodologie d'évaluation des effets thermiques et toxiques des incendies d'entrepôt (DRA-03), Rapport intermédiaire d'Opération, Modélisation de l'incendie en milieu confiné, Décembre 2000. Téléchargeable sur <a href="https://www.ineris.fr">www.ineris.fr</a>

[MEDD 2004] Guide technique relatif aux valeurs de référence des seuils d'effets des phénomènes accidentels des installations classées, MEDD, octobre 2004, disponible sur http://www.ecologie.gouv.fr/IMG/pdf/Guide\_technique\_valeurs\_de\_ref\_des\_seuils effets.pdf

**[GOBEAU 2006]** N. GOBEAU, Revue des modèles pour prédire les conséquences d'un incendie dans un milieu confiné, Rapport d'étude, Direction des Risques Accidentels, INERIS, 2006.

**[XP ENV 1992-1-2]** XP ENV 1992-1-2, , Eurocode 2 : Calcul des structures en béton et Document d'Application Nationale. Partie 1-2 : Règles générales : Calcul du comportement au feu, 2001

**[MENOU 2004]** A. MENOU, Thèse de doctorat de l'Université de Pau et des Pays de l'Adour, Spécialité : Mécanique des solides, Etude du comportement thermomécanique des bétons à haute température : approche multi échelles de l'endommagement thermique, 2004.

#### Autres références utiles :

Arrêté du 5 août 2002 relatif à la prévention des sinistres dans les entrepôts couverts soumis à autorisation sous la rubrique 1510. Disponible sur :http://aida.ineris.fr

F. MASSON, INERIS, 2001, Développement d'une méthodologie d'évaluation des effets thermiques et toxiques des incendies d'entrepôts (DRA-03). Rapport intermédiaire. Comportement de structures soumises à un incendie. Premières réflexions. MATE.

http://www.ctn.etsmtl.ca/dbauer/ctn-408/index.html

TIDE R.H.R, 1998, Integrity of Structural steel after exposure to fire, Engineering Journal, First Quarter, pp 26-38.

Gosselin C.G., 1987, Protection des structures contre le feu – Méthodes de prédiction, Colloque sur la "Conception en fonction de la sécurité incendie : la science et son application aux codes du bâtiment", Conseil National de Recherche du Canada, téléchargeable sur http://www.nrc.ca/irc/bsi.



# 4. LES MOYENS EXPERIMENTAUX AU SERVICE DE LA RESISTANCE DES STRUCTURES AUX ACTIONS ACCIDENTELLES.

#### 4.1 GENERALITES.

Afin de déterminer les charges admissibles par un élément, l'ingénieur doit déterminer les caractéristiques du matériau. Il s'intéresse de manière privilégiée au seuil plastique, seuil des déformations irréversibles et à la limite de rupture. Ces données seront ensuite intégrées aux calculs de RDM pour déterminer le comportement en service de l'élément.

Il est à considérer dans le domaine de la résistance des structures aux actions accidentelles que les paramètres « matériaux » pris en compte ne sont pas les mêmes qu'en fonctionnement normal. Il est clair qu'on tolérera, par exemple, qu'une paroi devant résister à une explosion accidentelle se déforme largement dans le domaine plastique. Tandis qu'une paroi devant résister à une sollicitation de service devra rester dans la gamme des déformations élastiques

Certains éléments peuvent subir une agression rapide du type onde de souffle. De ce fait, la réponse dynamique des ces derniers doit être déterminée et ceci au moyen d'essais appropriés. Les essais de comportement dynamique des matériaux ne peuvent être compris comme de simples extensions d'essais quasistatiques en raison de l'influence de la propagation des ondes. Les ondes élastiques se propagent dans les matériaux à des vitesses de l'ordre de plusieurs kilomètres par seconde. Pour définir le comportement dynamique d'un matériau, il faut absolument tenir compte des phénomènes ondulatoires.

Il s'agit donc ici de présenter les différents types d'essai qui vont permettre de déterminer les caractéristiques mécaniques des matériaux nécessaires aux calculs analytiques ou numériques présentés dans les chapitres précédents.

#### 4.2 ESSAIS STATIQUES

#### 4.2.1 LES TESTS MATERIAUX.

Les essais dits « matériaux » doivent mettrent en jeu des états de contrainte simples et connus. Ils doivent encore être reproductibles, c'est ainsi que des organismes nationaux et internationaux (AFNOR, ISO, ...) ont créé des normes portant sur la géométrie des éprouvettes, sur les machines d'essais, les techniques expérimentales.

Il existe un nombre important d'essais de ce type et nous prenons donc, le parti ici de présenter ceux dont les résultats sont les plus couramment utilisés dans les calculs des structures, c'est à dire les essais de traction pour les éléments métalliques, de compression pour tester la qualité des bétons et de flexion utilisés par exemple pour estimer la résistance des poutres métalliques ou en béton armé.

# 4.2.1.1 Essai de traction (*NF EN 10002-1*)

Il consiste à soumettre une éprouvette cylindrique ou prismatique à un effort de traction et d'en déterminer l'allongement. Le spécimen est composé classiquement d'une partie centrale de longueur  $L_0$  et de section constante  $S_0$ , ainsi que deux extrémités de section supérieure à  $S_0$ , permettant la préhension des mors de la machine d'essai.







Figure 26-Vue de la machine d'essai

Figure 27-Vues de l'éprouvette et d'un extensomètre

Cette dernière est composée d'un bâti rigide et d'une traverse mobile qui va imposer l'effort de traction à l'éprouvette par l'intermédiaire du mors.

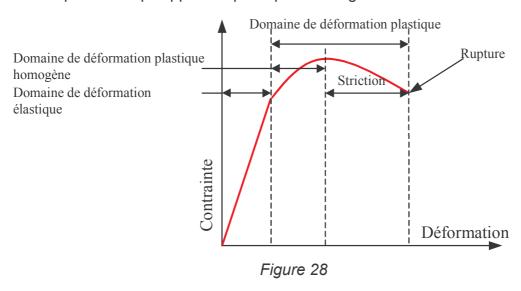
La charge imposée (F) est mesurée par un capteur de force et l'allongement ( $\Delta I$ ), par un extensomètre (visible sur la figure 2). On obtient ainsi une courbe F= f( $\Delta I$ ).

Ces données brutes sont ensuite converties en contrainte et déformation afin qu'elles ne dépendent plus de la géométrie de l'éprouvette

$$\sigma = F/S_0$$
 et  $\varepsilon = \Delta I/L_0$ 

La figure suivante présente une courbe classique d'un essai de traction sur un matériau pouvant être de l'acier. On y observe trois phases distinctes :

- Le domaine des déformations élastiques ; pendant lequel, les déformations sont réversibles ;
- Le domaine des déformations plastiques homogènes correspondant à la première phase des déformations irréversibles. On observe alors un allongement homogène de l'éprouvette.
- La phase de striction correspondant à un déformation non homogène de l'éprouvette qui apparaît après que la charge maximale ait été atteinte.



