

MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de **MAGISTER**

THEME :

Systeme d'aide à la décision pour la gestion des risques

PRESENTE PAR : Mr BOUKEZZI Farid

Soutenu le : 28 juin 2009

Devant le jury :

PRESIDENT	Pr. KHATIR Youcef	Professeur, Université d'Oran
EXAMINATEUR	Dr. BOUAMRANE Karim	Maitre de conférences, Institut d'informatique Université d'Oran
EXAMINATEUR	Dr. BRAHIMI Kouider	Maître de conférences, USTO
ENCADREUR	Dr GUENACHI Khadi dja	Maître de conférences, Université d'Oran
CO-ENCADREUR	Dr BELKHATIR Abdelaziz	Maître de conférences, Université de Paris 13ème



REMERCIEMENTS

Mes sincères remerciements vont à mon directeur de thèse Melle GUENACHI Khadidja Maître de conférences à l'université d'Oran, Es-Sénia, pour sa grande implication dans l'encadrement de ma thèse. Sa rigueur scientifique, sa fermeté et ces précieux conseils ont permis à ce travail d'aboutir.

Toute ma gratitude s'adresse à M. BELKHATIR Abdelaziz, Maître de conférences à l'université de Paris 13^{ème}, qui m'a beaucoup aidé dans le développement de ce travail. Son attention et sa connaissance scientifique m'ont beaucoup apporté tout au long de ce parcours.

Je tiens à remercier aussi M. KHATIR Youcef, Professeur à l'université d'Oran Es-Sénia, de m'avoir fait l'honneur de présider ce jury. Je le remercie également des conseils qu'il m'a prodigués durant la phase finale du mémoire.

Je tiens à exprimer toute ma reconnaissance envers les membres du jury qui, par leurs remarques et la complémentarité de leurs jugements, m'ont prouvé tout l'intérêt qu'ils ont porté à ce travail. Je remercie M. BRAHIMI Kouider, Maître de conférences à l'USTO ; M. BOUAMRANE Karim, Maître de conférences à l'université d'Oran Es-Sénia pour avoir accepté de rapporter ce travail.

J'exprime toute ma gratitude à ma famille pour son amour et son soutien, plus particulièrement ma tante.

J'ai une pensée spéciale pour mon regretté père, ainsi que pour ma mère qui a tant donné pour que tout cela soit possible. Merci !

TABLE DES MATIERES

	Pages
Résume í	01
Problématique í .	02
Introduction í .	03
1 – Evolution des ponts métalliques í	06
1.1 - Préambule í	06
1.2 - Historique í	07
1.2.1 - Les ponts en fonte í	07
1.2.2 - Les ponts en fer í	07
1.2.3 - Les ponts en acier í .	08
1.2.4 - Les assemblages í	09
1.2.5 - Évolution des méthodes de calcul í í í í í í í í í í í í	10
1.3 - Retour d'expérience í	11
1.3.1 - À l'échelle internationale í í í í í í í í í í í í í í í í í	12
1.3.2 - A l'échelle nationale í	14
1.3.3 - Autres types de ponts í .	14
1.4 - Réglementation í ..	20
1.4.1 - Évolution des règlements de calcul í í í í í í í í í 20	20
1.4.2 - Gestion des ponts métalliques í í í í í í í í í í í í í í	27
1.4.3 - Règlements techniques í í í í í í í í í í í í í í í í í í í	32
2 – Eléments théoriques í	34
2.1 - Introduction í ..	34
2.2 - Approche semi-probabiliste í í í í í í í í í í í í í í í í í í í .	35
2.2.1 - Quelques définitions í í í í í í í í í í í í í í í í í í í	35
2.2.2 - principe de l'approche semi-probabiliste í í í í í í í í í .	36
2.3 - Présentation de la méthode MADS-MOSAR í í í í í í í í í í í ..	38
2.3.1 - Objet de la méthode í í í í í í í í í í í í í í í í í .	38
2.3.2 - Structure de la méthode í í í í í í í í í í í í í í í í í .	38

ou module A	í í í í í í í í í í í í í í í í í í	. 39
ou module B	í í í í í í í í í í í í í í í í í í	... 40
2.4 - Approche probabiliste	í í	.. 41
2.4.1 ó Approches probabilistes et gestion des risques	í í í í í í í í	41
2.4.2 ó hypothèses	í í	.. 46
2.4.3 - principe	í í	46
2.4.4 ó Scénarios de défaillance	í í	. 48
2.4.5 ó Modélisation des variables	í í	.. 49
2.4.6 ó Les méthodes FORM	í í	. 49
2.5 - Approche cindynique	í í	55
2.5.1 - Hyperespace du danger	í í	. 55
2.5.2 ó Les déficits systémiques cindynogènes	í í í í í í í í í í í í í í í í	56
2.6 - Conclusion	í í 57
3 – Application des approches au pont	í í	.. 58
3.1 ó Introduction	í í	. 58
3.2 - Application de l'approche semi-probabiliste au pont pk 107-373	í í í í	59
3.2.1 ó Etude systémique du pont	í í	. 59
3.2.2 - Vérification des éléments de la poutre	í í í í í í í í í í í í	.. 66
3.2.2.1 - Caractéristiques géométriques de la section	í í í í í	.. 66
3.2.2.2 - Calcul de sollicitations	í í í í í í í í í í í í í í	68
3.2.2.3 - Vérification des membrures	í í í í í í í í í í í í	69
3.2.2.4 - Vérification des diagonales	í í í í í í í í í í í í í í	70
3.2.3 ó Notations	í í	73
3.3 - Application de la méthode MADS-MOSAR au pont	í í í í í í í í í	75
3.3.1- Présentation du pont	í í	76
3.3.2 - Modélisation du système et décomposition en sous systèmes	í í	.. 77
3.3.3 - Identification des scénarios de danger	í í í í í í í í í í í í	82
3.3.4 - Evaluation des scénarios des risques	í í í í í í í í í í í í í í	. 96
3.3.5 - Négociation d'objectifs et hiérarchisation des scénarios	í í í	96
3.3.6 - Définition des moyens de prévention, protection et qualification de ces Moyens	í í	.. 100
3.3.7 - Définition des barrières sensées limiter la gravite des scénarios	í	.. 101
3.3.8 - Application de l'approche probabiliste au pont	í í í í í í í í	104

3.3.8.1	ó Vérification de la membrure tendue	105
3.3.8.2	ó Vérification de la diagonale tendue	112
3.4	ó Les cindyniques en pratique	118
3.4.1	ó Hyperspace du danger	118
3.3.9	ó Les déficits systémiques cindynogènes	119
3.5	ó Conclusion	121
4	- Analyse des résultats et prise de décision	122
4.1	ó Introduction	122
4.2	- Comprendre la décision	123
4.2.1	ó Définition	123
4.2.2	- Etapes d'un processus décisionnel	123
4.2.3	- Les classes de la décision	123
4.2.4	- Les univers de la décision	124
4.3	- Analyse des résultats	124
4.3.1	- La membrure tendue	125
4.3.2	ó La diagonale tendue	125
4.3.3	ó Etude de sensibilité	127
4.4	ó conclusion	128
Conclusion générale		129
Bibliographie		131
Annexes		136
Annexe A	: Terminologie et désignation	136
Annexe B	: Probabilités et statistiques	143
Annexe C	: calcul et conception des structures en acier	150
Annexe D	: Règlements techniques	159
Annexe E	: Photos représentant l'état du pont rail métallique pk 107+373	166

L'évaluation des risques liés aux ouvrages existants est une question de grande actualité. Actuellement, les spécialistes se focalisent sur l'évaluation des risques liés aux ouvrages existants afin de les maintenir dans des conditions d'aptitudes au service en toute sécurité. Ceci conduit à une maintenance, un renforcement et/ou une réparation de ceux-ci, au lieu d'une reconstruction qui pourrait alourdir l'enveloppe financière. Or, l'art de l'intégration d'ouvrages à l'environnement consiste à trouver des solutions fonctionnelles satisfaisantes qui, dans un cadre financier donné, doivent représenter des coûts optimaux. Le rythme de construction d'infrastructures nouvelles décroît régulièrement du fait de l'existence d'un patrimoine d'ouvrages diversifié.

Les règlements de calcul utilisés dans l'évaluation d'un ouvrage, reposent sur l'approche semi-probabiliste basée sur l'emploi des coefficients partiels de sécurité, qui consiste à définir différents états limites qui ne doivent à aucun moment être dépassés.

Notre travail consiste à montrer que l'application des dispositions prévues par les règlements de calcul sur le pont rail métallique PK 107+373 est inadaptée, car les résultats obtenus ne reflètent plus l'état réel du pont.

En effet, ces règlements couvrent en général la phase de conception d'ouvrages neufs et ne sont donc valides que dans un certain contexte. Une étude que nous compléterons dans une approche systémique par la théorie de fiabilité basée sur une modélisation probabiliste des variables de résistances et d'actions comme alternative à l'approche semi-probabiliste, pour l'évaluation de la fiabilité et de l'aptitude au service de l'ouvrage étudié. Cette évaluation porte sur le calcul de sa probabilité de défaillance (P_f) (ou indice de fiabilité (β)), permettant ainsi de décider des réhabilitations, et des remplacements à faire afin de prévoir et anticiper sur les dégradations de l'ouvrage et les risques qui en découlent. De ce fait, les méthodes de fiabilité basées sur une approche probabiliste constituent des stratégies rentables et efficaces d'aide à la décision.

Mots clés

Approche systémique, approche semi-probabiliste, fiabilité, approche probabiliste, aptitude au service, probabilité de défaillance, indice de fiabilité, décision, coefficients partiels de sécurité, états limites.

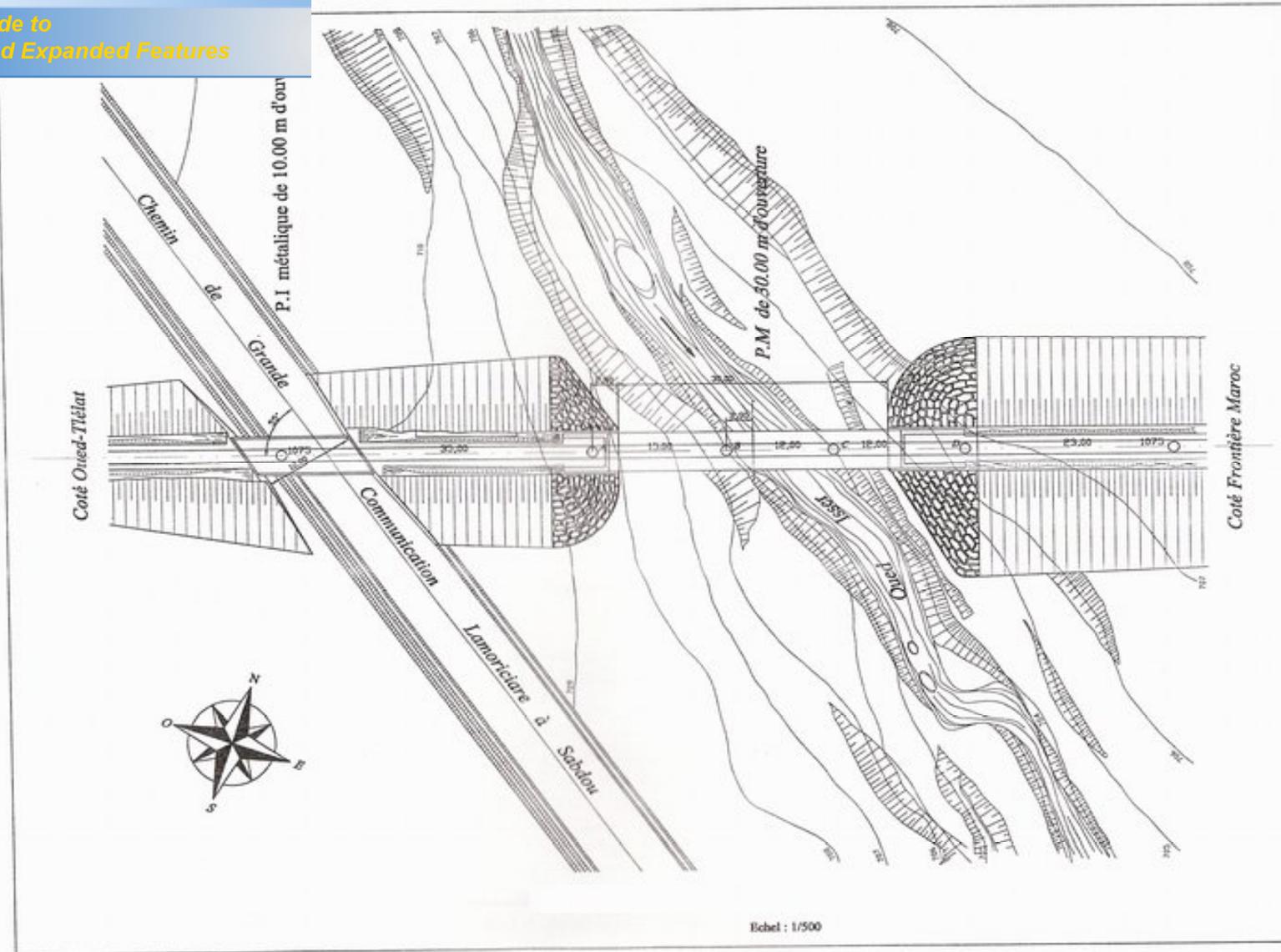


Fig 1 : Plan de situation de l'ouvrage PK 107+373

PROBLEMATIQUE

Le pont est un élément singulier du réseau routier ou ferroviaire, dont la défaillance a des répercussions sur l'ensemble du réseau et engendre des coûts matériels importants. Le temps perdu par les usagers à cause du mauvais fonctionnement de celui-ci a des conséquences sur l'économie du pays et l'organisation de la société. De plus, La rupture de ce dernier peut causer des pertes de vies humaines

Le pont rail métallique PK 107+373 (fig 1) a été mis en service en 1889. Il est situé à environ 32 km de la ville de Tlemcen, 400m à l'ouest de la gare ferroviaire de la commune de Ouled Mimoun. Il a une ouverture de 30m et une largeur de 4.5m.

Cet ouvrage a dépassé la durée de vie moyenne inscrite dans les règlements qui est de 100 ans pour les ponts. Vu sa vétusté et les conditions climatiques diverses qu'il a subies, des parties de ce pont sont atteintes par la corrosion. De plus, depuis sa construction et jusqu'à l'heure actuelle, les conditions d'exploitation ont sans cesse évolué que ce soit la charge à l'essieu ou la vitesse. Ceci a eu pour conséquences d'accélérer les phénomènes de vieillissement, dont la fatigue est l'élément le plus représentatif. Ces facteurs réunis pourront à n'importe quel moment, mener l'ouvrage à l'effondrement, et les enjeux de sa destruction seront importants.

Pour ces raisons et en 1985, ce pont a fait l'objet d'une étude menée par la SNTF, où le calcul structural était réalisé conformément aux règlements basés sur une approche semi-probabiliste. L'ouvrage a été classé dans la catégorie des ponts déficients nécessitant un remplacement du tablier en urgence. Or jusqu'à présent, celui-ci reste opérationnel sans qu'aucun incident n'ait été mentionné.

Les questions qui se posent avec insistance : ce pont est-il encore apte au service ? Comment peut-on estimer son niveau de sécurité ?

Pour tenter une réponse à ces questions, nous allons :

- montrer que l'approche semi-probabiliste se révèle inefficace dans l'évaluation de ponts existants ;
- proposer la théorie de fiabilité basée sur une approche probabiliste dans un cadre systémique pour le recalcul du pont.

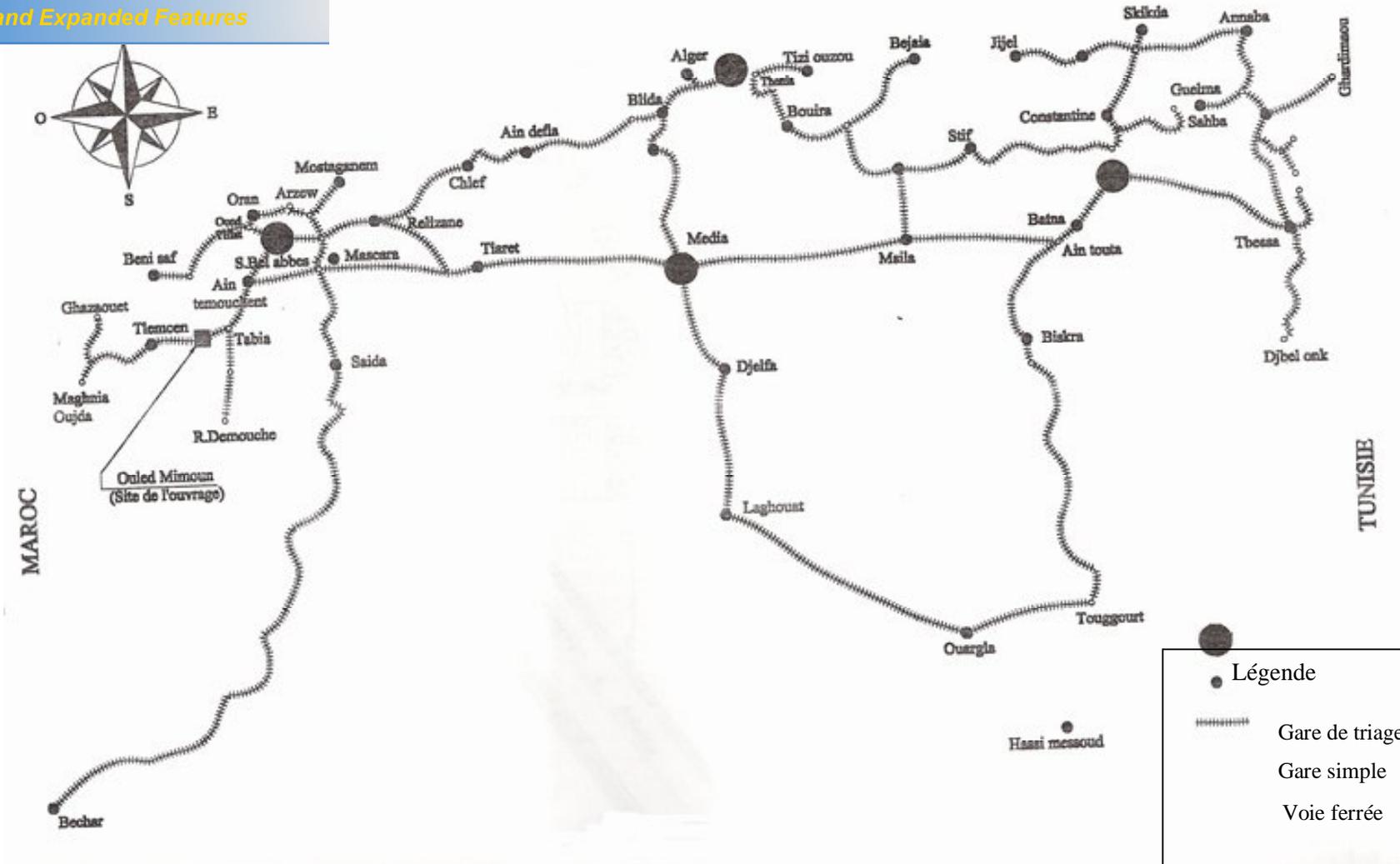


Fig 2 : Réseau ferroviaire d'Algérie

L'infrastructure routière et ferroviaire constitue la base du système de transport et de communication tant dans les pays développés que ceux en voie de développement, et assure une rentabilité économique dans la société. Les ouvrages d'art en représentent la partie la plus vulnérable, car l'absence de leur entretien peut avoir des conséquences néfastes sur l'économie du pays.

Dans le monde, ce n'est qu'à partir de 1804, année de l'invention de la locomotive à vapeur que le chemin de fer a commencé à prendre son essor. Les premiers ponts métalliques ont été construits en Angleterre à la fin du XVIII^{ème} siècle. Le XIX^{ème} siècle a été une époque extrêmement féconde pour les ouvrages d'art, grâce au grand développement des réseaux de communication qu'il a connus.