Ce type d'essai permet de déterminer plusieurs paramètres « matériau » qui seront utilisés dans les calculs de résistance des structures :

- La limite d'élasticité vraie  $R_e$  ou limite conventionnelle d'élasticité  $R_{e0.2}$ .  $R_e$  représente la limite à partir de laquelle apparaît la première déformation plastique du matériau. Ce seuil étant difficile à repérer précisément en pratique, a été introduit un second seuil : la limite conventionnelle d'élasticité à 0,2%. Il représente la contrainte à laquelle correspond une déformation plastique permanente de 0,2%.
- La résistance à la traction R<sub>m</sub>
  C'est la valeur de contrainte maximale atteinte durant l'essai.
- Le module d'Young E, autrement dénommé module d'élasticité égal au coefficient directeur de la partie droite de la courbe.
- L'allongement à la rupture A  $\hbox{On le détermine classiquement : } A = \frac{L_f L_0}{L_0} * 100\% \hbox{ avec } L_f \hbox{ la longueur finale de l'éprouvette.}$
- La striction à la rupture Z

Elle caractérise la variation de la section à l'endroit ou la rupture s'est produite :  $Z = \frac{S_f - S_0}{S_0} * 100\%$  avec  $S_f$  la section finale de l'éprouvette.

#### Note matériau:

Les matériaux métalliques peuvent être classés en deux catégories en fonction de leur comportement lors d'un essai de traction. Tout d'abord, les matériaux ductiles, dont le comportement est semblable à celui décrit ci dessus, présentent une phase élastique et une phase plastique. Ensuite, les matériaux fragiles, dont la courbe contrainte —déformation se résume en une droite. Leur comportement ne présente pas de phase plastique. Le matériau se déforme de manière élastique jusqu'à atteindre sa limite à rupture. Les matériaux métalliques de ce type sont la plupart du temps interdits d'usage dans la construction de structure ou d'appareils sous pression car leur comportement mécanique ne présente pas de domaine plastique qui est souvent utilisé comme un domaine de sécurité. Ces matériaux, tels les aciers trempés, par exemple, sont employés pour leur résistance à la pénétration (dureté), caractérisée par des essais de type Brinell, Vickers ou Rockwell.

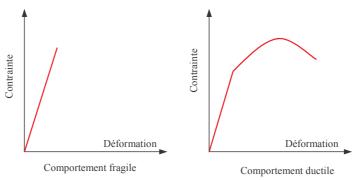
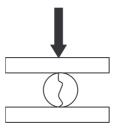


Figure 29

# Essai dit « Brésilien » (NF EN 12390-6)

L'essai de traction s'applique difficilement au matériau fragile de type béton en raison de la difficulté à réaliser des éprouvettes et de la difficulté de préhension de celles-ci. Des essais de traction peuvent aussi être réalisés en collant les extrémités, mais les résultats obtenus intègrent les caractéristiques de l'éprouvette et de la colle, ce qui fausse considérablement les mesures.

Les essais dits « indirects » sont plus courants. L'essai par fendage ou brésilien consiste à charger une éprouvette cylindrique suivant un plan diamétral.



La résistance en traction (MPa) est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_{fend} = 20P/\pi ah = 1.1 \ \sigma_{tract\_directe} \tag{1}$$

où P est le chargement (kN), a le diamètre (cm) et h la longueur de l'éprouvette (cm).

Le comportement du béton est quasi linéaire et réversible presque jusqu'à la rupture. Le module d'Young est le même qu'en compression. La micro fissuration se développe perpendiculairement au chargement et aboutit à une surface de rupture unique. La déformation à rupture est de l'ordre de 10<sup>-4</sup>. En moyenne, le rapport entre la résistance en traction et celle en compression est de l'ordre de 1/12.

# 4.2.1.2 Essai de compression (*NF EN 12390-4*)

Cet essai consiste à soumettre une éprouvette cylindrique à un effort de compression au moyen d'une presse.

Ce dispositif présente des limites d'utilisation. En effet, si l'éprouvette est trop longue apparaissent des phénomènes d'instabilité, le flambage, et si l'éprouvette est trop courte les forces de frottement aux interfaces, qui empêchent le matériau de se dilater librement, deviennent prépondérantes dans les mesures effectuées, faussant ainsi les résultats.

En outre, ce dispositif s'applique difficilement aux matériaux ductiles, car il ne permet pas d'en atteindre la rupture.

Ces essais de compression sont donc très utilisés pour déterminer le comportement mécanique des matériaux fragiles (roche, béton, ...).

La figure 30 présente l'évolution de la contrainte en fonction de la déformation longitudinale ( $\epsilon_1$ ) d'une part et de la déformation radiale ( $\epsilon_2$ ) de l'autre, pour une éprouvette de béton.

Il est clair que l'éprouvette se déforme de manière plus importante dans la direction radiale de l'éprouvette.

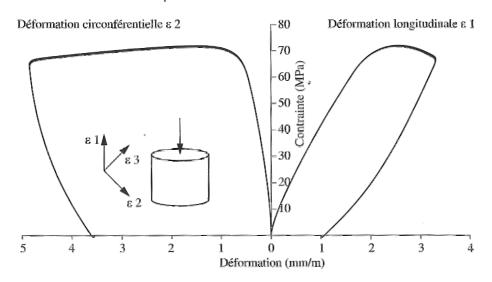


Figure 30-Courbes contrainte/déformation pour une éprouvette de béton





Figure 31- Vues d'une éprouvette cylindrique de béton avant et après l'essai

De par sa composition hétérogène, le béton possède, même au repos, des microfissures. Celles-ci vont rester stables ou se propager en fonction des sollicitations. Cet endommagement inhérent au matériau est dû aux contractions et dilatations thermiques ainsi qu'au retrait, lors de la prise du béton.

La distribution des tailles de cette porosité s'étend sur une large gamme de  $10^{-3}$  à 100 microns. Si on regarde la répartition en fonction de la taille, on s'aperçoit que cette répartition est bimodale avec un maximum au voisinage d'un micromètre (µm) et un autre autour de  $10^{-2}$  µm.

Cette micro fissuration originelle est à l'origine du comportement non linéaire du béton. Sous l'action de sollicitations extérieures, certaines micro-fissures s'orientent en suivant la direction des extensions maximales et tendent à se concentrer. On observe alors la naissance de macro-fissures, sous l'effet de concentration des déformations. Le milieu devient anisotrope. La propagation des macro-fissures conduit à la ruine totale du matériau.