En Algérie, le réseau routier remonte aux premiers temps de l'ère coloniale, et c'est en 1868 que fut ouverte au trafic la voie ferrée Alger-Blida et, en 1870, la ligne Alger-Constantine. Le réseau des chemins de fer national se présente sous la forme d'une longue dorsale de 4500km allongée d'Est en Ouest sur laquelle viennent se souder les lignes desservant les ports ou se dirigeant vers l'intérieur du pays (fig 2).

Durant les 35 dernières années qui suivirent l'indépendance de l'Algérie, environ 95 ponts ferroviaires ont été construits. En 1985, le Viaduc ferroviaire sur Oued El-Harrach à Alger, et dans les années 80, le pont de Ain Temouchent sur la route nationale n°02 comptent parmi les plus récents de cette période.

Depuis la construction des ouvrages d'art, que ce soit en Algérie ou dans le monde, les conditions d'exploitation ont sans cesse évolué et les conditions climatiques ont changé, ce qui a eu pour conséquence d'accélérer les phénomènes de vieillissement, dont la fatigue est l'élément le plus représentatif. Ceci a conduit à des accidents d'ampleurs différentes causant des dégâts humains considérables.

En Algérie, en mars 2007, au centre du pays, et à Blida, les perturbations climatiques ont causé l'effondrement du pont traversant oued Chiffa et la destruction partielle d'un pont au niveau du village Ben-Sari coupant ainsi la route nationale n°01, reliant Blida et Chiffa à hauteur de oued Chiffa". En avril 2007, La wilaya de Chlef a été la plus affectée par le mauvais temps et la perturbation de la circulation causée par l'effondrement du pont de Oued Ibrahim reliant la commune de Moussadek et le douar d'Ould-Ibrahim.

Dans le monde, Les ruptures les plus catastrophiques sont ceux du pont Duplessis au Canada, en janvier 1951 dont la destruction a entraîné la mort de huit personnes ; du pont Pleasant aux Etats-Unis, en 1967, dont l'écroulement a provoqué la mort de 46 personnes ; du pont de Reichbrücke à Vienne, en 1976 dont l'effondrement a provoqué la mort de 04 personnes ; du pont autoroutier en octobre 2006, dans la banlieue de Montréal, qui a fait cinq morts et six blessés ; et d'un pont en Chine en juin 2007 où 09 personnes étaient portées disparues.

de ruptures, n'ayant pas entraîné de pertes humaines, (U.S.A.) le 7 novembre 1940 six mois après son inauguration, et plusieurs ponts en France, entre autre, le viaduc de Serrouville en juin 1940, le pont de Elme en 1976, le pont de tours en 1978, le pont aval de la rivière Saint-Etienne le 26 février 2007, etc

Une multitude de sources de danger peut être identifiée et les scénarios de risques qui en découleraient établis, car chaque accident ne peut être imputable à une seule cause mais est considéré comme un résultat d'une combinaison complexe de facteurs. Les ponts constituent un domaine particulièrement vulnérable. De ce fait, l'analyse des risques s'impose comme une condition essentielle de leur gestion, dans une démarche systémique. Il s'agit d'identifier tous les risques, de les évaluer en vue de les maîtriser voire de les réduire. Il s'agit d'améliorer la sécurité, la qualité de vie des riverains et de valoriser le patrimoine et le paysage d'une manière générale.

En Algérie, afin d'assurer la sécurité des ponts rails métalliques existants qui sont souvent âgés de plus de 100 ans, la société nationale des transports ferroviaires (SNTF⁵) a lancé en 1985 une étude qui avait pour but d'inventorier les dégradations par éléments d'ouvrages et d'évaluer leur capacité portante. Cette évaluation a été conduite conformément aux règlements européens. La réglementation algérienne concernant les ponts rails métalliques est quasi absente.

À la base, un pont ferroviaire est composé d'un tablier constituant la partie qui supporte le train ; des culées servant de point d'appui aux extrémités du tablier, des piles soutenant le tablier entre les culées, si la longueur du tablier le nécessite.

Le calcul des structures de ponts réalisé par la SNTF a révélé des dépassements très importants dans les différents éléments des tabliers et plus particulièrement dans les membranes comprimées des poutres treillis et dans les longerons (éléments composants un tablier). La vérification des ponts à la fatigue a aboutie à des durées de vie restantes des éléments de tabliers très faible. Sur la base de cette étude, il a été décidé de remplacer un nombre non négligeable de tabliers. Depuis 1985, et pour des raisons économiques, la SNTF a entrepris des remplacements de ces derniers mais pas tous. Le reste des ponts non remplacés continu à servir sur le réseau ferroviaire sans incidents majeurs signalés, bien que la majorité soit classée comme déficiente par la SNTF conformément aux règlements.

Les règlements européens sur la base desquels s'effectuent les calculs des ponts sont basés sur une approche semi-probabiliste. Le principe de cette approche consiste à définir différents états limites qui ne doivent en aucun cas être dépassés. Il nécessite de réaliser un certain nombre de combinaisons d'actions en appliquant des jeux de coefficients partiels de sécurité sur l'ensemble des paramètres (résistances, actions variables et permanentes) afin de tenir compte de l'incertitude existante sur chacun d'eux ainsi que sur leur caractère favorable ou défavorable. La violation des états limites provoque un fonctionnement indésirable de la structure ou d'une de ses parties [1].

Pour des structures existantes, l'évaluation de la sécurité nécessite une connaissance parfaite du comportement des structures et de tous les mécanismes de dégradation. Ceci est illusoire et ces incertitudes font qu'une vérification semi-probabiliste peut s'avérer très peu représentative. Il faut faire remarquer que les coefficients partiels de sécurité couvrent des incertitudes de mise en œuvre sur des matériaux récents et donc peuvent être sans rapport

⁵ SNTF : Société nationale des transports ferroviaires

ils sont en fait destinés à couvrir un large ensemble de cas, très peu représentatifs du besoin réel d'évaluation de la sécurité d'une structure particulière ou ancienne. Pour des ouvrages exceptionnels ou endommagés, l'évaluation de la fiabilité peut être sur- ou sous-estimée. [1]

Avec l'émergence de la science du danger et son évolution, les chercheurs se sont rendus compte qu'il fallait développer de nouvelles méthodes d'évaluation plus sophistiquées de structures existantes, entre autre, les approches probabilistes en se basant sur les outils qu'offre aujourd'hui l'approche systémique. Par conséquent, les accidents concernant l'effondrement de ces structures ont nettement diminué. Par exemple, les outils de surveillance, élaborés à partir des accidents de ponts dans le monde, ont permis de déceler l'existence de processus de dégradation avant qu'il en résulte des défaillances ; c'est ainsi qu'en 1994 des ruptures de fils porteurs du pont Lorois (Morbihan) ont pu être détectées et la suspension fut remplacée ; en juillet 1995, plusieurs dégradations d'un toron élémentaire d'un câble porteur du pont de Tancarville ont été identifiées et la décision de remplacer rapidement la suspension (câbles porteurs et suspentes), fut entreprise sans interrompre la circulation. En 1996, la mesure d'une évolution de dégradation significative du pont d'Aquitaine a poussé les spécialistes à lancer en 2000 une opération de remplacement de la suspension sans interrompre la circulation. Jusqu'à l'heure actuelle, les études d'évaluations des ouvrages anciens se poursuivent afin de refléter leur état réel.

De ce fait, l'approche probabiliste constitue une alternative aux approches basées sur le principe de contraintes admissibles ou sur les coefficients partiels de sécurité. Par ailleurs l'évaluation des ponts existants s'inscrit dans un cadre plus large visant leur gestion au sein de l'environnement faisant, ainsi, partie d'une approche systémique. Selon R.-G. Schwartzberg ; *Sociologie politique* Montchrestien:

« L'approche systémique part du postulat que la réalité sociale, environnementale (etc.), présente les caractères d'un système, pour interpréter et expliquer les phénomènes observés par les liens d'interdépendance qui relient les éléments du système entre eux et qui les constituent en une totalité ».

L'objectif de notre travail est de montrer que les règlements basés sur l'approche semi-probabiliste ne peuvent plus être un outil d'évaluation de structures existantes. En nous basant sur les outils qu'offre aujourd'hui l'approche systémique, nous allons présenter la théorie de fiabilité basée sur une description probabiliste des variables de résistances et de actions et montrer quelle constitue une approche plus réaliste prenant en compte toutes les incertitudes liées à ces variables pour l'évaluation de la fiabilité et de l'aptitude au service des structures existantes. Une telle modélisation permet de nous fournir une estimation de la probabilité de défaillance (P_f) (ou de l'indice de fiabilité (β))

Le mémoire sera divisé donc, en quatre chapitres. Le premier chapitre portera sur les ponts métalliques entre autres les ponts ferroviaires : leur évolution ainsi les règlements les concernant et les accidents qu'ils ont subis en Algérie et dans le monde. Le deuxième chapitre présentera les éléments théoriques des approches semi-probabiliste, la méthode MADS-MOSAR et l'approche fiabiliste basée sur une modélisation probabiliste. Le troisième chapitre portera sur l'application des différentes approches citées ci-dessus au pont rail métallique objet de l'étude. Enfin le dernier chapitre abordera l'analyse des résultats mettant en exergue l'intérêt de l'approche probabiliste dans un cadre systémique comme alternative à l'approche semi-probabiliste en tant qu'outil d'aide à la décision.

EVOLUTION DES PONTS METALLIQUES

1.1 - PREAMBULE

L'histoire des ouvrages d'art métalliques, entre autres les ponts ferroviaires, depuis leur origine à la fin jusqu'au XIXe siècle s'est déroulée en différentes étapes suivant les évolutions dans la nature du matériau acier et dans les moyens d'assemblages des pièces élémentaires, et plus particulièrement au prix d'échecs douloureux (effondrements de ponts, perte de vies humaines). En effet, les techniques de soudures ainsi que la qualité du métal étaient à l'origine de catastrophes inoubliables : En Belgique en 1937, le pont de Hasselt sur le canal Albert s'est rompu en hiver. En Allemagne à Berlin et à Rudersdorf, des ponts se sont fissurés peu après leur mise en service. En France, le pont d'Issy-les-Moulineaux, un pont en treillis s'est fissuré lui aussi et dont les poutres furent enrobées de béton. Ceci a conduit après la deuxième guerre mondiale, à révolutionner dans les méthodes de construction (création d'aciers mieux soudables) et les règlements de calcul, d'inventer la plupart des principes de mise en œuvre utilisées aujourd'hui et s'est traduit par des structures plus stables et sûres fonctionnant selon différents schémas : arcs, suspension, flexion, avec des ouvrages de formes différentes tels que : le pont Corneille à Rouen 1951 ; pont des Vignettes sur la Risle en 1960, le pont Sèvres en 1961.

Les ponts métalliques ont été depuis l'origine associés aux trains. Le développement spectaculaire des chemins de fer n'a pu se faire qu'avec la construction des grands ponts métalliques.

L'utilisation de la fonte, puis surtout du fer et enfin de l'acier ont permis, tout au long de ce XIX^e siècle industriel, au prix parfois d'échecs douloureux, de révolutionner les méthodes de constructions des ponts, d'inventer la plupart des principes de mise en œuvre utilisées, et d'atteindre les performances connues aujourd'hui avec les différentes formes : ponts en arcs, ponts à poutres, ponts suspendus.

1.2.1 - Les ponts en fonte

La fonte était, particulièrement en Grande-Bretagne qui en produisait beaucoup, un matériau très prometteur pour la construction des ponts. Ces derniers construits avec ce matériau étaient principalement en arc. Son usage avait été expérimenté dès 1779 au pont de Coalbrookdale, ensuite une trentaine d'ouvrages ont été ainsi construits dans ce pays.

En France, le pont des Arts construit en 1800 était le premier pont où le métal était mis en œuvre. Par la suite et jusqu'au milieu des années 1840, les projets de ponts en fonte sont devenus plutôt rares à cause des inquiétudes qu'avaient fait naître les fissures et les déboires constatés dans les ouvrages qui avaient une durée de vie limitée.

La fonte est en effet un matériau fragile, de faible résistance à la traction : carbone 3 à 3.5 %, silicium 2 à 3.5 %, limite d'élasticité 50 à 100 N/mm², résistance à la traction inférieure à 10 kg/mm², résistance au choc (résilience) nulle, allongement à la rupture nul et dénote un manque total de ductilité, donc une capacité d'adaptation inexistante.

L'excellente tenue à la compression de la fonte, son faible coefficient de dilatation thermique et sa bonne résistance à la corrosion n'ont pu faire oublier sa fragilité à la traction, donc à la flexion. L'arche est restée le seul moyen de franchir en fonte. Pour éviter les risques de fissuration liés à des vibrations au passage des trains, il a fallu remplir de ballast le volume créé par les tympans des arches. La conséquence était évidemment un alourdissement des ouvrages, donc une augmentation de leur prix et une limitation de leur portée. [2]

Malgré tous les efforts déployés pour remédier aux inconvénients de la fonte, les constructeurs n'ont pu s'éloigner des procédés de la construction des arches en pierres. À partir des années 1840, la fabrication industrielle plus importante de profils et de tôles de fer laminé, plus performant en traction, ont conduit à l'abandon progressif de la fonte comme matériau de franchissement. Il fut utilisé abondamment, en compression, sous forme de piliers ou de colonnes souvent ornements comme dans le métro parisien.

1.2.2 - Les ponts en fer

Avant 1840, on savait produire du fer en grandes quantités, mais les capacités de la sidérurgie étaient très limitées. Les premiers ponts utilisant ce matériau étaient des ponts suspendus : le pont de Berwick en Angleterre dès 1820 ; un pont routier à Tournon sur le Rhône en 1825. Mais la facilité de produire industriellement du fer laminé sous forme de tôles et de profilés de dimensions un peu plus grande à partir des années 1840, a poussé les constructeurs à concevoir des ponts en tôle et à abandonner la fonte.

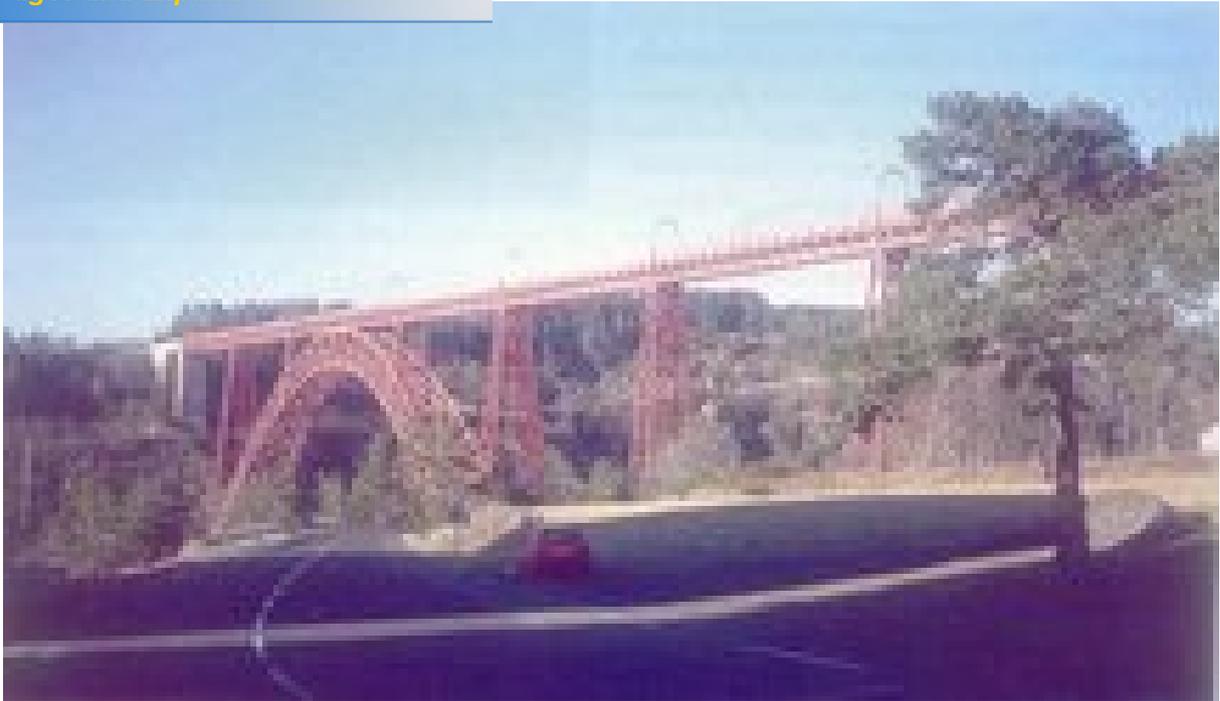


Photo 1.1 : Viaduc ferroviaire de Garabit

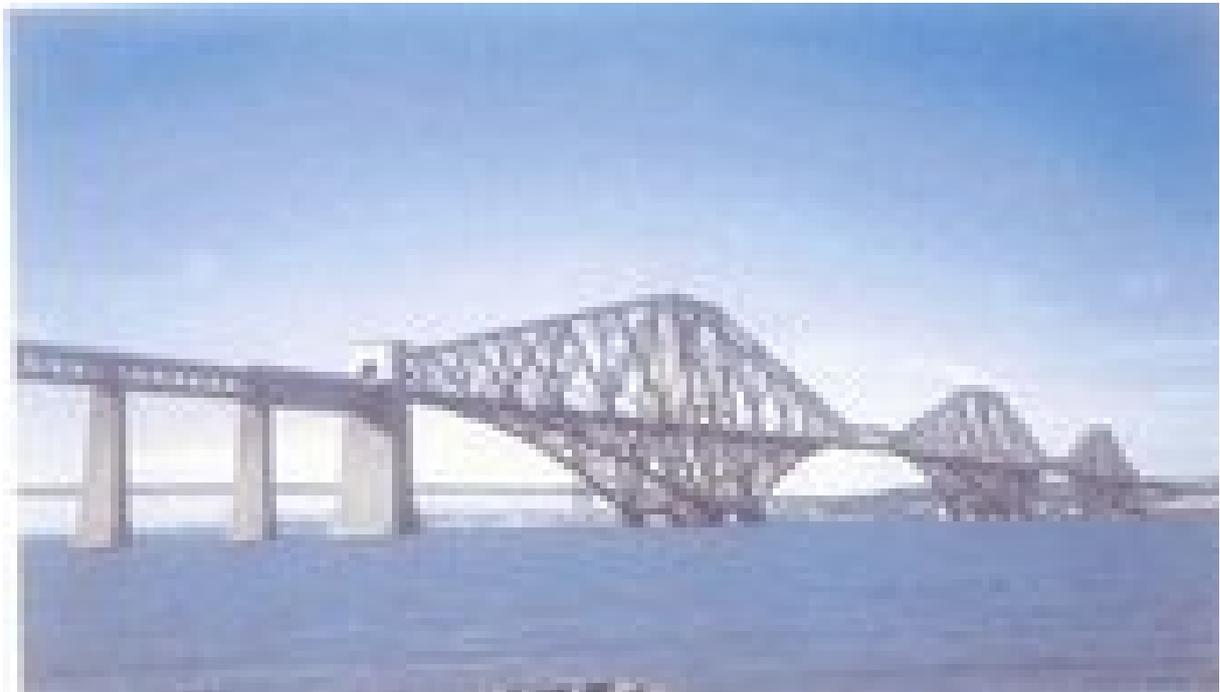


Photo 1.2 : Le viaduc ferroviaire du Firth of Forth

caractéristiques mécaniques supérieures : carbone 0.01 %, soufre 0.05 %, silicium 0.2 %, limite d'élasticité 170 à 300 N/mm², résistance à la traction 250 à 400 N/mm², mais un allongement faible de 5 à 20 %, une résilience parfois proche de 0 et une aptitude au pliage peu médiocre ; lors de l'essai de pliage, on constate parfois l'apparition de criques et de fissures à des angles très faibles.

Le fer était aussi utilisé pour la construction de ponts à poutres comme le pont Britannia au pays de Galles en 1850, et il est également substitué à la fonte pour des ponts à arcs de grande portée dont le plus spectaculaire est le viaduc de Garabit (photo 1.1) construit en 1884.