Le béton est d'autant plus résistant que les interstices sont peu nombreux et de faibles dimensions. La porosité du mélange agit directement sur la valeur de la contrainte à rupture et sur le module d'Young du béton. Il est possible de limiter cette micro-porosité en réduisant, par exemple, le volume d'eau de gâchage en ajoutant des fluidifiants chimiques.

Entre deux bétons de constitution normale, celui dont la masse volumique sera la plus grande sera a priori le plus résistant.

# 4.2.1.3 ESSAI DE FLEXION (NF EN 12390-5)

L'essai de flexion permet de solliciter une éprouvette de forme parallélépipédique en appui sur deux supports en lui appliquant, un chargement, en un point, au centre de l'éprouvette (flexion 3 points) ou en deux points (flexion quatre points), comme cela est visible sur la figure 32.

L'essai de flexion quatre points permet d'avoir une répartition uniforme des contraintes de flexion, entre les deux appuis de chargements, distants de I (cf. figure 32b).

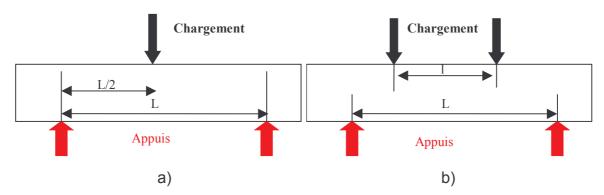


Figure 32-Schémas des essais de flexion trois points a) et quatre points b)

On note que la valeur maximale de la contrainte est donnée pour le dispositif de flexion trois points par l'équation (2) et par l'équation (3) pour la flexion 4 points.

$$\left|\sigma_{\text{max}}\right| = \frac{3}{2} \frac{\text{FL}}{\text{bh}^2} \tag{2}$$

$$\left|\sigma_{\text{max}}\right| = \frac{3}{2} \frac{\mathsf{F}(\mathsf{L} - \mathsf{I})}{\mathsf{hh}^2} \tag{3}$$

avec F, le chargement, b et h respectivement la largeur et la hauteur de l'éprouvette.

Lors d'un essai de flexion, les fibres supérieures sont comprimées tandis que les fibres inférieures sont tendues. Il existe, à mi-hauteur de l'éprouvette, une zone sans déformation, c'est l'axe neutre.



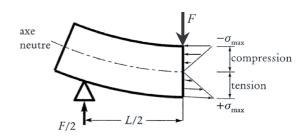


Figure 33-Essai de flexion d'un élément Figure 34-Répartition des contraintes réduit de béton armé dans une poutre en flexion

#### Note:

- 1. Ce phénomène a conduit à la création des poutres en béton armé. En effet, ce matériau, composite de béton et d'acier, a été défini de telle manière que le béton reprenne les efforts de compression et l'acier ceux de traction.
- 2. Etant donnée la faible résistance du béton en traction, et en raison de la répartition des contraintes (figure 9), une éprouvette de béton soumise à un

effort de flexion, cède par rupture de la partie inférieure sollicitée en traction. On obtient ainsi une valeur de résistance à la traction. La résistance obtenue doit être corrigée, mais cet essai permet de déterminer une mesure de la résistance en traction à partir de la relation suivante :

$$\sigma_{\text{flex}} = 0.6.\sigma_{\text{tract}}$$
 (4)

#### 4.2.2 TEST SUR DES ELEMENTS

Il est nécessaire, afin de se rapprocher au plus près du comportement d'éléments réels de structure, d'effectuer les essais, que nous venons de présenter, à une échelle plus représentative. Les principes de ces essais sont strictement identiques, comme on peut l'observer sur les figures 35 et 36.

Ces essais sont nécessaires en particulier sur les éléments de béton armé, car il est difficile de réaliser des éléments de ce type à échelle réduite (taille et nature des armatures) dont le comportement puisse être directement applicable à l'échelle industrielle.

La figure 35 présente un essai de flexion 4 points réalisé sur une poutre de béton armé. On distingue les deux appuis de chargement situés sous la poutrelle jaune. En partie haute, le capteur de force mesure le chargement. Un capteur de déplacement est placé sous la poutre pour mesurer la flèche.

Sur la figure 36, est représenté un essai de compression réalisé sur un poteau de béton armé renforcé par un matériau composite.







en béton armé renforcé par composite (LCPC-Plate forme d'essai des structures)

Ces essais sont, a priori, réalisés soit dans des laboratoires de recherche dont le but est de caractériser le comportement de nouveaux types de matériaux ou de configuration soit par des industriels produisant des éléments de construction comme des poutres en béton armé ou des éléments de structure métallique. Ces industriels font également appel à des centres d'études de corporation comme, par exemple, le Centre d'étude et de Recherche pour l'Industrie du Béton (CERIB) ou Centre Technique Industriel de la Construction Métallique (CTICM).

# 4.2.3 TEST EN TEMPERATURE

Dans le cadre de la résistance des éléments aux actions accidentelles, il est important, pour modéliser l'évolution d'une structure prise dans un incendie, de connaître le comportement des matériaux à haute température (NF EN 10002-5). Ainsi, l'ensemble des essais présentés aux chapitres précédents, peut également être réalisé à des températures différentes de la température ambiante, au moyen d'un four ou d'un cryostat.

D'autre part, tous les matériaux de construction sont identifiés en « Euroclasses » suivant leur comportement au feu. L'arrêté du 21 novembre 2002 met en application le système d'euroclassification de réaction au feu.:

les Euroclasses A1, A2 et B correspondent aux classes de produits non combustibles et peu combustibles.

Elles caractérisent les produits de la construction les plus sûrs en matière de Sécurité contre l'incendie.

- les Euroclasses C, D et E correspondent aux classes des produits combustibles.
  - Elles caractérisent les produits de la construction les plus dangereux en matière de comportement au feu.
- Les produits classés dans l'Euroclasse F ne sont soumis à aucune évaluation de leurs performances

Afin de classer ces matériaux des essais spécifiques permettant de simuler les différents stades du développement d'un incendie ont été retenus :

- l'essai à la petite flamme, décrit dans la norme NF EN ISO 11925-2, caractéristique de l'attaque ponctuelle d'une flamme. Il s'agit de déterminer si un produit s'enflamme facilement et rapidement.
- l'essai SBI (Single Burning Item, signifiant "objet isolé en feu"), décrit dans la norme NF EN 13823, simule l'incendie d'une corbeille à papier ou un petit meuble, en exposant deux panneaux à angle droit par une flamme de 30 kW. Ce test permet de mesurer, entre autres, le dégagement de chaleur.
- l'essai au four de non-combustibilité, décrit dans la norme NF EN ISO 1182.
- l'essai de mesure du Pouvoir Calorifique Supérieur, décrit dans la norme NF EN ISO 1716, permet de déterminer la contribution qu'un produit peut avoir dans un incendie.
- L'essai du "Room Corner" (ISO 9705) est réalisé dans une chambre de la taille d'une petite pièce, et mesure en particulier l'apparition du flash-over et le temps au bout duquel le flash-over se produit; il permet d'évaluer, dans des conditions opératoires les plus proches de celles rencontrées en cas d'incendie, le comportement au feu des produits, à savoir les quantités d'énergie et de fumées dégagées.
  - Les conditions du foyer (temps, températures) sont issues d'une modélisation d'un objet qui s'enflamme dans le coin d'une pièce : le brûleur délivre une puissance de feu de 100 kW pendant les 10 premières minutes puis 300 kW pendant les 10 dernières minutes de l'essai.

Chacun de ces essais permet d'évaluer l'« Euroclasse » d'un produit. La démarche de classification est décrite dans la norme NF EN 13501-1

Il convient, enfin, de caractériser la capacité d'un élément à résister à un incendie, c'est à dire son aptitude à jouer le rôle qui lui est dévolu malgré la sollicitation thermique. Les aspects à considérer en matière de résistance au feu des éléments de constructions sont à trouver dans l'Arrêté ministériel du 3 août 1999 « relatif à la résistance au feu des produits, éléments de construction et d'ouvrages ».

Il est ainsi défini des critères de performance pour l'évaluation de la résistance au feu:

• La résistance mécanique : elle caractérise la stabilité et le maintien de la construction ou de l'élément pris dans un incendie.

- L'étanchéité aux flammes et aux gaz chauds ou inflammables, concernant particulièrement les éléments séparatifs.
- L'isolation thermique, qui concerne la limitation des échauffements admissibles sur le côté non exposé au feu des éléments séparatifs.

La figure 37 présente le classement des éléments de construction en fonction des critères sus-présentés.

D'une manière générale, ces critères conduisent, au regard de l'Arrêté du 3 août 1999, et selon la fonction ou le rôle qu'est appelé à jouer au cours d'un incendie un produit ou un élément de construction ou d'ouvrages, aux trois catégories de performances en résistance au feu suivantes :

- stabilité au feu (SF), pour laquelle le critère de résistance mécanique est seul requis;
- pare-flammes (PF), pour laquelle sont requis les critères d'étanchéité aux flammes et aux gaz chauds et le critère de résistance mécanique ;
- coupe-feu (CF), pour laquelle sont requis les critères d'étanchéité aux flammes et aux gaz chauds et d'isolation thermique et le critère de résistance mécanique.

Le classement s'exprime en fonction du temps pendant lequel l'élément satisfait aux différents critères. Les degrés de résistance au feu réglementaires sont :1/4 h, 1/2 h, 3/4 h, 1 h, 1 h 30, 2 h, 3 h, 4 h, 6 h

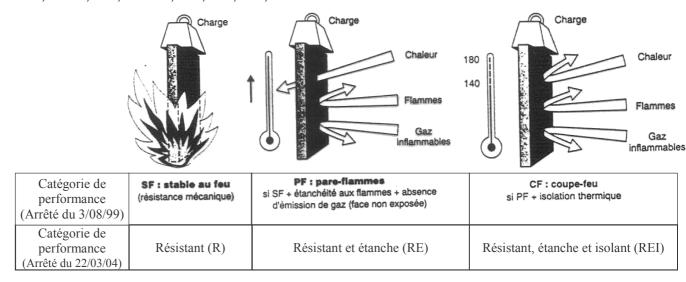


Figure 37- Critère de résistance au feu

L'arrêté du 22 mars 2004 publié au journal officiel du 1er avril 2004, transpose dans la réglementation française la classification européenne pour la résistance au feu des produits de construction. Sauf cas particulier, les essais sont désormais pratiqués selon les nouvelles normes européennes. Pour laisser aux industriels le temps nécessaire à l'adaptation de leurs produits, une période transitoire d'une durée de 7 ans a été ménagée.

On note également l'adoption d'une nouvelle terminologie qui conduit à remplacer:

• le terme «stable au feu » (SF) par « résistant » (R),

- le terme « pare-flammes » (PF) par « résistant et étanche » (RE),
- le terme « coupe feu » (CF) par « résistant, étanche et isolant » (REI).

L'annexe 1 de l'arrêté du 22 mars 2004 recense l'ensemble des méthodes d'essai et des normes européennes associées permettant la classification des éléments de construction en terme de résistance au feu. On citera, ici pour l'exemple, les normes EN13501 –2 et EN 1365-1, 2, 3, 4, 5, 6 dévolues aux éléments porteurs.

#### 4.3 ESSAIS DYNAMIQUES

Comme cela a déjà été précisé en introduction à ce chapitre, la compréhension des phénomènes de sollicitations rapides et surtout de la réponse des structures à ces dernières ne peut être déduits de manière complète par des essais dits « statique ». Ainsi, il est nécessaire d'utiliser des méthodes d'essai propres aux sollicitations rencontrées lors d'un accident industriel ou d'un séisme.

La figure 38 présente les différents types d'essais disponibles et les chargements qu'ils permettent de représenter, et ceci en fonction de la vitesse de déformation.

Il est possible de distinguer deux types de sollicitations dynamiques, celles dites « entretenues » et celles dites « transitoires », tels les chocs.

La caractérisation du comportement dynamique des matériaux est délicate et la prise en compte des effets inertiels est en général difficile surtout dans le cas des sollicitations transitoires. Elle peut nécessiter l'emploi de méthodes inverses postulant une loi de comportement du matériau.

Les dispositifs et les techniques mis en place lors des essais dynamiques permettent d'assurer, au delà d'un temps de mise en équilibre, un état quasistatique de l'éprouvette. Ils permettent ainsi de révéler une sensibilité du matériau de l'éprouvette testée à la vitesse de déformation.

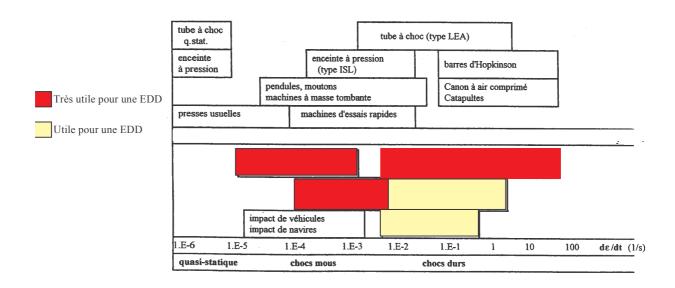


Figure 38-Synthèse des vitesses de déformations rencontrées lors d'essais ou de phénomènes accidentels [Toutlemonde 1995]

#### Cas du béton

Les premiers essais dynamiques sur le béton datent de la première guerre mondiale. Cependant le comportement du béton sous sollicitation dynamique est mal connu. Le terme essais dynamiques englobe, dans le langage usuel, une large gamme de vitesses de chargement pouvant aller de vitesses de sollicitations faibles dites quasi-statiques (10<sup>-5</sup> s<sup>-1</sup>) à des vitesses dites rapides (10<sup>2</sup> s<sup>-1</sup>).