En France cette technique est répandue par la suite avec plusieurs ponts rails tels que : celui à Langon en 1855, à Moissac en 1857 avec une portée de l'ordre de 70 m.

Mais on a réalisé assez vite que ce type d'ouvrage comportait un excédent de matière, et que des poutres en treillis ajouré présentaient une résistance équivalente à un poids inférieur tout en offrant moins de prise au vent. De nombreuses formes en treillis furent expérimentées au XIXe siècle formant des viaducs majestueux. Notamment ceux de moyenne portée construits pour les chemins de fer tels que celui de Cubzac construit en 1886 et le viaduc des Fades en 1901-1909, dont la poutre atteint une hauteur de 11.6 m et une portée de 144 m. L'emploi de piles métalliques de grande hauteur, plus économiques que les piles en maçonnerie pour franchir de profondes vallées, est développée à partir des années 1855, Nording inaugure en 185-1862 au viaduc de la Saarine à Fribourg l'emploi de piles formées de tubes en fonte. À l'époque, Le rivetage était le seul moyen d'assemblage mécanique qui permettait de lier les éléments. [3]

1.2.3 - Les ponts en acier

La seconde moitié du XIXe siècle est marquée par l'apparition des fours Bessemer (1856), puis Siemens-Martin (1865) et Thomas (1877), permettant la production en grande quantité de ce qui est maintenant le métal le plus répandu dans le monde : l'acier.

Grâce à ses caractéristiques mécaniques, et principalement sa résistance élevée : résistance à la rupture R_m 34 à 43 kg/mm², résistance à la limite élastique R_e 21 à 32 kg/mm², allongement à la rupture 28 à 39 %, résiliences très dispersées ; l'acier a totalement remplacé la fonte et le fer dans la fabrication de ponts.

Deux très grands ouvrages, très différents structurellement, ont utilisé les qualités de ce nouveau matériau et de nombreuses techniques ont été mises au point et améliorées au cours du XIXe siècle pour réussir à franchir la moitié d'un kilomètre d'un seul jet.

Le pont suspendu de Brooklyn (1869-1883) qui réunit New York à Brooklyn avec une travée centrale de 485 m. Ses câbles sont pour la première fois en acier et constitués de torons torsadés. Lorsque le câble torsadé est mis en traction, les torons sont serrés les uns contre les autres, ce qui améliore la sécurité en cas de rupture de fils.

En Écosse, Fawler et Baker ont proposé le franchissement du Firth of Forth (photo 1.2), par un gigantesque ouvrage en acier. Le projet était établi dans le contexte de la catastrophe ferroviaire du Tay Bridge du 29 décembre 1879. Il était mis en service en 1890, et franchissait l'estuaire du Forth par deux travées centrales de 520 m et deux travées latérales de 207 m.

Mais l'acier a fait à ces débuts objet de réticences concernant ses performances (il a longtemps été réputé plus cassant que le fer) et la régularité de sa fabrication. C'est ainsi que Eiffel a préféré le fer puddlé pour le viaduc de Garabit en 1884 et pour sa célèbre tour en 1889, faisant de cet ouvrage le dernier à avoir été construit en fer.

Le XIX^e siècle que l'acier était utilisé en France dans la construction des ponts. Les nuances d'acier ont évolué vers l'A 48 au milieu des années 1920, puis vers l'A 52 au milieu des années 1930. La seconde moitié du XIX^e siècle est marquée par des développements successifs qui ont conduit à une rapide amélioration des nuances d'acier et des conditions de mises en œuvre, surtout après découverte de l'aluminium comme élément d'alliage. Tout au long de ce demi-siècle, l'évolution des produits et des techniques jointe à une évolution du sens esthétique ont contribué à modifier sensiblement la structure des ouvrages : constructions plus linéaires grâce à l'assemblage par soudage, beaucoup plus discret que l'assemblage par rivets ; formes plus élancées grâce à l'utilisation d'aciers à haute limite d'élasticité et de nouveaux principes sont développés, comme celui des ponts à béquilles. [2]

Donc, l'évolution des ponts et le passage d'une forme à une autre est étroitement lié au développement du matériau utilisé. En effet, à partir de la forme de base de la poutre en treillis, avec ses multiples variations, se sont développées des formes plus complexes, telles que les arcs, les poutres ou les cantilevers. L'apparition de la soudure après les assemblages par rivets, à partir de la fin des années 1930, a entraîné une simplification des formes.

1.2.4 - Les assemblages

L'adoption de jonction des éléments de ossature métallique par des rivets a marqué le début de la construction métallique proprement dite et est restée ainsi durant un siècle

De 1910 à 1912 A. Le Chatellier a réalisé les premières constructions industrielles par soudage à l'arc. Le premier pont soudé en Europe centrale était construit dans les années 1920. Ailleurs en Europe d'autres le furent vers la fin des années 1930. En Belgique en 1937, le pont de Hasselt sur le canal Albert s'est rompu au cours de l'hiver. En Allemagne à Berlin et à Rudersdorf, des ponts se sont fissurés peu après leur mise en service. En France, le pont d'Issy-les-Moulineaux, un pont en treillis qui fissura lui aussi et dont les poutres étaient enrobées de béton. Mais aussi, le pont de Saint-Cloud sur la Seine et le pont de Neuilly avec ses deux arches de 67 m et 82 m.

Ces accidents provoqués par des phénomènes de fissuration à froid après soudage, ont freiné pour un temps l'utilisation de l'acier A 52 et ont amené les premières recommandations relatives au préchauffage avant soudage et au contrôle des analyses. Pendant la seconde guerre mondiale, la rupture en mer, ou même à quai, de nombreux bateaux soudés (surtout des liberty ships) a mis l'accent sur les problèmes de rupture fragile de l'acier et les enseignements tirés étaient mis à profit pour la construction de ponts soudés qui ont remplacé progressivement les ponts rivetés.

Le pont d'Issy sur la Seine reconstruit en 1948 a ouvert le marché, suivi par le pont Corneille à Rouen, construit de 1949 à 1951. Vers les années 1950, on maîtrisait suffisamment la mise en œuvre de cet acier pour l'utiliser aussi dans la construction d'autres ouvrages importants.

Plus récemment, un nouveau mode d'assemblage par boulons à haute résistance est apparu dans les constructions métalliques. Ce sont des boulons en acier à haute limite d'élasticité, qui sont plus facile à mettre en œuvre et plus efficaces que les rivets. Il a été employé dans plusieurs ponts (pont Masséna à Paris).

L'histoire des ponts métalliques depuis leur origine à la fin du XVIIIe siècle s'est déroulée en différentes étapes suivant les évolutions dans la nature du matériau acier et dans les moyens d'assemblages des pièces élémentaires. Ceci s'est traduit par des structures fonctionnant selon différents schémas : arc, suspension, flexion, avec des ouvrages de formes différentes qui se sont développés aussi grâce aux méthodes de calcul. Au XIXe siècle ce sont les chemins de fer qui ont poussé à la construction des ponts métalliques de portées de plus en plus grande ; la fin du XXe siècle a vu la suprématie des ouvrages mixtes acier-béton dans les portées moyennes atteignant plus de 100 m. Cette position a été conquise grâce à l'utilisation intensive des moyens informatiques à toutes les étapes de la conception et de la fabrication.

Au début, les capacités des matériels informatiques étant très limités, seules les étapes les plus longues et fastidieuses de la chaîne des calculs étaient informatisées. Petit à petit l'ensemble de la chaîne des calculs a été informatisé. L'informatique est enfin devenue opérationnelle dans les années 1980, où l'ensemble des tâches d'étude est devenu informatisé ; calculs et dessins.

A l'instar de nombreux domaines de l'industrie, le retour d'expérience revêt une importance particulière en génie civil, pour l'analyse des défaillances des systèmes de génie civil, pour la sûreté des ouvrages et des sites, mais aussi pour la gestion patrimoniale des ouvrages. Les données du retour d'expériences peuvent être d'origines différentes :

- Mesures expérimentales, où les données sont obtenues à partir de essais en laboratoire ou la structure réelle (ou partie de la structure).
- Auscultation des ouvrages en service, où les données sont collectées au moyen d'observation visuelle ou de relevés instrumentaux et appuyée plus ou moins par une part d'expertise, selon une méthode formalisée qui s'appuie sur un catalogue précisant la définition des dégradations et de leurs niveaux de gravité.
- Analyse experte, qui consiste à recueillir des informations sur les incidents et accidents qui ont mené à la destruction de structures, les défauts ou les symptômes traduisant des détériorations par l'inspection visuelle d'experts ou de personnes formées à cette mission.

Le traitement des informations liées au retour d'expérience, se fait dans un cadre d'une approche semi-probabiliste, probabiliste ou systémique selon la quantité de données, leur qualité et le type de traitement à effectuer à la structure.

D'autre part, elles sont exploitées en analyse de risques. Leur utilisation est efficace pour le diagnostic des défaillances des ouvrages de génie civil, parce qu'elles permettent de déterminer leurs causes. Ceci renseigne les spécialistes sur les évolutions futures des ouvrages dans le temps et les défaillances à venir ainsi que les délais nécessaires pour les atteindre. Aidé par une telle base d'informations, l'expert pourra déterminer la cinétique du mécanisme à l'origine des détériorations et évaluer le risque inhérent, ce qui l'aidera à prendre ses dispositions dans la gestion d'ouvrages existants ou à la conception d'ouvrages neufs.

Ceci va être illustré dans les exemples suivants :



Photo 1.3 : Pont de Quebec 1907

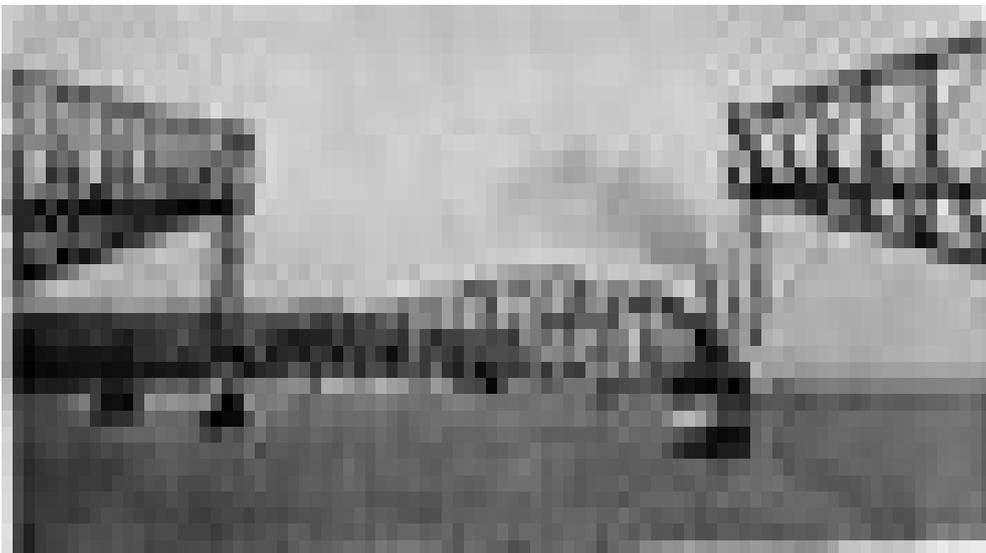


Photo 1.4: Pont de Québec 1916



Photo 1.5 : Affaissement d'une travée d'un pont au Quebec

Au Canada

1- En aout 1907, La partie sud du pont de Quebec (photo 1.3) vient de s'écrouler, entraînant avec elle une centaine d'employés, en tout, 76 ouvriers sont morts, Canadiens, Amérindiens et Américains. Après la commission royale d'enquête instituée par le gouvernement fédéral, les causes du désastre énumérées dans le rapport effectué, s'énoncent comme suit :

- Tout d'abord, la rupture du pont est belle et bien due à une conception défectueuse et non à la température ou encore à un accident.
- La rupture de la partie du sud ne peut être attribuée qu'à une erreur de jugement, impliquant ainsi deux ingénieurs, travaillant respectivement pour le Québec Bridge and Railway Co. et la Phoenix bridge Co.
- troisièmement, une grande erreur de calcul aura été commise par les ingénieurs en sous évaluant le poids réel des composantes structurales du pont.

Donc, sur toute la ligne, des erreurs impardonnables auront été commises. La Compagnie du Pont n'aurait jamais dû nommer un ingénieur inexpérimenté au poste de chef. De plus, les connaissances sur l'acier étant insuffisantes, il est incontestable que le pont aurait dû être constitué d'une plus grande quantité d'acier

2- Prenant en compte les causes du désastre, le pont fut reconstruit de 1910 à 1916. Au même jour de sa deuxième inauguration, deux bras cantilevers du pont se trouvent séparés (photo 1.4) provoquant un deuxième désastre qui a coûté la vie de treize autres personnes en plus de toutes celles qui ont été blessées.

Après plusieurs témoignages et un examen minutieux, il en résulte que *"le bris initial est survenu à une pièce de support en forme de croix située au coin sud-ouest de l'appareil de levage. Ceci a causé le glissement de cette partie de la travée et a provoqué ainsi le déséquilibre de toute la structure"*. Le 17 octobre et le 3 décembre 1917, le premier train et le deuxième passeront respectivement sur le pont de Québec. Dans le premier convoi, on y retrouve environ 400 passagers

3- En juillet 1996 dans le Saguenay, Québec, au cours d'une inondation, l'érosion d'environ 75 m de berge concave a complètement détruit la culée gauche d'un pont ferroviaire le long du côté opposé du chenal, ce qui a provoqué l'effondrement d'une travée du pont. Sapée par l'affaissement de la travée et l'érosion continue de l'envers du chemin de fer, la voie ferrée reste suspendue au-dessus du chenal post-inondation de la rivière (photo 1.5).



Photo 1.6 : Effondrement du pont d'Alabama



Photo 1.7 : Effondrement du Tay Bridge

Un train spatial, arrêté par la NASA et transportant des segments composant les accélérateurs à poudre de la navette spatiale, a déraillé en mai 2007 en Alabama. C'est alors que le lourd convoi franchissait un pont ferroviaire que celui-ci s'est effondré, entraînant plusieurs wagons dans sa chute. Fort heureusement, un seul d'entre eux transportait un segment, lequel a versé dans le ravin. L'accident aurait pu tourner à la catastrophe, car celui-ci était chargé en carburant solide et prêt à être assemblé (photo 1.6).

Selon les premiers rapports des équipes de secours, le déraillement aurait fait six blessés, dont l'un se trouverait dans un état critique. Les raisons d'effondrement du pont restent à déterminer, mais déjà l'opinion publique américaine fustige l'état lamentable dans lequel se trouve le réseau ferroviaire depuis plusieurs années sans inspection.

En Europe :

En France

Le 16 avril 1850, une tempête secoua violemment le pont suspendu de la Basse-Chaîne à Angers tandis qu'un bataillon du 11^e régiment d'infanterie légère s'y engagea pour participer à une revue à Angers. Le bataillon traversa le pont au pas cadencé. Celui-ci entra en résonance et commença à se rompre. Le poids des soldats en plus de la tempête achevèrent la rupture des câbles de suspension plus rapidement et le régiment se précipita dans la rivière provoquant la mort de 225 hommes

Il fallait trouver des solutions techniques pour relancer la construction des ponts suspendus. La relance vint d'Amérique, où l'introduction précoce de l'acier dans la confection des câbles et surtout le recours à des tabliers beaucoup plus lourds et rigides, ouvrit la voie aux ponts suspendus modernes, tels que le pont de Brooklyn à New York en 1869-1883.

En Grande-Bretagne

1- Le dimanche 28 Décembre 1879, une violente tempête frappa l'Écosse, un train aborda le Tay Bridge alors que celui-ci s'effondra brusquement (photo 1.7). Toute la charpente des hautes poutres avait disparu. Les poutres du pilier 28 au pilier 41 étaient tombées dans le Tay. Elles avaient été totalement ou partiellement arrachées. On estima que 80 personnes perdirent la vie au cours de cette nuit tragique.

Lorsque l'ouragan se mit à souffler sur la baie, la pression exercée sur le pont fut encore plus violente que sur les flans du train, la conjugaison des deux forces entraîna la structure au fond de l'estuaire.

La commission d'enquête conclut qu'aucune expertise du lit du Tay n'a été effectuée. Par ailleurs, on n'a pas tenu compte de la pression du vent et les piliers en fer coulé, les poutres et les renforts ont été mal construits.

Le tribunal annonça lors de l'instruction : "Nous déclarons que le pont était mal conçu, mal construit et mal soutenu"

Après la catastrophe du pont Tay, l'office du Commerce établit des normes qui tenaient compte de la force exercée par le vent sur les structures ferroviaires et du passage d'un train sur le pont en plein vent.

novembre 1882, sur une route lors du passage d'un train tombe avec presque la totalité du train sur la route en-dessous, causant ainsi la mort de 5 passagers et 13 autres gravement blessés.

Une fissure de fatigue de la poutre endommagée était à l'origine de l'accident, elle prenait de l'ampleur avec le temps.

Comme conséquence, une campagne d'inspection détaillée était lancée pour 331 ponts en fonte, 8 parmi eux étaient complètement remplacés

1.3.2 - A l'échelle nationale

Il n'y a pas d'accidents de ponts rails métalliques, la base de données en Algérie est très limitée et n'est pas assez riche. On y trouve des ponts qui se sont effondrés, mais ce sont soit des ponts métalliques non ferroviaires, sinon ils sont construits avec d'autres matériaux.

1.3.3 – Autres types de ponts :

A l'instar des ponts rails métalliques, les ponts rails construits avec d'autres matériaux ainsi que les ponts-routes ont connus des accidents à ne pas négliger. Ces derniers méritent d'être cités pour une étude plus globale visant à connaître toutes les causes menant à la destruction ou effondrement d'un pont quel qu'il soit son type ou le matériau avec lequel il est construit. Ci-après les accidents les plus importants sont cités par pays :

Canada

1 - Le pont de Trois-Rivières, connu sous le nom «pont Duplessis», est composé de deux poutres pleines en acier surmontées d'une dalle en béton. Le 27 février 1950 une première fissure est détectée dans le tronçon du côté de Cap-de-la-Madeleine, puis le 3 mars dans l'acier du côté de Trois-Rivières. Le 30 janvier 1951, par une température de -35 degrés Celsius, c'est la catastrophe: quatre travées du tronçon ouest s'abiment dans le Saint-Maurice. L'effondrement de plus de 219 mètres de charpente tue quatre personnes. La raison principale de ce drame est que le tablier fut construit avec de l'acier de faible résilience à basse température. Les échantillons prélevés dans l'une de ses poutres révèlent sa fragilité par grands froids. À la suite de cette alerte, dix ponts en province sont ciblés: leurs tabliers ont en commun d'être construits avec de l'acier de faible résilience à basse température et d'être composés d'une ossature à deux poutres.

2 - Une défaillance partielle du pont Sergeant Aubrey Cosens Memorial a eu lieu le 14 janvier 2003. Ce pont en arc en acier est situé sur l'autoroute 11, à Latchford, et enjambe la rivière Montréal. Alors qu'un tracteur semi-remorque en direction sud traversait le pont, le tablier en béton s'est affaissé d'environ 2 mètres au coin nord-ouest en raison d'une défaillance des 3 tiges de suspension. Le pont a été immédiatement fermé à la circulation.

La défaillance partielle du pont Sergeant Aubrey Cosens Memorial a été causée par la rupture par fatigue de trois tiges de suspension en acier sur le côté nord-ouest du pont. La défaillance de ces tiges peut être attribuée à une combinaison de facteurs :

as tenu compte du fait que les goupilles dans les
causer des tensions par fatigue en pliage dans les tiges.

Les tensions par fatigue en pliage ont fini par entraîner la rupture des tiges.

- La partie filetée des tiges a été endommagée durant la construction il y a 40 ans.
- La qualité de l'acier ne répond pas aux normes actuelles de ductilité à basse température et de composition chimique.
- Les pièces critiques des tiges de suspension ont été cachées à l'inspection car elles étaient à l'intérieur de l'arc.