Lorsqu'une dalle en béton armé est soumise à une explosion ou à un impact, les mécanismes mis en jeu sont pluriels. On peut observer la cratérisation de la face réceptrice et l'écaillage de la face arrière. La rupture peut être due à la flexion, à l'action de l'effort tranchant ou, à leur action conjointe. Enfin, les renforts en plus d'apporter leur concours dans le maintien global de la structure, jouent un rôle significatif dans la forme des fragments qui seront éjectés.

Ces phénomènes n'apparaissent pas en statique d'où l'intérêt de réaliser des essais dynamiques pour les caractériser.

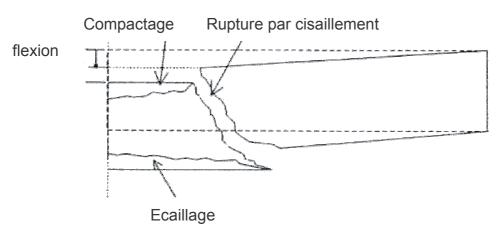


Figure 39-Mécanismes de la rupture dynamique

#### 4.3.1 ESSAIS MATERIAUX

# 4.3.1.1 ESSAI DE CHARPY (*NF EN 140045-1*)

L'essai dit de « Charpy » a pour but de caractériser la fragilisation d'un acier sous l'effet d'un choc. On le qualifie d'essai de résilience.

Le principe est de rompre d'un seul coup de mouton-pendule une éprouvette entaillée en son milieu reposant sur deux appuis. On détermine ensuite principalement l'énergie absorbée. Celle-ci est obtenue par soustraction de l'énergie potentielle du mouton avant sa chute, et de l'énergie non absorbée par la rupture caractérisée par la hauteur de remontée du pendule après rupture de l'éprouvette.

Il est possible également d'instrumenter le dispositif au moyen de capteurs de force et de déplacement.

Il existe deux formes retenues par les normes, l'entaille en U (dite éprouvette KCU) et l'entaille en V (dite éprouvette KCV).

Depuis 1983, la notion de résilience, qui était définie comme l'énergie absorbée par la rupture, divisée par l'aire initiale de la section utile de l'éprouvette a été abandonnée. Seules les énergies absorbées par la rupture KU(pour une éprouvette KCU) et KV (pour une éprouvette KCV) sont conservées.

Les notions de résilience et de ténacité, qui pour mémoire, caractérise la capacité d'un matériau à limiter la propagation de fissure en son sein, peuvent être reliées. Ainsi il est possible de déterminer un facteur critique dynamique d'intensité de contrainte au moyen de l'essai de Charpy, soit dans sa forme classique de mouton-pendule, soit au moyen d'une barre de Hopkinson.

#### 4.3.1.2 BARRES DE HOPKINSON

#### 4.3.1.2.1 COMPRESSION

L'outil le plus répandu pour réaliser des essais de compression dynamique est le dispositif des barres d'Hopkinson.

Pour réaliser un essai de compression dynamique avec le dispositif des barres d'Hopkinson, on place un petit échantillon entre deux longues barres de limite élastique élevée par rapport à celle du matériau à tester. Le dispositif qui est présenté sur la figure 40, est composé d'un projectile, d'une barre d'entrée, de l'éprouvette et d'une barre de sortie. Les barres sont coaxiales et coulissent librement. Des jauges de déformation, montées en pont, sont placées sur les barres. Une onde longitudinale de compression est induite dans la barre entrante après l'impact du projectile. Une partie de cette onde se réfléchit à l'interface barre-échantillon, une autre partie se transmet à l'échantillon puis induit une onde de déformation élastique dans la barre sortante.

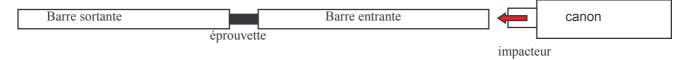


Figure 40-Schéma du dispositif des barres de Hopkinson

#### 4.3.1.2.2 TRACTION

Les premiers essais de traction directe à haute vitesse sont issus du développement de dispositifs expérimentaux adaptés tel que le système des barres d'Hopkinson modifié de l'Université de Delft ([Reinhardt 1986]).

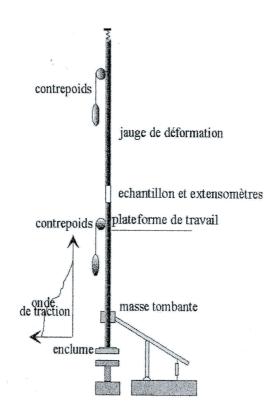


Figure 41-Essai de traction dynamique directe [Reinhardt 1986]).

Cette machine, décrite sur la figure 41, est composée de deux barres en aluminium disposées verticalement et liées à un bâti par une suspension élastique qui évite le déplacement de la barre supérieure lors du choc. Le poids propre des barres est repris par un contrepoids. L'éprouvette testée est collée entre deux barres, de longueur 3.6 m pour la barre inférieure et de longueur 5.9 m pour la barre supérieure.

Un épaulement en partie inférieure de la barre reçoit un marteau annulaire manœuvré par un système pneumatique. Cet impact génère une onde de traction dans la barre qui, lors de son passage dans l'éprouvette, provoque la rupture du béton. On peut faire varier la forme et la durée de l'impulsion en jouant sur la hauteur de chute du marteau, sur sa masse, ou en ajoutant des amortisseurs. Les barres sont classiquement dotées de jauges de déformations.

On peut retrouver ce même système de montage en position horizontale. Dans ce cas, un impacteur est propulsé dans le sens opposé au sens conventionnel et vient frapper un épaulement usiné sur la barre entrante, créant ainsi, de la même manière, une onde de traction dans cette barre.

Un autre type d'essai de traction dynamique a été développé par Tedesco et al. [Tedesco et al. 1993] en adaptant la barre de Hopkinson en mode de compression. Ils ont étudié le comportement du béton en traction statique et dynamique au moyen d'essais de fendage ou « essais brésiliens », comparables dans le principe aux essais présentés en fin du §4.2.1.1. La figure 42 montre le montage utilisé.

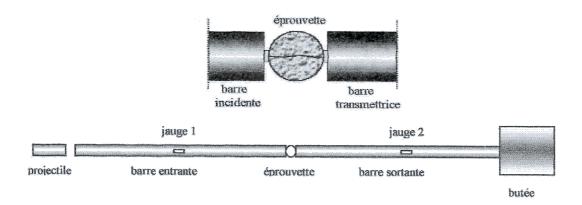


Figure 42-Dispositif de fendage dynamique [Tedesco et al. 1993]

Le dispositif d'essai de Brara et Klepaczko [Klepaczko, Brara 2001], basé sur le principe de la barre de Hopkinson, consiste en la collision coaxiale d'un impacteur cylindrique propulsé par un canon à air comprimé avec une barre d'Hopkinson en simple contact avec une éprouvette de béton (figure 43). Le projectile et la barre de mesure sont en alliage d'aluminium, pour des raisons d'impédance acoustique.

Après impact du projectile sur la barre de 1000 mm de longueur, une onde incidente de compression se développe et est transmise partiellement à l'éprouvette. Cette onde est réfléchie sur le bord libre de l'éprouvette en une onde de traction entraînant la rupture de l'éprouvette. Les informations sont traditionnellement obtenues grâce à des montages de jauges de déformations.

La contrainte de compression initialement induite doit être naturellement inférieure à la résistance en compression du matériau testé. Cette technique est rendue possible par le grand écart de résistance du béton entre la compression et la traction.

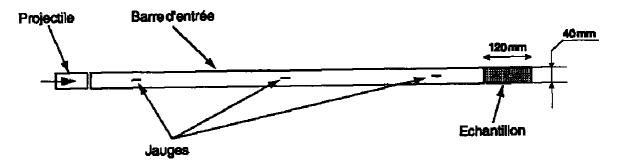


Figure 43-Essai de traction dynamique par écaillage [Klepaczko, Brara 2001],

# 4.3.1.2.3 FLEXION

Comme il a déjà été mentionné précédemment, la réponse en flexion d'un élément en béton est dépendante de son comportement en traction. Il est envisageable que ceci reste valable en dynamique. Les essais de flexion dynamique sur une poutre de béton, comparables aux essais trois ou quatre points statiques sont peu communs, hormis les essais de masse tombante.

Ce dispositif est composé de trois barres de même diamètre et de même matériau : une barre entrante et deux barres sortantes (figure 19).

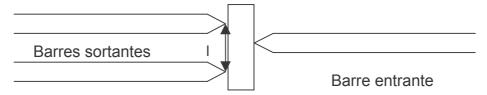


Figure 44-Schéma simplifié du dispositif de flexion dynamique du LMS, X

Sur le fond, il est équivalent à un dispositif de flexion trois points classique. L'éprouvette repose sur les deux barres sortantes qui servent d'appuis et la barre entrante vient la solliciter en son centre. Avant l'essai, l'éprouvette est juste maintenue en suspension par la pression des trois barres. Un ressort pré-tenseur sur la barre entrante applique une pré-charge minime afin d'éviter tout glissement de l'éprouvette. Les signaux sont récupérés de manière traditionnelle sur les trois barres.

Ce dispositif peut s'apparenter, pour des matériaux comme le béton, à un essai de traction indirecte, comme nous l'avons déjà mentionné au paragraphe 4.2.1.3.

### 4.3.1.3 ESSAI PLAQUE-PLAQUE

Cet essai consiste en la projection à grande vitesse d'une plaque plane de faible épaisseur vers une cible à étudier instrumentée par des jauges de déformations de manière à observer l'évolution de l'onde de choc.

### 4.3.1.4 ESSAI DE TAYLOR

Il s'agit ici de projeter, à des vitesses de l'ordre de 50 à 500 m/s, un échantillon à tester vers une cible dure et massive. A partir des données géométriques mesurées sur l'échantillon, ainsi déformé en patte d'éléphant après l'impact, il est possible de déterminer la contrainte d'écoulement plastique moyenne en fonction de la vitesse d'impact

#### 4.3.2 LES TESTS SUR LES ELEMENTS.

### 4.3.2.1 LE PRINCIPE DE SIMILITUDES.

Les lois de similitude présentent un intérêt puisqu'elles permettent d'estimer, à partir de mesures à échelle réduite, les caractéristiques d'une onde de souffle qui se produirait à échelle un et d'en évaluer les conséquences éventuelles. Nous prenons ici le parti de présenter succinctement les règles de similitudes d'Hopkinson et de Sachs.

On considère que deux ondes de souffle similaires sont produites, dans l'air ambiant, de manière identique par deux charges explosives de même composition mais de taille différente. Si une structure placée à une distance R du centre d'explosion d'une source d'énergie sphérique de rayon r est soumise à une onde de pression d'amplitude  $\Delta P$  pendant un temps t, une structure placée à une distance  $\lambda R$  du centre d'explosion d'une source d'énergie sphérique de rayon  $\lambda r$  sera soumise à une onde de pression de **même amplitude**  $\Delta P$  mais pendant un temps  $\lambda t$ .

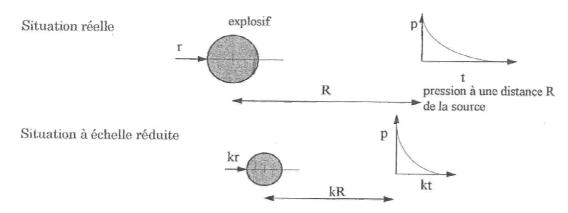


Figure 45- Principe de la similitude de Hopkinson (d'après [Bailly, 1988])

## Exemple:

Paramètres	Taille réelle	Maquette
Distance entre centre de l'explosion et la structure	10 m	1 m
Temps d'application du signal de pression	20 ms	2 ms
Surpression	100 mbar	100 mbar

Bailly [Bailly, 1988] a estimé les dommages causés sur une structure par une explosion à partir notamment d'expérimentations à échelle réduite. Un grand soin doit être apporté au choix des échelles de la structure, de la sollicitation et de leur compatibilité entre elles. Ainsi il est possible de déterminer directement les contraintes et les déformations.

Ces expérimentations sur modèle réduit donnent de bons résultats tant que le comportement du matériau reste élastique linéaire. Des problèmes se posent sur la détermination des dérivées partielles des contraintes et des déformations. Ceci peut être sans influence pour certains matériaux mais dans le cas du béton, qui est très sensible au gradient de contrainte, les résultats pourront être faussés surtout dans la zone des déformations plastiques. Enfin la détermination des données liées au comportement visco-élastique de la structure peut aussi être entachée d'erreur. En effet, il est nécessaire de prendre en compte les contraintes et les déformations mais aussi leurs dérivées dans le temps.

# 4.3.2.2 LES ESSAIS

Les essais dynamiques sur des éléments de taille significative sont difficiles à mettre en place, en particulier en raison de la violence de la sollicitation au regard de l'instrumentation à mettre en place, du contrôle des conditions aux limites et du chargement.

Néanmoins il existe plusieurs grandes familles d'essais dynamiques.