Les recommandations découlant de cette enquête ont été regroupées dans les trois catégories suivantes :

- Les effets de la rigidité de raccordement et les tensions par fatigue en pliage devraient être pris en considération dans la conception et l'évaluation des ponts en arc en acier et les ponts à poutre triangulée.
- En ce qui concerne les conceptions et les remises en état futures, le concepteur devrait identifier les détails critiques et veiller à ce que les détails puissent être facilement inspectés après la construction.
- Inspection immédiate des ponts en arc avec raccordements à goupilles et suspentes.
- Conseiller les municipalités et d'autres propriétaires d'inspecter les ponts avec des détails similaires.
- Fournir la formation supplémentaire aux inspecteurs pour veiller à ce que l'intégrité générale de la structure soit évaluée en identifiant les fléchissements et la flexibilité inhabituels et d'autres défauts mineurs.
- Des inspections détaillées de fatigue et des essais non destructifs des composants essentiels contre la fatigue devraient être effectués tous les 5 ans.
- Pour ce qui est des contrats de peinture, une inspection détaillée de tout l'ouvrage en acier de construction devrait être effectuée par un ingénieur pour vérifier certaines structures, après le nettoyage de l'acier et avant la peinture.
- Augmenter la fréquence des inspections à pied effectuées par le personnel d'entretien ou des entrepreneurs régionaux de services d'entretien dans le cas de certains ponts.
- Fournir au personnel d'entretien une formation supplémentaire dans l'inspection des ponts.

1 - Le pont-route des Arts est construit en fonte se trouve entre 1^{er} arrondissement, Paris, Ile de France, France et 6^{ème} arrondissement, Paris, Ile de France, France. Il a une longueur totale d'environ 155 m, la longueur des travées 8 x 17.43 m et la largeur des poutres 10 m.

En 1852, le pont perd une arche à cause de l'élargissement du Quai Conti.

En 1961, il est endommagé dans un accident de bateau.

En 1973, il est endommagé dans un autre accident de bateau.

En 1977, il fut fermé pour cause de sécurité

En 1979, le pont s'écroule sur 60 m de longueur dans un accident de bateau.

2 - Le pont Adolphe à arches maçonnées en pierre de taille à Luxembourg, a été construit dans les années 1900. Une première réhabilitation du pont Adolphe a eu lieu en 1961/62 avec le remplacement intégral du tablier d'origine en béton armé par une nouvelle dalle coulée sur les prédalles enjambant le vide entre les deux arcs jumelés. En 1976 des travaux de réfection mineurs ont été entrepris avec la réfection de la couche de roulement et le remplacement des joints de dilatation. Les trottoirs ont été rehaussés et protégés de la chaussée par des chasse-roues. Le pont Adolphe a maintenant un gabarit de 17,20 m entre parapets qui est utilisé de la façon suivante : 4 voies de circulation à 3,08 m chacune, dont 1 en direction de la Ville Haute réservée aux transports en commun et trois pour le trafic individuel en direction de la gare centrale. Des deux côtés de l'ouvrage se trouve un trottoir de 1,80 m de largeur séparé des voies de circulation par un chasse-roue de 0,65 m.

De septembre 2003 à août 2004, la Division des Ouvrages d'Art des Ponts et Chaussées a réalisé une stabilisation provisoire des deux arcs principaux du pont Adolphe à l'aide d'un coutrage des zones fissurées par des barres précontraintes.

En février 2005, une barre s'est rompue et est tombée dans la vallée. L'examen de la barre défectueuse a montré que la rupture a été nette et sans rétrécissement du diamètre de la barre. Elle n'est donc pas due à une force excessive exercée sur cette barre. Les capteurs n'ont pas bougé, de sorte que la stabilité du pont n'est pas affectée par cet incident.

L'analyse détaillée de la barre cassée au laboratoire de l'Université de Liège a révélé que les causes de cette rupture sont à voir dans un défaut du matériau et dans le début d'effets de corrosion. Ce constat a été confirmé par une 2^{ème} analyse réalisée par la firme DYWIDAG dans le laboratoire d'essai des matériaux de l'Université de Munich.

3 - Le mardi 13 juin 2006, sur la ligne Charleville-Longuyon, le train de minerai de fer 72 187 circulant à la vitesse de 100 km/h, voie 1, de Dunkerque vers Dieulouard (Meurthe et Moselle), déraile du dernier wagon au Pk 190,200 au niveau de la commune de La Ferté-sur-Chiers (Ardennes). L'essieu de tête de ce dernier wagon (d'un train comportant 44 wagons) est monté sur le rail externe, en sortie d'une courbe de 676 mètres de rayon ; au Pk 198,700, le bogie déraillé heurte un coupon de rail en dépôt sur la banquette, le projette dans l'axe de la voie en faisant dérailler le bogie arrière du wagon. La queue du train s'immobilise au Pk 200,130, après avoir parcouru 9 930 mètres.

Blessé léger (un agent de maintenance de la voie). La
rès de 10 km, la voie 2 est partiellement recouverte de
banast, les installations électriques et de signalisation n'ont pas subi d'avaries.

La cause de ce déraillement apparaît en grande partie liée à l'état de la voie bien que sa géométrie respecte les valeurs normées du référentiel voie. Une mesure continue analogique des paramètres voie fait apparaître, dans la zone précédant le déraillement, cinq défauts répétitifs de dressage de la voie, distants de 20 mètres, dans un raccordement de sortie de courbe dont l'insuffisance de dévers naturel a été accentuée par une pointe de gauche. Un couplage dynamique s'est produit entre le wagon de queue (ne bénéficiant pas d'un serrage arrière de son attelage) et la voie : les excitations transversales périodiques de 20 mètres de longueur d'onde ont fait osciller transversalement le wagon, et ont finalement entraîné une montée du boudin de la roue au point de gauche maximum (11mm). Par ailleurs, l'état de graissage des rails est apparu insuffisant, ce qui augmente le coefficient de frottement roue-rail et les risques de montée du boudin de roue sur le rail.

Deux recommandations sont formulées par le rapport :

- La société nationale des chemins de fer de France SNCF et le réseau ferré de France RFF² sont chargées d'élaborer les règles d'intervention sur la voie pour corriger ces situations (reprise du dressage selon des valeurs quantifiées après détection de défauts de dressage répétitifs et périodiques en sortie de courbe).
- Pour ce qui concerne la maintenance des wagons, la SNCF devra améliorer la traçabilité de la détection des jeux insuffisants (et des réparations correspondantes) du système d'amortissement à friction des bogies.

4 - Le 07 août 2006 aux alentours de 06h30, sur l'autoroute A55 au niveau de La Mède dans les Bouches-du-Rhône, un ensemble routier, tracteur et semi-remorque citerne, chargé de 34 000 litres d'hydrocarbure dont 15 000 litres d'essence très inflammable, s'est renversé, a heurté la pile d'un pont et son chargement s'est embrasé. La cause directe de l'accident est liée à un comportement de conduite imprudent et inadapté du conducteur du poids lourd accidenté. Ce comportement s'est traduit par une vitesse excessive et des manœuvres dangereuses dont un dépassement juste avant l'accident et la tentative de dépassement qui a conduit à l'accident.

5 - Le pont route de la rivière Saint-Etienne fut achevé en 1993. C'est un pont en poutre poutre-caisson, avec un tablier en béton précontraint de longueur totale 520 m, et un nombre de travées de 10. Le 25 février 2007 Au passage du cyclone tropical Gamède, le pont aval Saint-Etienne s'effondre après rupture des piles sous la pression de l'eau. Le pont amont est endommagé. Le pont prend appui sur les piles en maçonnerie massive de l'ancien pont de chemin de fer, surélevées en béton armé

² RFF : Réseau ferré de France. C'est un établissement public à caractère industriel et commercial (EPIC). Il est chargé de l'entretien, du développement, de la cohérence et de la mise en valeur des voies ferrées françaises.

1 - Le 7 novembre 1940, six mois après son inauguration, le pont suspendu de Tacoma (USA) était détruit par le vent. La première explication qui fut donnée est celle d'un phénomène de résonance dû aux oscillations en torsion provoquées par le vent. Les rafales n'étaient pas exceptionnelles ce jour-là, mais on pensait que leur cadence avait coïncidé avec la période d'oscillations du pont. Depuis, les ingénieurs et les mathématiciens se sont longuement penchés sur l'étude du phénomène, pour éviter une nouvelle catastrophe, et la première évidence est celle-ci : le vent était moyennement fort et plutôt régulier. L'explication qui est donnée est que les filets de vent qui rencontrent les superstructures du pont créent des tourbillons, qui se succèdent à peu près périodiquement, et la force du vent sur le pont dépend à la fois de la vitesse du vent et de l'angle d'attaque du vent sur les surfaces du pont. D'un point de vue strictement pratique, c'est essentiellement l'étroitesse du pont, créant un manque de rigidité, qui a permis les torsions destructrices.

2 - La catastrophe du Silver Bridge, à Point Pleasant, en 1967. Ce pont suspendu de 250 mètres de long qui reliait l'Ohio à la Virginie occidentale s'est en effet écroulé le 15 décembre de cette année. 46 personnes meurent dans l'accident. Les études montrent que la cause de l'accident est due à une fatigue des poutres de suspension. Au moment du drame, le pont était encombré de véhicules bloqués dans un embouteillage consécutif aux achats de Noël.

3 - Au moins neuf personnes ont été tuées, 60 ont été hospitalisées et 20 à 30 personnes sont portées disparues dans l'effondrement d'un pont autoroutier mercredi soir à Minneapolis, aux USA, en août 2007. De nombreux véhicules ont été précipités dans le fleuve quand cet axe à huit voies - mais dont quatre seulement étaient ouvertes en raison de travaux - a brutalement cédé à une heure de grande affluence, peu après 18h00 (23h00 GMT). La ou les causes précises de l'effondrement de l'ouvrage d'art ne sont pas encore connues, mais le porte-parole de la Maison Blanche, a cité jeudi un rapport de 2005 du département des Transports du Minnesota ayant classé le pont dans la catégorie des ouvrages "structurellement défectueux". Le pont construit il y a 40 ans, qui s'élevait à 20 mètres au-dessus du fleuve, faisait l'objet de travaux. Ils portaient notamment sur le remplacement de joints et de glissières de sécurité.

a) Une lecture profonde des accidents arrivés dans le monde nous conduit à dire que les causes principales qui ont mené à ces différents désastres se résument à :

- Mauvaise conception de l'ouvrage,
- Erreurs de calcul (non prise en compte de la pression du vent, sous-évaluation de charges)
- Mauvaise gestion du patrimoine (pas d'inspection, état lamentable des ouvrages),
- Fissures de fatigue,
- Utilisation du mauvais matériau,

Mais ce que nous remarquons, est que tous ces aspects négatifs ont été corrigés par la suite :

- Les causes de l'accident du pont de Québec ont été prises en compte pour sa reconstruction en 1916.
- La catastrophe du pont de la Basse-Chaine en 1850, a amené les spécialistes à introduire l'acier dans la confection des câbles des ponts suspendus.
- Après l'effondrement du Tay Bridge en 1879, l'office du commerce a établi des normes qui tiennent compte de la force exercée par le vent sur les structures ferroviaires.
- Pour les fissures de fatigues qui sont produites au pont de la Grande-Bretagne a conduit à des renforcements d'inspections détaillées qui ont été lancées pour 331 ponts, où 8 parmi eux ont été complètement remplacés.

Mais d'une manière générale, la gestion des ponts rails métalliques jouent un rôle efficace pour les maintenir en bon état. Cette gestion est basée essentiellement sur un programme de visites réglementaires : inspections détaillées, visites annuelles, surveillances,

La surveillance est la première action de la maintenance. C'est un ensemble d'interventions ou examens visuels, sondages, parfois épreuves et essais, mesures, destinés à évaluer l'état de l'ouvrage. Elle permet de percevoir toute évolution de l'état de la structure, toute dégradation afin d'entreprendre à temps les actions correctives nécessaires.

Les inspections détaillées ont pour objet de relever toutes les déficiences des structures. Elles réclament l'examen précis et approfondi de tous les composants des ouvrages.

Donc la surveillance et les autres opérations de maintenance qui en résultent, sont nécessaires pour assurer en permanence aux ouvrages le niveau de service pour lequel ils ont été construits (ou pour lequel ils ont été modifiés, renforcés ou adaptés), pendant la durée de service escomptée. Elles permettent en particulier de garantir la sécurité des personnes et des circulations.

b) Concernant l'état des ponts rails métalliques en Algérie, notre pays a hérité de procédures efficaces de gestion d'ouvrages d'art de la période de la colonisation, ceci lui a permis de conserver ce patrimoine dans un état acceptable sans aucun incident signalé.

1.1.1 - Evolution des Règlements de calcul [2]

Jusqu'au XIX^e siècle, toutes les constructions étaient conçues et exécutées en grande partie de manière empirique : c'est essentiellement sur l'expérience et sur l'intuition des constructeurs que repose la sécurité. La passerelle des Arts à Paris, premier ouvrage de franchissement français construit en métal, est mise en service en 1803. De nombreux autres ponts en fonte ou en fer sont construits ensuite mais, pendant longtemps encore, il n'existe aucun règlement. Cependant, l'empirisme ne suffit plus pour créer des structures nouvelles avec des matériaux nouveaux. De nombreux ponts suspendus n'ont qu'une durée de vie réduite, qui s'achève pour certains d'entre eux par des incidents ou par des accidents. Il apparaît alors nécessaire d'abord de codifier les charges, puis les contraintes admissibles des matériaux, puis les règles de calcul.

1.4.1.1 - Hypothèses de chargement

Le premier règlement de calcul des ponts publié en 1858 comportait la définition des charges d'épreuves sur les ponts rails. Il prescrivait comment calculer les ponts avec une charge de « 5 tonnes par mètre linéaire si la portée est inférieure à 20 m et de 4 tonnes par mètre linéaire si la portée est supérieure à 20 m ». Avec l'extension des réseaux et le développement du trafic, les règlements se sont succédés, apportant tous les vingt ans environ, un nouveau convoi de calcul. Le (tableau 1.1) illustre cette évolution.

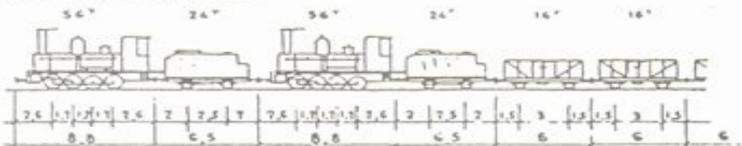
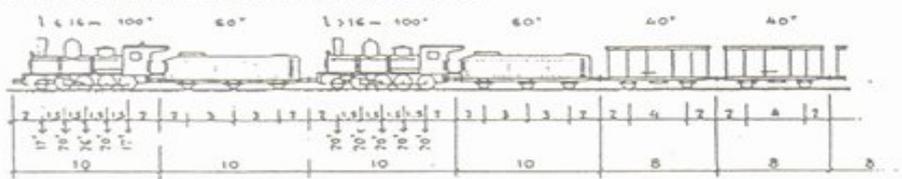
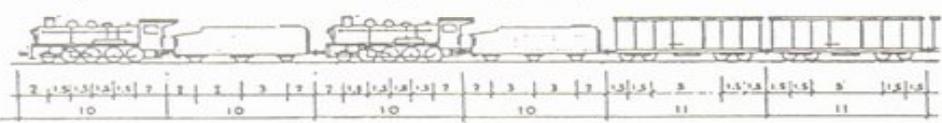
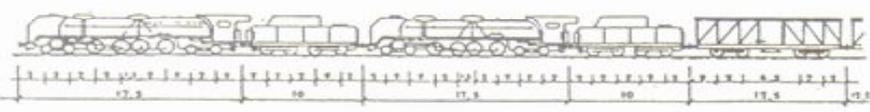
TEXTES	MOMENT(MNm) Pour une voie	
	L = 10 m	L = 50 m
Instruction n° 10 du 26 Février 1858 $p = 50 \text{ kN/m}$ pour $L \leq 20 \text{ m}$; $p = 40 \text{ kN/m}$ pour $L > 20 \text{ m}$	0,625	12,50
Circulaire n° 15 du 9 Juillet 1877 	0,912	12,19
Circulaire du 29 Août 1891 	1,062	14,61
Circulaire série A n°1 du 8 Janvier 1915 	1,695	25,30
Circulaire série A n° 3 du 10 Mai 1927 Toutes lignes : essieux de 250 kN + majoration dynamique 	2,350	30,85
Circulaire série A n° 27 du 14 Octobre 1944 Lignes à grand trafic : essieux de 250 kN + majoration dynamique Autres lignes : essieux de 200 kN + majoration dynamique 	2,650 2,09	43,15 33,85
Circulaire n° 65 du 19 Août 1960 Lignes à grand trafic : essieux de 250 kN + majoration dynamique + pondération Autres lignes : essieux de 200 kN + majoration dynamique + pondération 	3,18 2,51	51,78 40,62

Tableau 1.1 : Evolution des charges ferroviaires

Le convoi de calcul actuel est représenté par le schéma de charges UIC³ 71 qui est le convoi de calcul international admis par une grande majorité de réseaux ferroviaires, composé d'une combinaison associant une charge linéaire et des charges concentrées. Voir (tableau 1.2).

³ UIC : Union internationale des chemins de fer. C'est l'organisation mondiale de coopération internationale des chemins de fer visant à la promotion du transport ferroviaire au niveau mondial. La création de nouvelles normes mondiales en matières ferroviaire est l'un de ses objectifs.

Click Here to upgrade to Unlimited Pages and Expanded Features

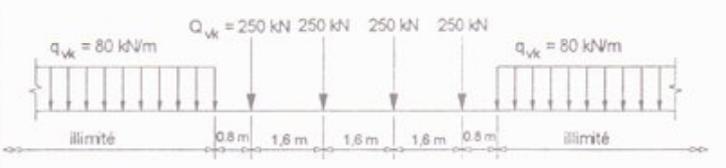
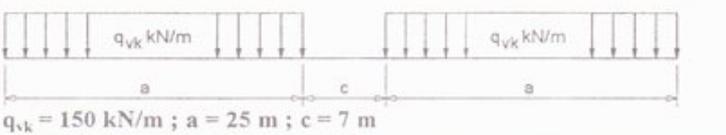
CHARGES	MOMENT(MNm)	
	L = 10 m	L = 50 m
Circulaire SNCF du 17 Octobre 1979 (Schéma UIC 71) (Niveau ELS - majoration dynamique + pondération) 	2,679	34,83
Livret 2.01 SNCF - Février 1995 (Eurocode 1 - Partie 3 « Charges sur les ponts dues au trafic ») Schéma UIC 71 	2,878	37,41
Schéma SW/2  $q_{vk} = 150 \text{ kN/m} ; a = 25 \text{ m} ; c = 7 \text{ m}$	2,456	46,08

Tableau 1.2 : Schéma de charges UIC 71

A chaque génération de règlement correspond donc une nouvelle génération de véhicules ferroviaires plus lourds. Il faut calculer la capacité portante des ponts avec les précédents règlements pour s'assurer qu'ils restent bien capables de supporter le nouveau trafic. Fort heureusement, la capacité résistante des matériaux (le fer et l'acier) n'a pas été utilisée au maximum lors de dimensionnement des structures.

1.4.1.2 - Evolution des matériaux

Depuis plus de deux siècles les matériaux utilisés dans la construction des ponts métalliques ont évolué de façon considérable tant en ce qui concerne leurs performances mécaniques (résistance) qu'en ce qui concerne leurs autres qualités (ductilité, soudabilité, etc.).

Le fer puddlé

Forme primitive de l'acier, le fer puddlé est le principal matériau de construction métallique du XIX^e siècle. Il présente en général de bonnes caractéristiques mécaniques, mais son mode de fabrication provoque souvent l'existence de plans d'inclusion pouvant provoquer des corrosions feuilletantes. Certains fers puddlés de bonne qualité s'apparentent aux aciers doux types Fe 360 correspondant au E 24 norme française. Apparue vers 1830, elle disparaît définitivement au début du XX^e siècle. Ses caractéristiques sont les suivantes :

- silicium de l'ordre de 0.2 %
- manganèse (environ 0.01%)
- phosphore (jusqu'à 0.5 %, cet élément est fragilisant)
- soufre (environ 0.05 %)

– Caractéristiques mécaniques

- limite élastique de 230 à 300 MPa
- contrainte à la rupture de 260 à 400 MPa
- allongement à la rupture de 5 à 20 %
- sensible à la corrosion
- non soudable
- résilience très faible, parfois proche de 0, même à 20°
- soudabilité à définir par essais

Les aciers doux

Les véritables aciers sont apparus au milieu du XIX^e siècle, grâce aux procédés de élaboration mis au point par Bessemer, Martin et Thomas. La structure métallographique de l'acier doux est assez homogène si on le compare au fer puddlé.

La composition chimique des aciers doux est en moyenne de :

- carbone : 0.28 %
- silicium : 0.10 %
- manganèse : 0.25 %
- phosphore : 0.05 %
- soufre : 0.03 %
- azote : 0.01 %

On constate une certaine dispersion dans les caractéristiques mécaniques :

- limite élastique de 210 à 320 MPa
- contrainte à la rupture de 340 à 430 MPa
- allongement à rupture de 28 à 39 %
- assez peu sensible à la corrosion
- non soudable
- résilience très dispersée
- soudable moyennant certaines précautions
- ductile

1.4.1.3 - Contraintes admissibles

Le deuxième règlement, en 1869, précise les contraintes admissibles pour les matériaux (fonte et fer), et les conditions d'épreuves également. Dans les règlements ultérieurs depuis cette date, ces clauses ont été modifiées en fonction des charges de plus en plus lourdes, des caractéristiques des matériaux qui s'améliorent et des conditions

constructives ainsi que les politiques de maintien et de l'évolution des contraintes admises pour le fer et l'acier

	Fer	Acier	Rivets	
	Traction et compression	Traction et compression		Arrachement
1869	60			
1877	60			
1891	65 ⁽¹⁾ 85 ⁽²⁾	85 à 115 ⁽¹⁾	0.8 pièce	3
1915		80 à 130 ⁽¹⁾	60 à 90	Cisaillement/3
1927		130 ou 140 ⁽¹⁾	90 ou 100	25
(1) moins 20 % pour glissement et cisaillement ; s L < 30 m (2) moins 35 % pour effort + sens de laminage ; si L > 30 m				

Tableau 1.3: Evolution des contraintes admises en MPa

En 1960, apparut le fascicule 61 comportant 5 titres de I à V. Le titre V, intitulé « Conception et calcul des ponts et ouvrages métalliques », est applicable aux ponts routes et aux ponts rails. Il définit des combinaisons de contraintes pondérées, au nombre de trois, spécifiques aux ponts métalliques.

Les contraintes admissibles sont exprimées pour la première fois à partir de la limite d'élasticité de l'acier (notée N),

- contraintes de traction $\leq 0.75 N$
- contraintes de compression $\leq (2/3)^\circ N$
- contraintes de cisaillement $\leq 0.40 N$

Ces valeurs correspondent à un relèvement très important des contraintes admissibles : 180 MPa en traction pour les aciers A42, les aciers courants de l'époque, au lieu de 130 ou 140 MPa auparavant.

Une nouvelle version du titre V est introduite par la circulaire du 4 février 1970.

La notion d'état limite ne figure pas encore, cependant ce sont maintenant les sollicitations qui sont pondérées, non pas les contraintes comme ultérieurement. Les combinaisons sont au nombre de quatre pour les ponts rails.

Les contraintes admissibles sont à nouveau augmentées. Les vérifications du corps des pièces deviennent :

- $\sigma \leq 0.75 \sigma_e$ pour toutes les contraintes normales, y compris de compression, compte tenu d'une meilleure analyse du flambement, du voilement et du déversement.
- $\tau \leq 0.45 \sigma_e$ pour les contraintes de cisaillement.

Le fascicule 61, titre V, du 4 juillet 1972 introduit les notions des états limites et les vérifications deviennent pour le corps des pièces :

- $\sigma \leq \sigma_e$
- $\tau \leq 0.60 \sigma_e$

En 1978, il a été envisagé d'élaborer un règlement de calcul moderne qui s'appliquerait à toutes les constructions en acier, et qui remplacerait donc à la fois le titre V et les règles CM 66⁴.

Un projet partiel de texte est publié en 1982 sous le titre « conception et calcul des constructions en acier ».

Mais l'élaboration des Eurocodes a progressé et, il a été décidé d'abandonner le projet français et de concentrer tous les efforts sur les Eurocodes.

Les Eurocodes sont des codes européens de conception et de calcul des ouvrages de bâtiment et de génie civil. Ils ont le statut de normes volontaires, mais doivent être transposés en normes nationales dans les états membres du Comité Européen de Normalisation (CEN⁵). Dans un proche avenir, ils sont appelés à remplacer les normes nationales existantes.

- Une première version d'évaluation des Eurocodes 2, 3 et 4 est éditée en 1984-1985.
- En 1989, à la suite d'un accord spécial entre le CEN et la Commission européenne, l'élaboration et la publication des Eurocodes furent transférées au CEN, avec l'intention de leur conférer le statut de normes européennes EN⁶. Cet accord spécifiait que les Eurocodes devraient servir de documents de référence pour les usages suivants :

- comme moyen de prouver la conformité des bâtiments et des ouvrages de génie civil aux exigences essentielles de la Directive du Conseil de la communauté économique européenne 89/106/CEE⁷, en particulier à l'Exigence Essentielle N°1 - Stabilité et résistance mécanique - et à l'Exigence Essentielle N° 2 - Sécurité en cas d'incendie ;
- comme base de spécification des contrats pour les travaux de construction et les services techniques associés ;
- comme cadre d'établissement de spécifications techniques harmonisées pour les produits de construction.

Les Eurocodes de première génération furent donc repris en normes provisoires en tenant compte des remarques formulées lors de l'enquête internationale dont ils furent l'objet. Les travaux de transformation des normes provisoires en normes EN débutèrent en 1998.

- En novembre 2002, les premiers Eurocodes furent publiés sous forme de normes définitives (EN) par l'Institut Belge de Normalisation (IBN⁸) sous forme de dix groupes de textes couvrant les aspects techniques du calcul structural et du calcul au feu des bâtiments et des ouvrages de génie civil.

⁴ CM 66 : Règles CM, règles de calcul des constructions en acier.

⁵ CEN : Comité européen de normalisation

⁶ EN : Normes européennes

⁷ CEE : Communauté économique européenne

⁸ IBN : Institut belge de normalisation

EN 1992	Eurocode 2	Calcul des structures en béton
EN 1993	Eurocode 3	Calcul des structures en acier
EN 1994	Eurocode 4	Calcul des structures mixtes acier-béton
EN 1995	Eurocode 5	Calcul des structures en bois
EN 1996	Eurocode 6	Calcul des structures en maçonnerie
EN 1997	Eurocode 7	Calcul géotechnique
EN 1998	Eurocode 8	Calcul des structures pour leur résistance aux séismes
EN 1999	Eurocode 9	Calcul des structures en aluminium

Les Annexes nationales

Dans la mesure où il n'a pas été possible d'atteindre une parfaite harmonisation des règles de conception et de calcul, une certaine souplesse a été introduite dans les Eurocodes en laissant aux Etats-membres du CEN la possibilité d'effectuer des choix nationaux ou des choix pour un projet individuel, sur une liste précise de points techniques (en particulier, les valeurs numériques des coefficients dits « de sécurité »). Les choix nationaux sont précisés dans un document appelé Annexe nationale.

Plus précisément, l'Annexe nationale a pour but de fixer :

- des valeurs et/ou des classes là où des alternatives figurent dans l'Eurocode,
- des valeurs à utiliser là où seul un symbole est donné dans l'Eurocode,
- des données propres à un pays (géographiques, climatiques, etc.), par exemple carte de neige,
- la procédure à utiliser là où des procédures alternatives sont données dans l'Eurocode. Ces éléments sont appelés « Paramètres déterminés nationalement ».

Les Eurocodes demain : maintenance et développement

Depuis plusieurs années, certains représentants nationaux, membres du CEN/TC250, demandaient des garanties quant à la pérennité du système des Eurocodes. C'est pourquoi, un petit groupe de réflexion fut constitué autour du président actuel du comité technique du comité européen de normalisation CEN/TC250⁹, qui se réunit pour la première fois en juillet 2002 avec l'objectif, au départ, de définir une stratégie de développement, de mise en œuvre et de maintenance de l'EN 1990 puis des autres Eurocodes au niveau européen.

L'histoire des Eurocodes n'est donc pas terminée : ils seront maintenus et développés, ils seront complétés par de nouveaux textes et des actions seront menées pour faire converger les Annexes nationales selon la volonté forte de la Commission exprimée à travers sa Recommandation du 11 décembre 2003. [5]

La partie 2 de l'EN 1993 donne une base générale pour la conception et le calcul des ponts métalliques et ponts ferroviaires métalliques. (Voir annexe C).

⁹ CEN/TC250 : Comité technique du comité européen de normalisation « Eurocodes structuraux »

...ique par des articles, mais ce sont plutôt des procédures et des instructions à suivre afin de pouvoir contrôler au mieux ce patrimoine. Ci-après les éléments essentiels de la gestion des ponts métalliques tirés à partir des documents du service d'études techniques des routes et autoroutes SETRA¹⁰.

1.4.2.1 - Surveillance

La surveillance des ouvrages métalliques ne présente pas de difficultés particulières ; sa méthodologie doit être conçue en fonction de deux facteurs principaux :

- la nature de l'ouvrage

- Ouvrage à structure entièrement rivée,
- Ouvrage à structure principalement ou entièrement soudée ;

- La nature des désordres potentiels

- Corrosion,
- Déformations ou ruptures accidentelles,
- Fatigue.

a - Surveillance continue :

La surveillance continue est bien adaptée à la détection des désordres tels que les déformations accidentelles dues, par exemple, à des chocs de véhicules sur des membrures ou au dépassement de charges admissibles provoquant des phénomènes de voilement ou de déversement. La détection de ces anomalies particulièrement visibles ne nécessite ni une inspection poussée, ni une compétence spécifique de la part du surveillant.

b – Visite annuelle

La visite annuelle comporte l'appréciation qualitative de l'état général de la peinture (décollement, dégradations, etc.) et doit se rattacher principalement à localiser les foyers de corrosion, à mesurer les déformations accidentelles notées au cours de la surveillance continue, à noter les rivets et boulons rompus ou manquants dans les assemblages rivés ou boulonnés, et à détecter visuellement les fissurations éventuelles de fatigue.

Sont examinés plus particulièrement :

- Les points de rétention d'eau : nœuds de triangulation, empilement de semelles, jonctions âmes-cornières ;
- Les points de contact triple air-acier-béton : retombées de voûtains, jonctions latérales trottoirs-âmes de poutres ;
- Les raccords de pièces secondaires sur pièces principales susceptibles d'être soumis à des variations importantes d'efforts locaux, tel que : longerons-pièces de ponts, pièces de ponts-poutres principales.

¹⁰ SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes

de couverture, avec recherche de percolation d'eau

traduisant une fissuration ;

- Du comportement des appareils d'appui, notamment avec recherche d'indices de blocage ;
- Du comportement des articulations des ponts en arc ;
- Des tympans des ponts en fonte.

c- Inspection détaillée

Outre les opérations visées au précédent paragraphe, l'inspection détaillée comporte des examens particuliers visant à apprécier la bonne tenue des assemblages.

Pour les ouvrages soudés, de même que pour les ouvrages rivés, où des fissures de fatigue auraient été notées au cours de la visite annuelle, il doit être procédé à un examen attentif de tous les assemblages de même type et susceptibles d'être soumis aux mêmes efforts. Le cas échéant, il est recommandé de procéder à des contrôles par ressuage permettant de déceler des fissures peu visibles à l'œil nu, la présence d'une fissure dans le revêtement anticorrosion n'impliquant pas automatiquement une fissuration du métal sous-jacent. Pour être significatif, un contrôle par ressuage doit être effectué sur métal nu et nécessite donc, au préalable, le décapage de la protection anticorrosion.

1.4.2.2 – entretien

a - Entretien courant

Dans cet entretien, une attention particulière doit être portée au nettoyage des sommiers de culées, des dispositifs permettant l'évacuation des eaux et des parties de l'ouvrage susceptibles de retenir l'humidité et de favoriser ainsi la corrosion ; un moyen efficace pour assurer ce nettoyage étant le lavage à l'eau sous pression.

b – Entretien spécialisé

Ce type d'entretien comporte essentiellement les remises en peinture de l'ossature. S'y ajoutent les opérations touchant à l'entretien de la chaussée telles que réfection de la couche de roulement, voire de la chape d'étanchéité. En revanche, peuvent être assimilées à des opérations d'entretien, les opérations mineures affectant l'ossature, telles que le remplacement de rivets ou de boulons, à l'exclusion des remplacements de pièces.

- Opérations de remise en peinture

Un certain nombre de règles sont à respecter, tant sur les opérations à effectuer que sur le contrôle de ces dernières. Il est possible d'indiquer que suivant l'état de la protection en place, il sera procédé :

- Soit à la réfection de cette dernière, avec l'élimination totale du revêtement et la remise à nu du métal sur l'intégralité de la charpente ;
- Soit à une remise en peinture comportant la réfection totale du système dans les zones corrodées après la remise à nu locale du métal, puis l'application générale de deux à trois couches de peintures.

être correctement à nu certaines charpentes (ouvrages vétustes, ossatures à triangulation fine ou complexe, í)

- les précautions qui doivent être prises pour les remises en peinture, notamment dans les zones de transition, en bordure des défections locales, entre la nouvelle protection et celle qui subsiste où peuvent apparaître des problèmes d'adhérences ou de compatibilité entre produits ;

De sorte qu'il est recommandé de se rapprocher d'un service technique spécialisé, compétent pour ce type de problèmes.

- Réfection des couches de roulement et des chapes d'étanchéité

Pour les revêtements de chaussées sur platelages métalliques, l'attention est attirée sur la démolition du revêtement initial, la préparation de surface du support et, le cas échéant, sur le choix du nouveau revêtement. L'un des points fondamentaux est le respect de l'intégrité du support métallique qui dépend essentiellement des moyens de démolition employés. De même, la préparation du support métallique joue un rôle essentiel dans l'accrochage et la tenue ultérieure du nouveau revêtement, aussi doit-elle être réalisée par jet d'abrasif à l'exclusion de tout autre moyen. Toutefois, ces opérations de revêtement de chaussées s'accompagnant inévitablement de détériorations localisées de la protection anticorrosion, il est impératif de les réaliser avant réfection de la peinture, et non l'inverse.

- Remplacement de rivets et de boulons

Il peut se produire, dans les ouvrages anciens rivés ou dans des assemblages par boulons à serrage contrôlé, que l'on soit amené à remplacer certaines de ces pièces. Le remplacement pièce pour pièce de boulons à serrage contrôlé ne pose, en général, pas de problèmes particuliers, les trous d'assemblages présentant un jeu suffisant pour procéder à l'opération sans difficulté.

Les opérations suivantes sont considérées comme des opérations d'entretien si elles ne concernent que des remplacements isolés, les remplacements de groupes de rivets ou de boulons doivent être considérés comme des réparations.

- Dans le cas d'assemblages rivés, il faut d'abord procéder à l'opération de dérivetage (extraction des parties de rivet subsistant dans l'assemblage).

Le dérivetage effectué, la règle générale est le remplacement des rivets à l'identique ou par des rivets de diamètre supérieur si un réalésage du trou s'est avéré nécessaire. Toutefois, on peut être amené, pour des questions d'accessibilité par exemple, à envisager le remplacement des rivets par des boulons à serrage contrôlé.

1.4.2.3 – Réparation

Les réparations sur ouvrages métalliques peuvent concerner la réfection d'assemblage, la reconstitution ou le remplacement de pièces. Toute opération, quelque soit son importance, ne s'improvise pas ; elle doit donner lieu à une étude préliminaire permettant de définir la méthodologie des opérations.

Les assemblages boulonnés ou rivés doivent obéir aux règles mentionnées ci-dessus au titre de l'entretien.

Peuvent être considérées comme des réfections d'assemblage, les interventions visant à remédier à un défaut de conception, non-respect de la règle de pince par exemple ; dans ce cas, l'intervalle entre cours de rivets étant trop grand, l'eau s'infiltre entre les pièces assemblées et le foisonnement d'oxydes dus à la corrosion provoque, à terme, un bâillement. Il convient alors de procéder à un nettoyage complet des produits de corrosion puis, après perçage des pièces, de remettre dans la mesure du possible ces dernières en contact à l'aide de rivets ou de boulons intercalaires.

L'attention est cependant attirée sur les risques entraînés par cette opération sur des pièces manifestement trop déformées, dans ce cas, il est préférable de procéder à un bourrage des vides au mastic.

b - réparation par soudage

Mode d'assemblage généralisé à l'heure actuelle dans la construction métallique, le soudage peut être employé, moyennant certaines précautions, dans les opérations de réparation ou de renforcement d'ouvrages.

Trois cas peuvent être distingués :

- Les ouvrages soudés,
- Les ouvrages rivés en acier,
- Les ouvrages rivés en fer puddlé.

- Ouvrages soudés

Sur ce type d'ouvrages, la réparation par soudage ne pose pas, en général, de problème majeur. Un certain nombre de précautions doivent être prises : il convient tout d'abord de disposer d'une identification correcte de l'acier constitutif de l'ouvrage (caractéristiques mécaniques, composition chimique), afin de pouvoir déterminer correctement les conditions de soudage ; ensuite, les parties d'ouvrages concernées se trouvant dans un état de contraintes différent de celui de leur fabrication, toutes dispositions doivent être prises afin de réduire les efforts de bridage susceptibles de provoquer des fissurations dans les soudures réalisées.

- Ouvrage rivés en acier

La réparation par soudage de ce type d'ouvrages doit être envisagée avec une extrême prudence, les aciers utilisés pouvant avoir des comportements notablement différents. Une étude métallurgique s'impose dans tous les cas, le risque majeur étant celui de la fissuration à froid.

- Ouvrages rivés en fer puddlé

L'hétérogénéité intrinsèque de la fabrication du fer puddlé ne permet pas de dégager de règle générale vis-à-vis du soudage.

- risque de fissuration à froid ;
- la structure feuilletée, comportant des lits d'inclusions à teneur en soufre et phosphore relativement élevée, entraîne un risque de séparation thermique des feuillets lors des opérations de soudage.

Il en résulte que le soudage sur des ouvrages en fer puddlé peut être envisagé et donner des résultats satisfaisants, moyennant un certain nombre de précautions opératoires comme les passes de beurrage par exemple, destinées à solidariser les divers feuillets constitutifs d'une section.

D'une façon générale, la réparation par soudage, quelque soit le matériau auquel on a affaire, ne s'improvise pas et nécessite le recours à un spécialiste capable de définir un programme de soudage comportant, entre autre, l'ordre d'exécution des soudures et les modes opératoires de soudage à utiliser. Ces précautions doivent être prises, même pour des réparations apparemment mineures ou pour la fixation d'éléments accessoires sur les pièces principales, les soudures secondaires ou de faible section n'étant pas toujours les moins nocives.

Au préalable, il faut procéder à l'identification du matériau constitutif de l'ouvrage. Dans la mesure où l'on ne dispose pas de documents à ce sujet, la méthodologie suivante peut être adoptée :

- prélèvement d'un échantillon dans une partie non sollicitée de l'ouvrage, en vue de la détermination de la composition chimique et des caractéristiques mécaniques (limite d'élasticité, résistance à la traction, allongement, résilience, dureté superficielle) ;
- vérification sur l'ouvrage de l'homogénéité du matériau, par mesures de dureté superficielle à l'aide d'une pince à biller portative, en nombre suffisant pour pouvoir disposer de résultats statistiquement significatifs.

c- reconstitution ou remplacement de pièces

L'attitude à adopter vis-à-vis de la reconstitution ou du remplacement de pièces dans un ouvrage métallique dépend de l'importance et du rôle de la pièce concernée.