#### 1. Pendules et masses tombantes.

Le principe de ces essais est de générer le choc par la mise en mouvement d'un objet qui va venir impacter la cible. Il est ainsi, par exemple, possible de solliciter des dalles pare-bloc destinées aux ouvrages de montagne par la chute d'un bloc hissé à 30 m par une grue. Les dalles seront munies de capteurs de déplacement et de déformation et pourront reposer sur des capteurs d'effort afin de caractériser les réactions aux appuis.

# 2. Essais de perforation et de pénétration.

Il s'agit ici de caractériser l'impact d'un projectile de forte impédance à des vitesses pouvant être de l'ordre de plusieurs centaines de m/s, afin d'observer le déplacement du projectile dans la cible (pénétration) ou son passage complet au travers de cette dernière (perforation). Ces essais trouvent évidemment leur origine dans le domaine militaire. Néanmoins dans le domaine des risques accidentelles, il devient important en regard des effets domino de déterminer si un fragment issu d'une première explosion va pouvoir endommager une seconde structure (un réservoir, par exemple) et ainsi induire un sur-accident.

### 3. Chargement de pression provoqué par une explosion (cf. §4.3.2.1)

On retiendra ainsi les essais de Bailly [Bailly, 1988], qui permettent de solliciter de petites dalles rectangulaire de mortier par une détonation de mélanges gazeux. Des capteurs de pression, placés sur la table d'explosion et sur la cible, permettent de suivre le chargement et des jauges d'extensométrie de mesurer les déformations des plaques.

### 4. Essais au tube à choc

Toutlemonde [Toutlemonde 1995], a par exemple, sollicité des plaques de béton armé au moyen d'un tube à choc de diamètre intérieur 666 mm, composé d'un réservoir long de 3 à 19 m et d'une veine d'expansion de 35m séparés par un diagramme à ouverture pyrotechnique. Le principe de l'essai consiste, à comprimer de l'air dans le réservoir (P<sub>max</sub> =60bars), puis à commander l'ouverture du diaphragme, afin de libérer dans la veine d'expansion une onde de choc quasi-plane, qui va venir solliciter, en bout de cette veine, la dalle instrumentée. La mesure de l'effort appliqué à la dalle est déterminée au moyen de capteurs de pression. La réponse en déformation de la dalle est obtenue à l'aide de jauges d'extensométrie et de capteurs de déplacement. Une mesure d'accélération est effectuée permettant d'évaluer les effets d'inertie.

Mosnier [Mosnier 2006], a testé des plaques métalliques, dans une tube à choc, par des mélanges déflagrants et détonants, afin de déterminer le comportement dynamique de celles-ci.

### 4.4 LES TESTS A GRANDE ECHELLE.

Les essais à grande échelle trouvent leur intérêt lorsqu'il s'agit d'appréhender des phénomènes dont l'observation est difficile, voir trompeuse, à l'échelle du laboratoire ou sur un seul élément.

On peut penser notamment à la détermination du comportement d'un bâtiment soumis à une sollicitation sismique.

On note donc, par exemple, les essais réalisées dans le cadre du programme européen ECOEST PREC8 [Fardis 1996], sur un immeuble construit pour l'occasion, haut de 13.30 m, long de 10 m et large de 10 m. Cet ensemble de 4 étages est composé de murs de 40 à 45 cm d'épaisseur ainsi que de planchers épais de 45 cm. La structure a été soumise par l'intermédiaire d'une table vibrante à un accélogramme défini au regard des enregistrements du tremblement de terre dans la région du Frioul (Italie) en 1976.

Le but de ces essais était de déterminer l'influence de murs de remplissage dans la réponse d'un immeuble à une sollicitation sismique.

### 4.5 REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.

[Bailly 1988] Bailly P., Effet des explosions sur les constructions, Thèse de 3<sup>ème</sup> cycle, 1988.

**[Fardis 1996] Fardis M. N..**, Experimental and Numerical investigations on the seismic response of R.C infield frames and recommendations for code provisions, report n°6, 1996.

[Klepacko, Brara 2001] Klepaczko J.R, Brara A., An experimental method for dynamic tensile testing of concrete by spalling, Int. J. of Imp. Eng., 25, pp. 387-409. 2001.

[Mosnier 2006] Mosnier M., Etude expérimentale de la fissuration dynamique de plaques, Thèse de doctorat, Université d'Orléans, 2006.

[Reinhardt et al. 1986] Reinhardt H.W., Körmelling H.A., Zielinski A.J., The Split Hopkinson Bar, a versatile toll for impact testing of concrete, Materials and Structures, vol. 23, pp. 213-216, 1986.

[Richomme 2005] Richomme S., Etude expérimentale du comportement dynamique d'éléments simples en béton et béton armé, Thèse de doctorat, Université d'Orléans, 2005.

[Tedesco et al. 1993] Tedesco J.W., Ross C.A., Kuennen S.T., Experimental and numerical analysis of high strain rate splitting tensile tests, ACI Materials J., vol. 90, n°2, pp. 162-169, 1993.

[Toutlemonde 1995] Toutlemonde F., Résistance au choc des structures en Béton, Thèse de l'ENPC, 1995.

# <u>5. UN SUJET TRANSVERSAL EN RESISTANCE DES</u> STRUCTURES : LE RISQUE D'EFFONDREMENT EN CHAINE.

### 5.1 UN SUJET DE RECHERCHE D'ACTUALITE.

Souvent associé à des évènements naturels (séismes, raz de marée, tempêtes, avalanches...) qui pourraient se multiplier dans le cadre de changements climatiques, le phénomène d'effondrement progressif est également parfois la conséquence d'activités humaines (fontis, collisions, explosions ou encore attentats). Alors que les risques technologiques sont aujourd'hui intégrés à nos sociétés contemporaines soucieuses d'une plus grande exigence de sécurité, les études de génie civil portant sur l'effondrement en chaîne demeurent peu répandues.

### 5.2 HISTORIQUE.

La catastrophe de Ronan Point en Angleterre en 1968 fut l'évènement qui attira l'attention sur l'effondrement progressif : une bonbonne de gaz, ayant explosé au dix-huitième étage, a provoqué l'effondrement d'un angle entier de l'immeuble. Après de nombreuses études dans les années 70, l'attention portée sur ce sujet n'a cessé de diminuer pendant les années 80 et 90. Ce sujet de recherche est redevenu d'actualité après l'attentat d'Oklahoma City en avril 1995. Un camion rempli d'explosifs a explosé devant la façade d'un immeuble du gouvernement fédéral. L'explosion et l'effondrement qui s'en suivit causèrent la mort de 168 personnes. La part des dommages incombant à l'effondrement progressif est estimée à 80%. L'effondrement des tours du World Trade Center, le 11 septembre 2001, suite à l'impact d'avions de ligne, a conduit un très large public à découvrir le scénario catastrophique d'un effondrement en cascade.