Le cas le plus fréquent concerne les anciens ouvrages, à structure triangulée, dont certains éléments sont particulièrement dégradés par la corrosion. Ces dégradations peuvent affecter, soit la triangulation des poutres principales, soit, très fréquemment, les pièces de pont, surtout au niveau du contact avec le platelage ou des voûtains. Il peut alors être procédé, soit au remplacement d'éléments tels que cornières ou semelles, soit au remplacement total de la pièce incriminée. Dans le premier cas, les solutions de jonction par soudage doivent être évitées au profit d'assemblage par rivetage ou boulonnage ; dans le second, les pièces peuvent être constituées par soudage, l'assemblage sur la structure subsistante s'effectuant par boulonnage.

Dans le cas où le remplacement concerne la triangulation des poutres principales, l'attention est attirée sur l'état de contraintes de la pièce à remplacer. Une étude approfondie doit être effectuée afin que toutes les dispositions soient prises pour minimiser les efforts transmis par cette pièce avant remplacement, l'objectif étant qu'après mise en place de l'élément neuf et transfert des charges, il n'y ait pas modification notable de l'équilibre antérieur.

Les réparations métalliques concerne essentiellement les viaducs métalliques démontables. Les désordres nécessitant cette réparation résultent principalement de phénomènes de fatigue dus à des conditions d'exploitation particulières. Dans tous les cas, il est nécessaires de faire appel à un organisme technique spécialisé afin de définir la technique de réparation la plus appropriée.

1.4.3 – Règlements techniques

Les règlements techniques relèvent de « l'exécution des ouvrages de génie civil à ossature en acier » FASCICULE N° 66 - Cahier des clauses techniques générales C.C.T.G¹¹. Les dispositions de ce fascicule s'appliquent à la phase de construction de ponts neufs, et certaines d'entre elles peuvent toutefois être appliquées, après adaptation, à certains travaux de réparation ou de maintenance.

Ces règlements concernent en général les opérations telles que les mesures à prendre lors :

- de la réparation ou le rebut des éléments non conformes;
- des changements à apporter dans le choix des matériaux et dans le processus d'exécution (produits d'apport, programme de soudage, ...)

Elles peuvent concerner aussi les normes que doivent suivre différents éléments du pont telles que :

- NF EN¹² 20898-1 "caractéristiques mécaniques des éléments de fixation partie 1 : boulons, vis et goujons",
- NF EN 20898-2 "caractéristiques mécaniques des éléments de fixation - partie 2 : écrous avec charges d'épreuve spécifiées".
- la protection contre la corrosion doit être mise en œuvre selon les prescriptions du fascicule 56 du C.C.T.G. "protection des ouvrages métalliques contre la corrosion".

Les textes des articles concernant les règlements techniques sont résumés dans l'annexe D.

¹¹ C.C.T.G : Cahier des clauses techniques générales

¹² NF EN : Norme française et norme européenne

L'histoire des ouvrages d'art a suivi étroitement les progrès de la science et de la pensée technique ainsi que le retour à l'expérience concernant tous les accidents auxquels l'homme a été confrontés depuis leur création et jusqu'à leur perfectionnement. L'utilisation systématique des moyens informatiques pour les calculs de ceux-ci ainsi que les règlements les concernant, ont contribué efficacement à leur évolution.

En effet, La mise en place d'un réseau de circulation ferroviaire à partir des années 1840 a favorisé l'extraordinaire accroissement du nombre d'ouvrages dans le monde. Ensuite l'apparition du métal comme matériau de construction, sous forme de fonte jusque dans les années 1850, puis de fer laminé et enfin d'acier à partir des années 1880 a permis, au prix parfois d'échecs douloureux, de révolutionner les méthodes de construction des ponts, d'inventer la plupart des principes de mise en œuvre utilisés aujourd'hui, et d'atteindre des portées inouïes. Le passage d'un matériau à un autre était pour combler les limites de celui représentant des propriétés mécaniques faibles qui ont parfois été à l'origine de plusieurs accidents dans le monde. Le remplacement de rivets par la technique de soudage a contribué efficacement au franchissement de grandes brèches, en effet, les rivets souffraient : d'effets de la corrosion, de leur relâchement et la modification moléculaire sous l'action des vibrations produites par le passage des charges roulantes.

L'acier, le matériau privilégié et utilisé de nos jours dans l'édification des ouvrages d'art, a su montrer son adaptabilité pendant les travaux de reconstruction après-guerre et ensuite avec les ouvrages modernes tels que les dernières lignes à grande vitesse : TGV Nord et TGV Méditerranée en France. Différents types d'ouvrages ont été construits sur ces derniers, avec une recherche architecturale soignée pour les viaducs exceptionnels comme le viaduc de l'Arc, les bow-strings de Donzère et Mornas-Mondragon. Plusieurs axes de progrès ont été élaborés pour leur construction :

- La mise au point d'aciers à haute limite d'élasticité facilement soudables (E 420, E 460)
- La fabrication de tôles de forte épaisseur
- L'amélioration de la protection anticorrosion
- L'introduction de méthodes de calculs informatiques fiables permettant d'étudier tous les types de structures, de manière simple et économique
- L'amélioration des connaissances tant en ce qui concerne le comportement en fatigue des structures que les instabilités élastiques.
- La prise en compte de l'aléa sismique qui a un effet plus important pour la conception des appuis et des fondations.

Durant tout ce parcours, l'évolution de ponts était accompagnée d'une évolution parallèle des règlements commençant par les règlements de 1858 jusqu'aux règlements actuels les « Eurocodes » qui s'appliquent à toutes les constructions.

2.1 – INTRODUCTION

L'objectif de ce travail, est de montrer d'une part que les règlements basés sur l'approche semi-probabiliste ne peuvent plus être un outil d'évaluation de structures existantes, et d'une autre part, présenter l'approche fiabiliste basée sur une conception probabiliste dans un cadre systémique représenté ici par la méthode MADS-MOSAR, comme alternative à l'approche semi-probabiliste.

La méthode MADS¹³-MOSAR¹⁴ identifie l'ensemble des scénarios de danger susceptibles de se produire et, l'approche fiabiliste estime la probabilité de défaillance (P_f) (ou de l'indice de fiabilité (β)) et évalue le niveau de sécurité des structures en modélisant mathématiquement tous les scénarios générés.

Pour cela nous allons présenter dans ce chapitre les éléments théoriques et principes de base de chaque approche ou méthode afin de pouvoir les appliquer sur le pont rail métallique PK 107+373 dans le chapitre 3.

¹³ MADS : Méthodologie d'Analyse des Dysfonctionnements dans les Systèmes

¹⁴ MOSAR : Méthode Organisée Systématique d'Analyse des Risques

2.2.1 - Quelques définitions

a- Action

On appelle action (F), toute influence extérieure à la structure qui entraîne une variation de contrainte dans la structure, telle que charges permanentes, charges d'exploitation, vent, neige, séisme, variation de température, tassement d'appui. [6]

On classe les actions (F) en fonction de leur variation dans le temps :

– Les actions permanentes (G) : poids propre de la structure, équipements fixes, actions indirectes consécutives au retrait, etc.

– Les actions variables (Q) : charges d'exploitation sur planchers, poutres et toits de bâtiments, actions du vent, de la neige, etc.

- Les actions accidentelles (A) : explosions, impacts, chocs de véhicules, séismes

b- Sollicitation

On appelle sollicitation (S), tout effort interne à la structure engendré par les actions, tel que moment fléchissant, effort normal, effort tranchant, moment de torsion. [6]

c- Etat limite

On appelle état limite, l'état de sollicitation tel qu'au-delà de cet état, les conditions d'utilisation de l'ouvrage ne sont plus satisfaites. On définit ainsi un état limite de service (ou d'utilisation normale) et un état de limite ultime. [7]

d- Etat limite ultime (ELU¹⁵)

Dont l'enjeu est élevé ; en général, il est associé à la perte de stabilité de tout ou partie de l'ouvrage ; il est directement lié à la sécurité des personnes et/ou la sécurité de la structure. Les phénomènes correspondants sont : la rupture locale ou globale, une défaillance due à une déformation excessive, une défaillance provoquée par la fatigue, etc. [7]

e- Etat limite de service (ELS¹⁶)

Dont l'enjeu est modéré ; en général, il correspond à l'aptitude à l'emploi de la structure en utilisation normale, au confort des personnes, à l'aspect de la construction. Il est donc lié aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchées pour l'ouvrage. Les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, ... [7]

f- Combinaison d'actions

Une combinaison d'actions est, généralement, la somme:

- des N actions permanentes G_j ,

- une action variable Q ,

- des $(M - 1)$ autres actions variables d'accompagnement $\psi_0 Q_i$, fréquentes $\psi_1 Q_i$ ou

quasi-permanentes $\psi_2 Q_i$.

¹⁵ ELU : Etat limite ultime

¹⁶ ELS : Etat limite de service

Le principe de base de la méthode semi-probabiliste consiste à : [6]

- Définir des valeurs caractéristiques pour les actions ;
- Définir des valeurs caractéristiques pour les résistances ;
- Prendre en compte les éléments qui permettent de passer des actions aux contraintes : méthodes de calcul, caractères aléatoires non pris en compte ci-dessus, par des coefficients partiels de sécurité appliqués aux contraintes et de majoration appliqués aux actions ;
- Vérifier que les sollicitations obtenues sont inférieures aux sollicitations résistantes de l'état limite étudié.

a- Etats limites ultimes (ELU)

Ces états-limites doivent être associés à des situations de projet : durables, transitoires et accidentelles.

Situations de projet durables ou transitoires

– *Combinaisons fondamentales*

La combinaison à utiliser se traduit par la relation :

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_j + \gamma_Q \cdot Q + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_i \quad (2.1)$$

- $\gamma_{G,j}$ constitue un coefficient de sécurité sur l'action permanente j
- γ_Q constitue un coefficient de sécurité sur la charge variable dominante
- $\gamma_{Q,i}$ constitue un coefficient de sécurité sur la charge variable i
- G_j représente la valeur caractéristique de l'action permanente j
- Q représente la valeur caractéristique de l'action variable dominante
- Q_i représente la valeur caractéristique de l'action variable i
- $\psi_{0,i}$ constitue un facteur applicable à la valeur de combinaison de l'action variable i.

Situations de projet accidentelles

Soit la formule suivante :

$$\sum_{j \geq 1} G_j + A_d + \psi_{1,1} \cdot Q + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_i \quad (2.2)$$

- $\psi_{1,1}$ constitue un facteur applicable à la valeur fréquente de l'action variable dominante
- $\psi_{2,i}$ constitue un facteur applicable à la valeur quasi permanente de l'action variable i
- A_d représente la valeur de calcul de l'action accidentelle.

b- Etats-limites de service

Les états limites de service ne sont pas associés à une situation de projet, comme c'est le cas pour les ELU. Ils sont plutôt associés à des conséquences : situations irréversibles, réversibles et réversibles avec influence sur l'aspect et la durabilité à long terme.

re :

es: aussi appelée rare : normalement utilisée pour les

ELS irréversibles

$$\sum_{j \geq 1} G_j + Q + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_i \quad (2.3)$$

- Les combinaisons fréquentes: normalement utilisée pour les ELS réversibles

$$\sum_{j \geq 1} G_j + \psi_{1,1} \cdot Q + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_i \quad (2.4)$$

- Les combinaisons quasi-permanentes: utilisées pour des états limites de service réversibles ayant une influence importante sur l'aspect et la durabilité de la structure à long terme

$$\sum_{j \geq 1} G_j + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_i \quad (2.5)$$

2.3.1 - objet de la méthode

Le modèle MADS permet d'identifier a priori l'enchaînement des événements qui conduit à un événement non souhaité. Néanmoins, c'est la méthode MOSAR qui se présente comme la méthode d'analyse développée spécifiquement pour et dans le contexte MADS.

L'objectif principal de la méthode MOSAR est d'identifier les dysfonctionnements issus de l'entité considérée ou de son environnement et dont les enchaînements peuvent conduire à un Evénement Non Souhaité, ou ENS¹⁷, susceptible d'atteindre un système cible. Plus largement, la méthode MOSAR cherche à "identifier, évaluer, maîtriser, gérer les processus de danger" en mettant en évidence les scénarios possibles d'accidents et en déterminant les barrières de prévention et de protection à mettre en place pour neutraliser les événements initiateurs de ces scénarios. [8]

2.3.2 - Structure de la méthode

Elle comprend deux modules : module A et module B le schéma (fig 2.1) :

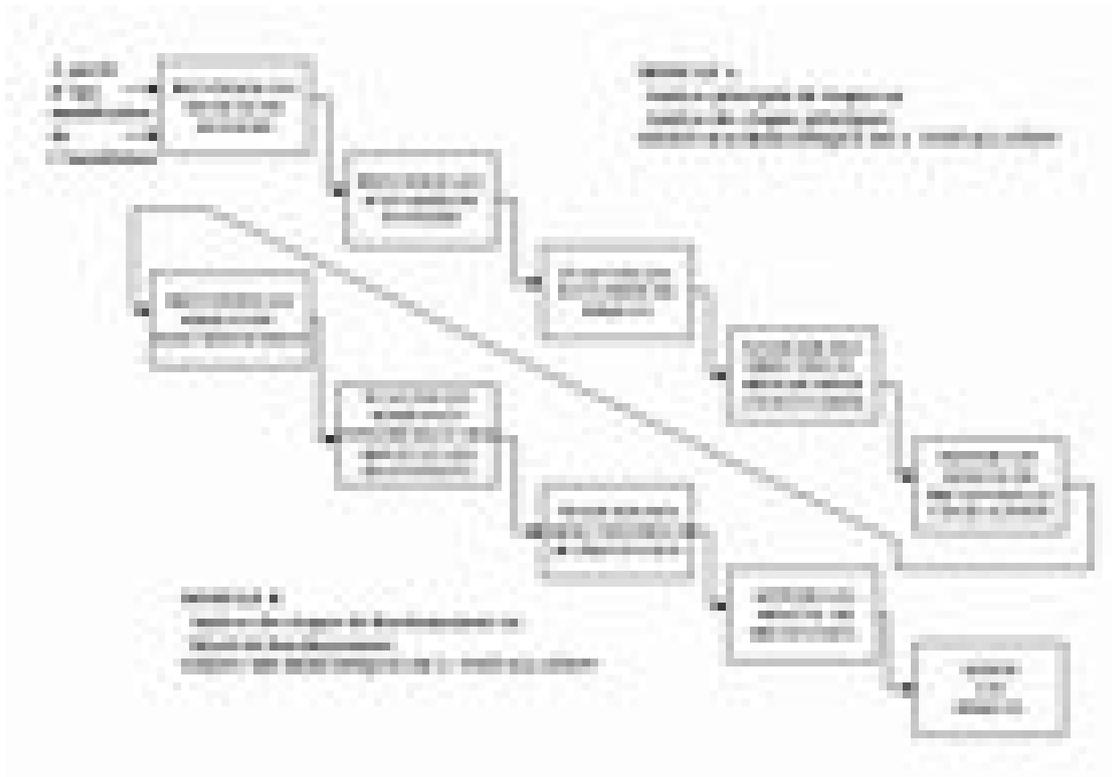


Fig 2.1 : les deux modules A et B de la méthode MADS-MOSAR

¹⁷ ENS : Evènement non souhaité

2.3.3 - Le premier module ou module A

Il sert à mener une analyse macroscopique (approche globale sur l'installation destinée à rechercher les risques de proximité) permet de réaliser une analyse des risques principaux à partir d'une décomposition de l'installation en sous-systèmes (fig 2.2).



Fig 2.2 : Division du système en sous-systèmes

On commence par identifier de manière systématique en quoi chaque sous-système peut être source de dangers. Pour cela, on fait référence à une grille de typologie des sources de danger regroupées en huit rubriques (systèmes sources de danger d'origine mécanique, systèmes sources de danger d'origine chimique, systèmes sources de danger d'origine électrique, systèmes sources de danger de développement d'incendie, systèmes sources de danger liés aux rayonnements, systèmes sources de danger de nature biologique, systèmes sources de danger liés à l'environnement actif, systèmes sources de danger d'origine économique et sociale) et on utilise le modèle MADS qui relie source de dangers et cibles tel que c'est présenté d'une manière sommaire sur le schéma (fig 2.3) [9]

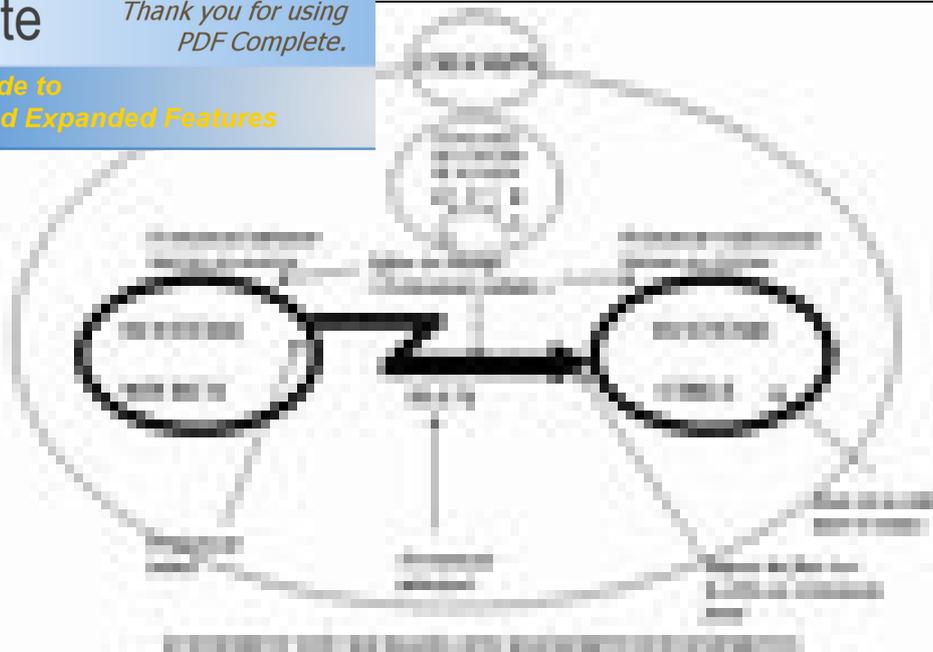


Fig 2.3 : MADS comme modèle de l'évènement non souhaité

L'utilisation de la technique des boîtes noires permet de générer des scénarios de risques d'interférence entre les sous-systèmes qui, rassemblés sur un même événement, constituent un arbre logique ou arbre d'événements.

La négociation d'objectifs entre les acteurs concernés, par construction de graphes probabilité-gravité permet de hiérarchiser les scénarios identifiés.

La recherche des moyens de prévention (barrières techniques et barrières opératoires) nécessaires pour neutraliser les scénarios assure la prévention des risques. Ce premier module se termine par la qualification dans le temps des barrières identifiées.

2.3.4 - Le deuxième module ou module B

Il permet de réaliser une analyse détaillée de l'installation et met en œuvre les outils de la sûreté de fonctionnement pour la recherche des dysfonctionnements techniques des machines et appareils telle que l'AMDEC¹⁸. Il met aussi en œuvre les approches de l'analyse opératoire pour la recherche des dysfonctionnements opératoires telle que HAZOP¹⁹.

On peut alors structurer des arbres de défaillance à partir de toute l'information disponible :

- Arbres logiques du premier module et détails de leurs événements primaires. Il est alors possible de mettre en œuvre les propriétés de cet outil notamment dans certains cas pour calculer la probabilité du risque final.

Un autre développement possible est l'allocation d'un nombre de barrières sur le risque final pour le neutraliser. Cette allocation fait l'objet d'un deuxième niveau de négociation des acteurs par construction d'une correspondance niveaux de gravité (de la grille probabilité gravité du premier module), nombre de barrières. [8][9]

Dans ce travail la technique qui va être utilisée dans le module B pour la recherche des dysfonctionnements techniques est l'approche probabiliste (**FORM**²⁰) qui va nous aider à mieux évaluer les risques inhérents au pont PK 107+373 objet de l'étude.

¹⁸ AMDEC : Analyse des modes de défaillances, de leurs effets et de leur criticité

¹⁹ HAZOP : HAZard OPerability

²⁰ FORM : First order reliability method ou méthode de fiabilité du premier ordre

Évaluation des risques

L'analyse probabiliste des risques technologiques et industriels est maintenant bien acceptée par les scientifiques et les autorités réglementaires. Cette analyse a été utilisée dans le domaine de la conception, de l'exploitation et de la maintenance des installations industrielles comme les installations à risques Seveso (chimie, pétrochimie, armement, transporté), ou dans les domaines de haute technologie tels le spatial et le nucléaire.