Ces différents exemples mettent en évidence que, quelles que soient les causes de l'accident, le phénomène d'effondrement peut en accentuer fortement les conséquences. Ainsi, il est intéressant de généraliser les effets d'un incident pour modéliser l'effondrement de n'importe quel bâtiment dans une zone à risque afin d'en identifier les faiblesses, de prévoir les protections et renforcements, et enfin de délimiter les zones de danger et d'établir un périmètre pertinent de sécurité.

### 5.3 NORMES EUROPEENNES.

Depuis les années 1990, des normes européennes (Eurocodes) ont été mises en place afin d'harmoniser les règles de calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Elles réglementent le calcul, la conception et la justification des structures [CEN 2000]. Ces règles de construction présentent également l'originalité d'introduire une méthode destinée à protéger les bâtiments contre l'effondrement. Ainsi, l'ingénieur en structures doit effectuer une série de calculs

statiques en retirant un des éléments clefs et vérifier, à chaque fois, si la nouvelle structure atteint un état ultime. Cependant, les mécanismes réels mis en jeu lors d'un effondrement sont nombreux (plasticité, endommagement, rupture, redistribution d'efforts chute libre, chocs...) et sont mal décrits par des approches statiques. La modélisation de l'effondrement en chaîne reste donc un exercice délicat et les méthodes actuelles insatisfaisantes.

### 5.4 SIMULATION NUMERIQUE.

Lors de leurs travaux, le LEES et l'INERIS ont étudié la vulnérabilité d'un bâtiment en béton armé à l'égard d'un risque d'effondrement. La finalité de ces étude est de parvenir à mettre en oeuvre un outil numérique simplifié modélisant la structure par des éléments discrets en vue de simuler dynamiquement ce phénomène. Les exemples d'application de cette recherche sont pour l'instant réduits à des portiques bidimensionnel en béton armé pour lesquels l'effondrement est initié par la suppression d'un élément porteur (voir figure ci-dessous) [REIMERINGER 2005].

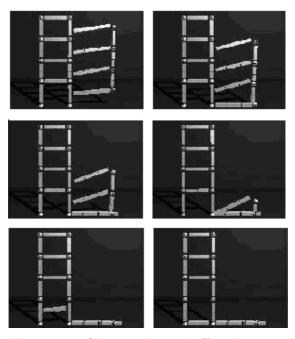


Figure 46 Cinématique d'effondrement

Cette approche repose, pour cet exemple, sur l'utilisation d'éléments discrets équivalents aux éléments finis de poutre de Timoshenko [REIM HAN 2005]. Elle permet de représenter tant le comportement linéaire que le comportement non linéaire des éléments constitutifs du portique mais également de poursuivre une simulation dynamique lorsqu'un ou plusieurs éléments sont rompus. Les résultats des simulations en 2D étant conformes à ceux obtenus avec la méthode des éléments finis, il est envisageable à plus long terme d'étendre cette étude vers une simulation d'effondrement de portiques tridimensionnels.

### 5.5 REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.

**[CEN 2000] CEN**, « Eurocode 1 : bases de calculs sur les structures », Projet de Norme, décembre 2000, Comité Européen de Normalisation.

[Reimeringer 2005] Reimeringer M., « Contribution à l'étude de l'effondrement d'une structure en béton armé », rapport de thèse, juin 2005.

[Reim Han 2005] Reimeringer M., Hanus J.L., Woznica K, « Effondrement de structures en béton armé: une approche par éléments discrets », http://www.utc.fr/lrm/giens05/CDROM/CDROM/19.pdf

# 6. CONCLUSION

Ce document aborde les principales questions relatives à la résistance des structures aux actions accidentelles.

Dans la pratique, cette discipline ne peut efficacement être mise en œuvre qu'en complément d'une analyse de risques sérieuse. Cela évite bien souvent d'avoir une approche trop conservative ou de ne pas considérer les bonnes hypothèses sur la sollicitation de départ.

Le document met en évidence que pour toutes les actions 3 méthodes de modélisation peuvent être envisagées :

- l'approche forfaitaire ;
- l'approche analytique ;
- l'approche numérique.

Le retour d'expérience montre qu'une approche analytique permet souvent de faire des gains économiques par rapport à une approche forfaitaire et permet de ne pas surdimensionner les moyens de protection mis en œuvre.

L'approche numérique doit être employée de manière prudente et ses résultats doivent être croisées avec une méthode analytique ou des essais expérimentaux.

La caractérisation expérimentale des matériaux, dans les bons intervalles de sollicitation, cohérents avec l'analyse menée, permet de diminuer l'incertitude sur les résultats obtenus.

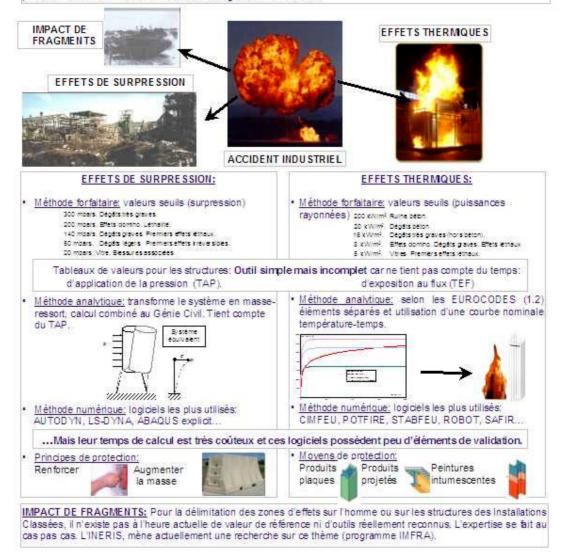
# ANNEXE

# FICHE RECAPITULATIVE SUR LA RESISTANCE DES STRUCTURES AUX ACTIONS ACCIDENTELLES.

# LA RESISTANCE DES STRUCTURES AUX ACTIONS ACCIDENTELLES.

# Une problématique au cœur des accidents.

L'Industriel ou les pouvoirs publics peuvent s'interroger sur la tenue d'installations spécifiques à une agression identifiée lors de l'Etude des Dangers. Cette agression, effet de souffle, effet thermique ou impact de fragments peut provenir de l'installation elle-même ou d'un tiers (effets domino). Selon les besoins, cette évaluation peut se faire selon 3 méthodes (forfaitaire, analytique ou numérique) et des mesures de protection peuvent être préconisées afin d'améliorer la résistance à l'agression considérée.







Institut national de l'environnement industriel et des risques

Parc technologique Alata BP 2 - 60550 Verneull-en-Halatte

Tél.:+33 (0)3 44 55 66 77 - Fax:+33 (0)3 44 55 66 99

E-mail: ineris@ineris.fr - Internet: http://www.ineris.fr