Dans le domaine du génie-civil, l'analyse probabiliste est surtout exploitée dans l'évaluation des ouvrages existants pour les maintenir dans des conditions d'aptitude au service et de sécurité acceptable. En effet, les règlements essentiellement basés sur le concept des coefficients partiels de sécurité, sont très peu représentatifs du besoin réel d'évaluation de la sécurité d'une structure existante.

Contrairement à l'approche déterministe où des valeurs uniques sont attribuées aux grandeurs, l'approche probabiliste prend en compte la variabilité des paramètres d'entrée des modèles en définissant une grandeur par une loi de distribution (densité de probabilité). Ainsi, l'approche probabiliste quantifie l'évolution du risque dans le temps en prenant en compte la variabilité des différentes grandeurs d'entrée des modèles par l'intermédiaire de leur distribution.

ci-après quelques approches probabilistes et leurs applications :

2.4.1.1- Quelques approches probabilistes

a- Les méthodes SORM : (Second Order Reliability Method)

Comme on va le voir après vers la fin de ce chapitre, les méthodes FORM appliquées au pont ferroviaire PK 107+373, utilisent une approximation en série de Taylor du premier ordre de l'état limite, ignorant ses courbures. Quand la fonction de performance devient de plus en plus non linéaire, l'erreur introduite croît. Les méthodes SORM améliorent les résultats de FORM minimisant ces erreurs en ajoutant des informations supplémentaires concernant les courbures de l'état limite qui sont reliées à ses dérivées secondes d'où le nom SORM (méthode de fiabilité du second ordre). La figure (fig 2.10) présente la différence entre les deux approximations FORM et SORM.

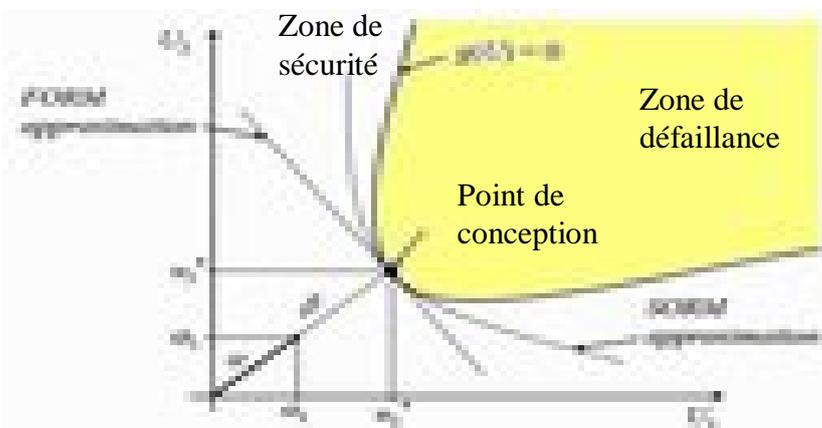


Fig 2.10 : Approximation de la fonction d'état limite G dans l'espace normal standard
Approximations FORM et SORM

β : Indice de fiabilité obtenu par FORM,
 K_i : dénote les courbures principales de l'état limites au point de distance limite.

b- Les simulations de Monte-Carlo

Monte-Carlo est une méthode très puissante. C'est une méthode, qui fait intervenir un ensemble de nombres aléatoires comme valeurs d'entrées, afin d'évaluer itérativement un modèle déterministe. Pour ce faire, on passe généralement par les 5 étapes suivantes :

- Créer d'un modèle paramétrique, $y = f(x_1, x_2, \dots, x_q)$;
- Générer un ensemble de valeurs aléatoires, $x_{i1}, x_{i2}, \dots, x_{iq}$;
- Evaluer le modèle et sauvegarder le résultat dans une variable, y_i ;
- Répéter les étapes 2 et 3 pour $i=1$ à n ;
- Analyser les résultats ;

Dans l'évaluation des ouvrages existants, quand la fonction d'état limite n'est pas différentiable ou quand plusieurs points de fonctionnement contribuent à la probabilité de défaillance, cette méthode est privilégiée aux autres méthodes. Dans les autres cas, ces méthodes sont à éviter vue qu'elles sont très consommatrices en matière de calcul et de temps.

c- Méthode Bayésienne

La démarche bayésienne est une démarche décisionnelle basée sur le principe de la probabilité subjective. Elle prend en compte toutes les connaissances disponibles pour réaliser une étude de risque: le retour d'expérience bien entendu, mais aussi, l'expertise qui peut confirmer ou infirmer les observations statistiques. Dans ces conditions il n'est plus nécessaire qu'elles soient nombreuses pour les exploiter, et il devient possible de prendre en compte l'effet des éventuelles modifications.

Les paramètres de cette méthode ne sont plus des valeurs fixes inconnus mais des variables aléatoires dont il faut spécifier la distribution. La distribution donnée au moment de la modélisation est dite *a priori*. L'intégration de l'information apportée par les données se fait par le calcul de la distribution dite *a posteriori* et qui n'est autre que la distribution conditionnelle (calculée par la formule du théorème de Bayes) aux valeurs prises par les données :

$$P(A|B) = \frac{P(A) \cdot P(B|A)}{P(B)}$$

Le terme $P(A)$ est la *probabilité a priori* de A . Elle est « antérieure » au sens qu'elle précède toute information sur B . $P(A)$ est aussi appelée la *probabilité marginale* de A . Le terme $P(A|B)$ est appelée la *probabilité a posteriori* de A sachant B (ou encore de A sous condition B). Elle est « postérieure », au sens qu'elle dépend directement de B . Le terme $P(B|A)$, pour un B connu, est appelée la *fonction de vraisemblance* de A . De même, le terme $P(B)$ est appelé la *probabilité marginale* ou *a priori* de B .

... est une suite d'expériences dont le résultat dépend du hasard. Nous admettrons qu'en certains temps $0, 1, 2, \dots, t$, nous observons un système. Celui-ci peut se trouver dans l'un des états d'une collection finie d'états possibles. L'observation du système est ainsi considérée comme une expérience dont le résultat (aléatoire) est l'état dans lequel se trouve le système.

Nous supposons que nous connaissons pour chaque paire d'états i et j , et pour chaque instant t , la probabilité $p_{ij}(t)$ que le processus soit dans l'état j à l'instant $t+1$ étant donné qu'il se trouve dans l'état i à l'instant t . De plus, la probabilité $p_{ij}(t)$ sera supposée ne pas dépendre de t .

Un tel processus est appelé chaîne de Markov (à temps discret et avec un ensemble fini d'états).

Avec ces hypothèses, nous pouvons décrire le système en donnant l'ensemble $\{u_1, \dots, u_m\}$ des états u_i possibles et une matrice P de dimensions $m \times m$ dont le terme p_{ij} est la probabilité que le processus soit dans l'état j à l'instant $t+1$ étant donné qu'il se trouve dans l'état i à l'instant t , pour tout t . P est appelée matrice de transition du système.

On représente généralement P par un graphe orienté G dont les sommets correspondent aux m états et les arcs aux couples ordonnés d'états (i, j) tels que $p_{ij} > 0$.



Une chaîne de Markov à 2 états

2.4.1.2- Quelques applications des approches probabilistes

a- Le risque sismique associé à une région dépend, d'une part, de la probabilité d'apparition de tremblements de terre causant un niveau de mouvement de sol donné (l'aléa sismique) et, d'autre part, de la vulnérabilité structurale des ouvrages. Une partie intégrante de l'analyse ou du dimensionnement d'une structure est la définition du séisme de calcul pour le site considéré qui n'est autre que le mouvement du sol qui sera utilisé pour le calcul parasismique d'une structure.

La méthode d'analyse probabiliste de l'aléa sismique ne peut prédire exactement la date, la magnitude, l'emplacement ou l'effet d'un tremblement futur dans une zone sismique active. Elle donne cependant une base rationnelle pour effectuer le calcul parasismique des ouvrages de génie civil sur un territoire donné.

Cette méthode, utilisée pour dresser les cartes de zonage sismique, combine deux modèles distincts :

- Modèle de sismicité : décrit la distributions géographiques des sources sismiques actives pour une région ainsi que la récurrence des tremblements de terre en fonction de la magnitude pour chaque source.
- Modèle d'atténuation : décrit l'effet, pour un site donné, d'un séisme provenant d'une source particulière en fonction de la magnitude et de la distance entre la source et le site.

sismique sur un site dans le sud de la France, une combinant une structure d'arbre logique échantillonnée par un tirage aléatoire de type Monte-Carlo. L'analyse probabiliste de l'aléa sismique consiste à quantifier pour le site considéré la probabilité de dépasser différents niveaux de mouvement du sol étant donné tous les séismes possibles.

b- Un grand nombre de ruptures de fils dans les suspensions de ponts en France a largement mis en évidence l'absence de méthodes pour évaluer le degré de sécurité offert par leur suspension. Un modèle tente de résoudre ce problème en déterminant la fiabilité d'un câble porteur endommagé si l'on sait caractériser correctement le comportement des éléments constitutifs. Ce modèle a recours à la simulation numérique par la méthode de Monte-Carlo pour caractériser le comportement globale d'une suspension. La méthode est appliquée à un toron et à un câble porteur du pont de Tancarville afin de calculer les lois de probabilité de leur résistance résiduelle. Le nombre de fils rompus dans une section du câble est une variable aléatoire discrète modélisée comme une loi binomiale (rupture/non rupture). La probabilité de rupture est évaluée à partir d'inspection in situ sur un toron ou un câble.

c- Certains corps contenus dans les milieux naturels tels que l'atmosphère, peuvent pénétrer dans le béton qui est de nature poreuse. Parmi ces agents agressifs, le dioxyde de carbone de l'atmosphère et les chlorures présents dans les sels de déverglaçage sont les plus courants. Ces agents sont responsables de la corrosion des armatures qui est l'une des principales causes de détérioration des ouvrages en béton armé. Cette corrosion se développe au cours du temps et influe fortement sur la performance des ouvrages tout au long de leur vie. Le caractère aléatoire de la pénétration des agents agressifs et celui des propriétés des matériaux ou des structures ainsi que celui des dégradations qui en résultent introduit de plus un grand nombre d'incertitudes. L'étude de l'évolution de la dégradation d'une structure demande donc une analyse qu'il faut développer sur des bases probabilistes. Une étude menée en France avait pour but de développer une démarche probabiliste pour obtenir l'évolution de la perte de capacité portante des ponts-routes en béton armé exposés à des environnements agressifs divers. L'approche utilisée est SORM qui est une méthodologie basée sur le calcul de la probabilité de défaillance P_f des ouvrages existants atteints par la corrosion.

d- La corrosion interne et externe affecte de nombreux pipelines d'hydrocarbures. Elle est la cause principale de fuites et de ruptures de la canalisation, se traduisant parfois par des dégâts catastrophiques (dégâts humains, pollution du milieu naturel, frais supplémentaires de réparation, arrêt prolongé du pompage, etc.). La corrosion interne est provoquée le plus souvent par des attaques chimiques de la surface de la conduite. Ce type de corrosion est principalement favorisé par la présence de sulfure d'hydrogène (H_2S) et de dioxyde de carbone (CO_2) dans le gaz. La corrosion externe est dans la majorité des cas le résultat de phénomènes de type électrochimique. Les progrès importants dans le domaine du diagnostic permettent à l'heure actuelle la détection et la localisation de pratiquement tous les défauts de corrosion et de leurs dimensions. Le paramètre principal dans une démarche de quantification du risque de défaillance sur un pipeline corrodé réside dans la connaissance la plus précise possible de la vitesse de corrosion.

Une démarche bayésienne de modélisation de la cinétique de corrosion, associée aux données issues d'une seule inspection ont permis d'obtenir une évaluation crédible du risque. Pour cela, toutes les informations disponibles sont probabilisées sous la forme d'une distribution à priori gamma. L'inférence d'une distribution à posteriori, sur la base de jugements d'experts permet d'établir un modèle statistique de la cinétique de chaque point de corrosion et l'estimation de

apture. Une telle étude permet également de prévoir les temps et donc d'entrevoir une planification optimale des opérations de maintenance tendant à ramener le risque de défaillance de la canalisation à un niveau acceptable.

e- La redondance est définie comme la capacité d'un pont à redistribuer les efforts dus aux charges extérieures, sur l'ensemble de ses éléments constitutifs. Afin d'étudier au mieux la redondance dans les ponts, un processus de dégradation a été intégré afin d'évaluer son impact sur la redondance dans les ponts en béton armé en suède. Afin de prendre en compte les incertitudes liées aux variables dans l'évaluation des ponts endommagés, une approche probabiliste a été considérée. Les techniques classiques de la théorie de la fiabilité permettent aujourd'hui de calculer de diverses manières la probabilité de défaillance d'un élément particulier, sous réserve de disposer d'une caractérisation probabiliste des variables et d'un état limite explicite. Cependant, pour des ouvrages complexes, il est presque impossible de se procurer des états limites explicites ; la fonction d'état limite ne peut être évaluée que par calculs, notamment aux éléments finis. Les méthodes combinant les techniques de fiabilité avec le calcul aux éléments finis sont aussi appelées méthodes de fiabilité aux éléments finis (MFEF). Une approche consiste à construire « artificiellement » la fonction d'état limite en utilisant un polynôme ajusté aux résultats d'un nombre limité de calculs aux éléments finis. Cette fonction est utilisée pour évaluer la probabilité de défaillance au moyen de techniques classiques de fiabilité. Ce type d'approche est appelé méthode de surfaces de réponse (MSR).

f- Toraval est la seule structure (privée ou publique) en Europe à avoir développé des codes de calcul d'écoulement avalanche pour des topographies réelles en 3 dimensions et à les utiliser massivement dans ses études en utilisant des outils statistiques puissants tels que les simulations de Monte Carlo par chaîne de Markov. Le code de calcul exploité pour simuler les avalanches coulantes, permet d'estimer des vitesses, des hauteurs, et pressions d'écoulement sur l'espace (plan ou profil) considéré ;

L'incertitude dans la connaissance des événements futurs est à la base de nombreux problèmes de décision. Les modèles probabilistes permettent de quantifier cette incertitude et de représenter les relations dynamiques qui existent entre des suites d'événements aléatoires. Ainsi, les recherches sur la thématique de l'évaluation probabiliste des risques portent aussi bien sur la modélisation des incertitudes que sur les méthodes de prise de décision associées, elles permettent :

- la maîtrise de la connaissance des incertitudes et un traitement réaliste de ces dernières;
- d'apporter une aide à la décision conduisant à une conception plus économique et mieux équilibrée ;
- d'analyser les modes de défaillance et mesurer la fiabilité escomptée ;
- d'incorporer l'expérience acquise dans la conception par l'actualisation en fonction du retour d'expérience ;
- d'apporter des décisions de maintenance et de réparation dans un double objectif de sécurité et d'économie ;

probabiliste de la théorie de la fiabilité, la modélisation d'une structure est déterminée par :

- La définition d'un vecteur de variables aléatoires X . Ce vecteur aléatoire contient des variables de conception modélisant les données géométriques, des variables de chargement ou bien des conditions physiques de dégradation (paramètres de corrosion). Des variables de résistance, telles que la résistance à la compression ou la limite d'élasticité des aciers, sont également introduites. Étant donné que certaines de ces variables présentent une grande variabilité, elles sont décrites de manière aléatoire ou, en d'autres termes, elles sont traitées dans un contexte probabiliste. De ce fait, des lois de densité marginales et les corrélations $\rho_{x_i x_j}$ sont estimées avec ses paramètres représentatifs.

La fonction de densité conjointe des variables aléatoires X est notée $f_x(x)$. Les caractéristiques des éléments du vecteur X sont :

$$\mu_i = E[X_i] \quad , \quad i = 1, \dots, n$$

$$C_{ij} = Cov[X_i, X_j] \quad i, j = 1, \dots, n$$

L'écart-type de X_i est noté σ_i . La variance de X_i est $\sigma_i^2 = C_{ii}$. Le coefficient de corrélation entre X_i et X_j est défini par :

$$\rho_{ij} = \frac{C_{ij}}{\sigma_i \sigma_j} \quad , \quad i, j = 1, \dots, n$$

- Un ou plusieurs scénario(s) décrivant la défaillance. A chaque scénario est associée une fonction de performance ou marge de sécurité $M = G(\{X\})$.
- Des modèles et des solutions numériques associées.

2.4.3 - Principe [12][13]

La fonction de performance $G(\{X\})$ décrit un état quelconque de la structure et le compare à un état limite possible. Lorsque $G(\{X\})$ est égale à zéro, la surface d'état limite (surface de défaillance) est alors définie et correspond à la frontière entre le domaine de sécurité (ou de fonctionnement normal), $G(\{X\}) > 0$ est le domaine de sécurité, et, $G(\{X\}) < 0$ est le domaine de défaillance (ou de dysfonctionnement). Voir (fig 2.6).

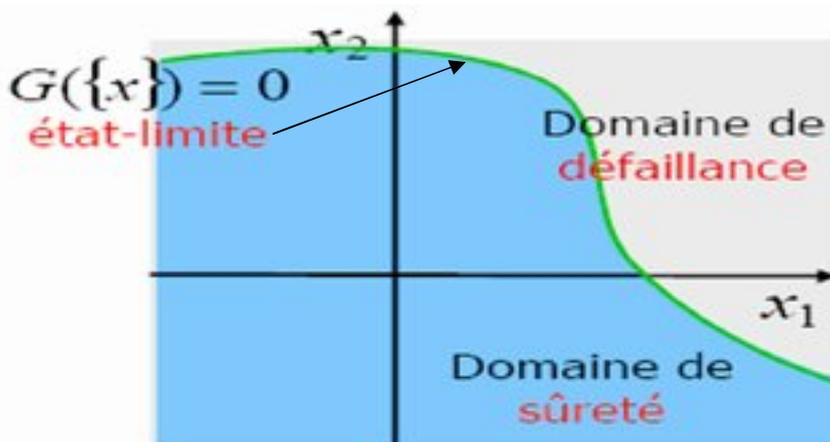


Fig 2.6 : Surface de défaillance ou état limite

probabilité que la fonction $G(\{X\})$ soit inférieure à zéro, est la probabilité de dépassement de l'état limite, ou autrement dit la probabilité que les états de fonctionnement se retrouvent dans le domaine de défaillance. Cette probabilité de dépassement s'appelle la probabilité de défaillance. Pour calculer cette probabilité, le calcul est effectué en trois étapes :

La première étape consiste à réaliser une transformation iso-probabiliste Γ dans laquelle on passe de l'espace physique des variables $\{X\}$ à un espace de variables normales centrées réduites décorrélées $\{U\}$. Les principales transformations utilisables sont celles de Rosenblatt et de Nataf ou une transformation orthogonale. De cette façon, après la transformation la fonction de performance devient :

$$\{X\} \xrightarrow{\Gamma} \{U\} = \Gamma(\{X\})$$

$$G(\{X\}) \rightarrow g(\{U\}) = G(\Gamma^{-1}(\{U\}))$$

La deuxième étape est la détermination de l'indice de fiabilité qui représente la distance de l'origine de l'espace normé à la frontière $g(\{U\}) = 0$. En d'autres termes, il correspond à la plus petite distance entre l'origine de l'espace normé et la surface d'état-limite définie dans le nouvel espace de variables normalisées. Dans ce cas, l'indice de fiabilité est :

$$\beta = \min \left(\sum_{i=1}^n U_i^2 \right)^{\frac{1}{2}} \quad (2.6)$$

Il s'agit donc, d'un problème d'optimisation sous la contrainte que $g(\{U\}) \leq 0$. Le point de la surface d'état limite le plus proche de l'origine est appelé point de fonctionnement. Il se retrouve à la distance β (fig 2.7)

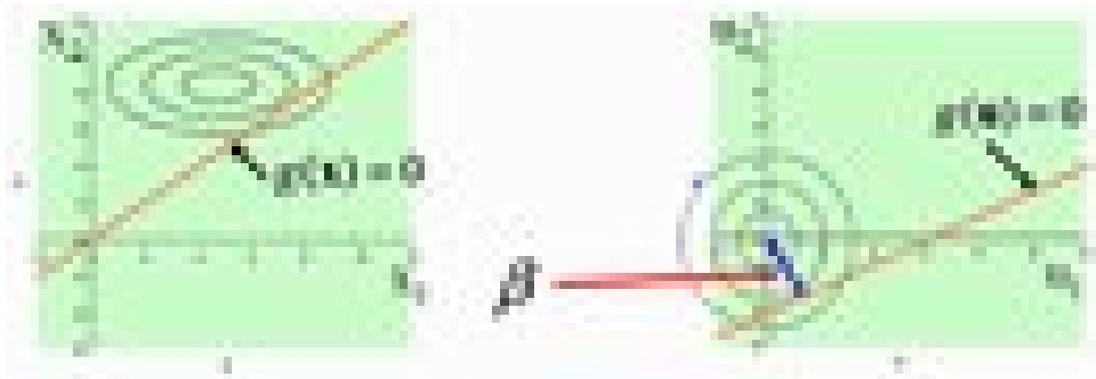


Fig 2.7 : Illustration d'un cas bidimensionnel d'une fonction d'état limite linéaire et de variables aléatoires normales standards U.

Enfin, **la troisième étape** consiste en la détermination de la probabilité de défaillance à partir d'une approximation au premier ordre (First Order Reliability Method ó FORM).

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (2.7)$$

Où $\Phi(\cdot)$ est la fonction de répartition de la loi normale centrée réduite. Cette approximation consiste à remplacer la surface d'état limite par un hyperplan tangent au point

vecteur orthonormal à ce plan (dirigé vers le domaine des états sûrs. D'autres méthodes peuvent être utilisées, comme par exemple l'approximation au second ordre (SORM²¹) ou par simulations (Monte Carlo). Dans cette thèse, la méthode FORM va être utilisée.

L'application de ce calcul permet d'obtenir les éléments suivants : l'indice de fiabilité, les coordonnées du point de fonctionnement, les cosinus directeurs α (compris entre -1 et $+1$) et l'approximation de la probabilité de défaillance. L'indice de fiabilité et la probabilité de défaillance mesurent la fiabilité et les cosinus directeurs mesurent la sensibilité de la fiabilité aux variables de conception $\{X\}$. Ces facteurs donnent une notion de la variabilité de chaque paramètre sur le résultat de l'indice de fiabilité ou de la probabilité de défaillance. Ainsi, si le cosinus directeur associé à un paramètre est élevé, la variabilité de ce paramètre a une influence sur la position occupée par le point de fonctionnement.

2.4.4 – Scénarios de défaillance

Ce paragraphe présente les fonctions de performance concernant l'état limite ultime de résistance et des phases de performance d'un élément de structure. Dans cet esprit, la fonction de performance $G(\{X\})$:

$$G(\{X\}) = R - S \tag{2.8}$$

Et la fonction d'état limite est :

$$G(\{X\}) = R - S = 0 ; \text{ voir illustration (fig 2.8)} \tag{2.9}$$

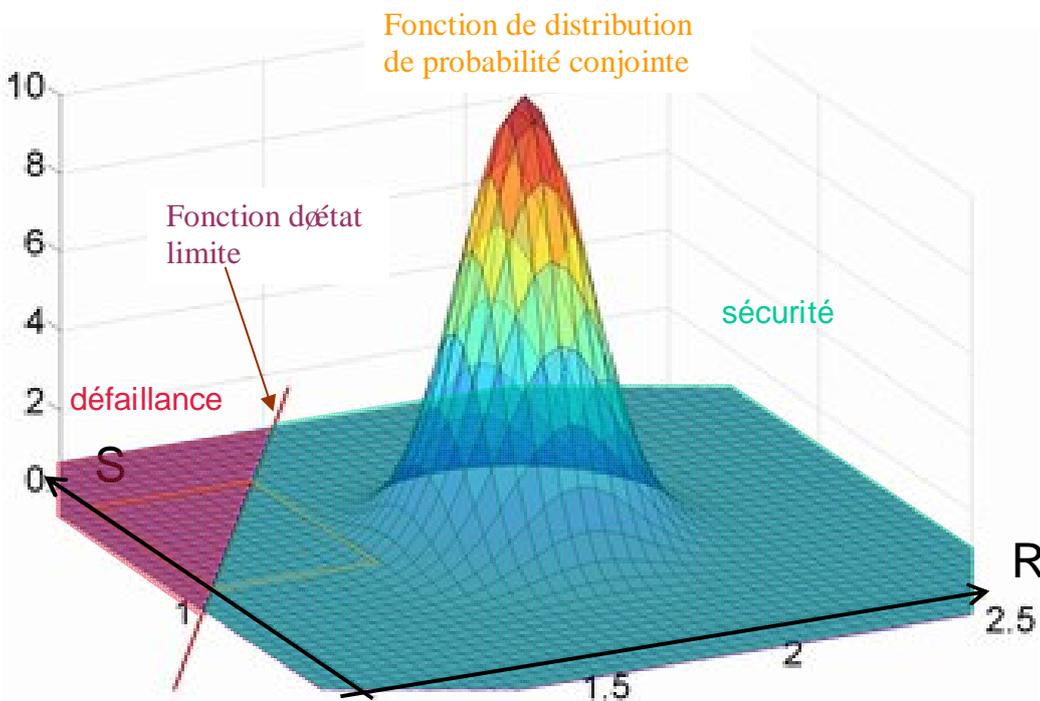


Fig 2.8 : Illustration de la probabilité de défaillance dans un hyper-espace multidimensionnel

²¹ SORM : Second order reliability method ou méthode de fiabilité du second ordre

du système et S toutes les charges (permanentes, dans ce cas la probabilité de défaillance s'exprime de la

$$P_f = P(R - S \leq 0) = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{S \geq r} f_R(r) f_S(s) dr ds \quad (2.10)$$

2.4.5 – Modélisation des variables [12]

Lors de l'évaluation de la sécurité d'un pont ou bien de son aptitude au service, on constate que les caractéristiques des matériaux, l'intensité des charges appliquées et l'usage peuvent varier par rapport aux hypothèses de conception. Pour effectuer le calcul numérique en fiabilité de la fonction de performance G ({X}) vis-à-vis de la perte de capacité portante de la structure, les caractéristiques probabilistes des variables doivent être définies de manière aléatoire afin de couvrir toutes les incertitudes qui leurs sont liées. Ceci est possible soit à partir d'essais (au laboratoire ou simulations informatiques) sinon en tirant profit de la littérature disponible (banques de données).

2.4.6 - les méthodes FORM

Parmi toutes les approches probabilistes citées ci-dessus, les plus couramment utilisées pour évaluer la sécurité structurale des structures existantes sont :

- les méthodes FORM et SORM : dites aussi méthodes analytiques
- les simulations de Monté-Carlo

Dans cette étude, nous avons opté pour les méthodes FORM

FORM pour First Order Reliability Methods. Elles sont utilisées quand la fonction d'état limite est linéaire avec des variables aléatoires normales non corrélées, ou bien quand la fonction d'état limite est non linéaire mais représentée par une approximation linéaire du premier ordre avec des variables aléatoires normales équivalentes. Elles sont divisées en deux grandes familles : FOSM²² et AFOSM²³

A - FOSM ou MVFOSM²⁴ : First Order Second Moment ou Mean Value FOSM

C'est des méthodes basées sur une approximation en série de Taylor du premier ordre de la fonction de performance linéarisée aux valeurs moyennes des variables aléatoires. La formulation générale est basée sur l'indice Cornell. [11]

Dans le cas de deux variables aléatoires :

$$P_f = P(Z < 0) = \Phi\left(\frac{0 - \mu_Z}{\sigma_Z}\right) = \Phi\left(\frac{0 - (\mu_R - \mu_S)}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}\right) \quad (2.11)$$

$$= 1 - \Phi\left(\frac{(\mu_R - \mu_S)}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}\right) = 1 - \Phi\left(\frac{\mu_Z}{\sigma_Z}\right) = 1 - \Phi(\beta)$$

²² FOSM : First order second moment ou premier ordre second moment

²³ AFOSM : Advanced first order second moment

²⁴ MVFOSM : Mean value FOSM ou FOSM à valeurs moyennes

atoires, le développement en série de Taylor de la moyenne est :

$$Z = g(\mu_x) + \sum_{i=1}^n \frac{\partial g}{\partial X_i} (X_i - \mu_{X_i})$$

Dans ce cas :

$$\mu_Z \approx g(\mu_{X_1}, \dots, \mu_{X_n}) \quad \sigma_Z^2 \approx \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \frac{\partial g}{\partial X_i} \cdot \frac{\partial g}{\partial X_j} \cdot Cov(X_i, X_j) \quad Cov : covariance$$

Si les variables aléatoires sont indépendantes :

$$\sigma_Z^2 \approx \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial X_i} \right)^2 \cdot var(X_i) \quad avec \quad \beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} \quad (2.12)$$

Avec cette méthode la probabilité de défaillance (P_f) est exacte dans deux cas :

- Si toutes les variables aléatoires sont indépendantes et normales et la fonction d'état limite $g(x)$ est linéaire et Z est normale.
- Si toutes les variables aléatoires sont indépendantes et lognormales, donc $Z = \ln(x)$ est normale.
- Dans les autres cas P_f n'est qu'une approximation et peut contenir des erreurs.

- *Inconvénients de la méthode* : [14]

- Elle n'utilise pas les informations sur la distribution des variables aléatoires
- Si $g(x)$ est non linéaire, une grande erreur est introduite en négligeant les termes d'ordres supérieurs.
- β n'est pas constant sous différentes formulations de la même fonction de performance (problème de l'invariance).

B - AFOSM : Advanced First Order Second Moment ou la méthode Hasofer-Lind index

- *pour des variables aléatoires normales et une fonction de performance non linéaire* :

Quand la fonction d'état limite est non linéaire, la situation n'est pas aussi simple que précédemment. Une approche est considérée prenant en compte les erreurs de propagation, quand à la présentation du domaine de défaillance en termes de linéarisation de la limite entre le domaine de sécurité et le domaine de défaillance, i.e. la surface de défaillance (fonction d'état limite).

Hasofer et Lind (1974) ont proposé cette linéarisation au voisinage du point de conception (i.e. β -point) U^* de la surface de défaillance représentée dans l'espace normalisé. Cette situation est illustrée dans la figure (fig 2.9) [15]

L'indice de fiabilité de Hasofer et Lind défini dans l'espace-u, est invariant quand à la formulation de la fonction de défaillance. En effet, la définition de cet indice est liée à la surface de défaillance et non directement à la fonction de défaillance. Donc, le problème de l'invariance est réglé dans cette méthode.

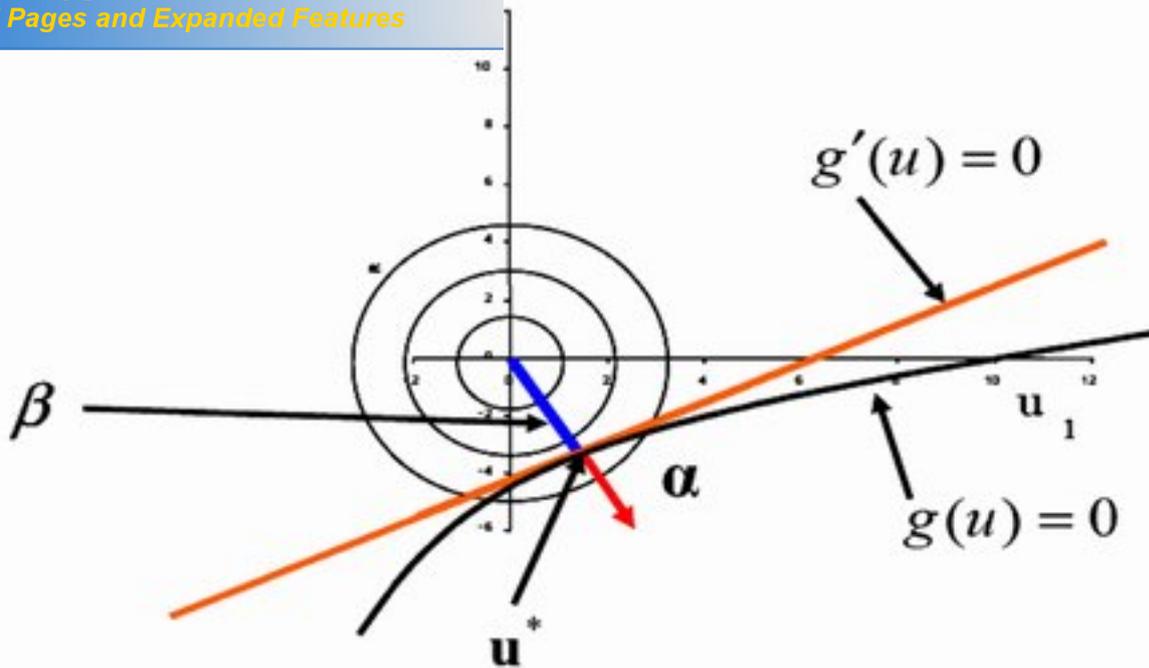


Fig 2.9 : Illustration de la linéarisation proposée par Hasofer et Lind (1974) dans l'espace normal standard

Cette figure montre que la surface de défaillance est linéarisée au point de conception U^* par la ligne $g'(u) = 0$. Le α - vecteur est le vecteur normal à la surface de défaillance au point de conception U^* i.e. le point de la surface de défaillance ayant la distance minimale (β) à partir de l'origine.

Puisque la fonction d'état limite est non linéaire, nous ne pouvons connaître le point de conception à l'avance, et celui-ci est obtenu itérativement en résolvant le problème d'optimisation suivant :

$$\beta = \min_{U \in \{g(U)=0\}} \sqrt{\sum_{i=1}^n U_i^2} \quad (2.13)$$

Ce problème peut être résolu avec différentes façons. Supposons que la fonction d'état limite est différentiable, le schéma itératif suivant doit être suivi : [16]

$$\alpha_i = \frac{-\frac{\partial g}{\partial u_i}(\beta, \alpha)}{\left[\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial u_i}(\beta, \alpha) \right)^2 \right]^{1/2}} \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (2.14)$$

$$g(\beta, \alpha_1, \beta, \alpha_2, \dots, \beta, \alpha_n) = 0$$

$$\text{Où : } U^* = \beta, \alpha \quad (2.15)$$

Les composantes du vecteur α mesurent l'intensité relative de l'incertitude des variables aléatoires par rapport à l'indice de fiabilité β .

es centrées réduites (U_i) correspondant aux variables

$$U_i = \frac{X_i - \mu_i}{\sigma_i} \tag{2.16}$$

Puis un point de conception est imaginé $u^* = \beta \cdot \alpha$ et est inséré dans l'équation des (2.14), où un nouveau vecteur α normal à la surface de défaillance est évalué. Le vecteur α est inséré dans l'équation (2.15), à partir de laquelle une nouvelle valeur de β est calculée.

Le schéma des itérations convergera dans 10 itérations à peu près et nous procure de trois éléments : les point de conception U^* , l'indice de fiabilité β et les composantes du vecteur α normal à la surface de défaillance au point de fonctionnement.

L'indice de fiabilité β est lié directement à la probabilité de défaillance. Les composantes du vecteur α représentent les facteurs de sensibilité donnant l'importance relative de chaque variable aléatoire par rapport à l'indice de fiabilité β .

- Variables aléatoire corrélées et dépendantes : [15][16]

La situation où les variables aléatoires de base (X) sont statistiquement dépendantes est fréquemment rencontrée dans les problèmes pratiques. Dans le cas des variables aléatoires normales, la fonction de distribution de probabilité conjointe est décrite en termes de ces deux premiers moments, i.e. la valeur moyenne et la matrice de covariance. C'est le cas, cependant, seulement pour les variables normales ou lognormales.

Dans ce qui suit, nous allons considérer le cas des variables aléatoires normales, cette situation peut être traitée comme précédemment. Cependant, nous allons passer par deux étapes : la première transforme les variables aléatoires normales (X) en variables aléatoires centrées et réduites (Y), puis décorréelées en des variables aléatoires (U).

Le schéma sera le suivant : $X \rightarrow Y \rightarrow U$ (2.17)

Dans ce qui suit, nous allons voir comment cette transformation peut être implémentée dans la procédure itérative décrite précédemment.

Supposons que les variables aléatoires X sont corrélées avec la matrice de covariance suivante :

$$C_x = \begin{bmatrix} Var[X_1] & Cov[X_1, X_2] & \dots & Cov[X_1, X_n] \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ Cov[X_n, X_1] & Cov[X_n, X_2] & \dots & Var[X_n] \end{bmatrix} \tag{2.18}$$

Et la matrice des coefficients de corrélation ρ_X :

$$\rho_X = \begin{bmatrix} 1 & \dots & \rho_{1n} \\ \cdot & & \cdot \\ \cdot & 1 & \cdot \\ \cdot & & \cdot \\ \rho_{n1} & \dots & 1 \end{bmatrix} \tag{2.19}$$

transformer les variables aléatoires X_i en variables aléatoires standardisées de moyenne nulle et une variance égale à l'unité. Cette opération peut être effectuée par :

$$Y_i = \frac{X_i - \mu_{X_i}}{\sigma_{X_i}}, i = 1, 2, \dots, n \quad (2.20)$$

Où la matrice de covariance de Y, i.e. C_Y est égale à la matrice des coefficients de corrélation de X, i.e. ρ_X .

La deuxième étape est de transformer le vecteur (Y) des variables aléatoires standards, en un vecteur (U) de variables aléatoires non corrélées. Cette transformation se fait par la factorisation de Choleski de l'algèbre des matrices qui est très efficace et pour le calcul manuel et pour l'implémentation dans les programmes informatiques.

La transformation s'écrit :

$$Y = T \cdot U \quad (2.21)$$

Où T est la matrice triangulaire inférieure tel que $T_{ij} = 0$ pour $j > i$. donc la matrice de covariance C_Y peut être écrite comme suit:

$$C_Y = E[Y \cdot Y^T] = E[T \cdot U \cdot U^T \cdot T^T] = T \cdot E[U \cdot U^T] \cdot T^T = T \cdot T^T = \rho_X \quad (2.22)$$

A partir de cette relation les éléments de T peuvent être déterminés de la manière suivante :

$$\begin{aligned} T_{11} &= 1 \\ T_{21} &= \rho_{12} \\ T_{31} &= \rho_{13} \\ T_{22} &= \sqrt{1 - T_{21}^2} \\ T_{32} &= \frac{\rho_{23} - T_{31} \cdot T_{21}}{T_{22}} \\ T_{33} &= \sqrt{1 - T_{31}^2 - T_{32}^2} \end{aligned} \quad (2.23)$$

Le point U^* correspondant à la distance β est dit le point de conception ou le point le plus probable, car il représente le point le plus proche de la défaillance de l'élément de structure ou de la structure.

Puisque la méthode de recherche de β est un processus itératif, il est préférable de commencer dans la première itération par une valeur proche de la valeur finale escomptée pour une convergence rapide des résultats. De ce fait, une valeur de $\beta = 3$ est préférable dans notre cas, puisque les valeurs finales de β de fiabilité des éléments des ponts rails métalliques sont compris entre 3 et 4. (2.24)

On suppose au début que les variables aléatoires ont le même effet sur la structure, de ce fait, Les valeurs initiales de α_i dans la première itération sont prises égales. Puisque

$$\sqrt{\sum_{i=1}^n \alpha_i^2} = 1 \quad (2.14), \text{ on aura dans le cas de trois variables aléatoires } \alpha_i = \frac{1}{\sqrt{3}} = 0.58, \text{ avec un signe (-) pour les variables de résistance.}$$

les dépendantes :

nt, la fonction de distribution de probabilité conjointe d'un vecteur aléatoire X peut être seulement décrite complètement en terme des fonctions de distribution de probabilité conjointes pour les composants individuels du vecteur aléatoire X et la matrice des coefficients de corrélation, quand tous les composants de X sont soit normalement ou lognormalement distribués.

Dans ce qui suit, nous allons considérer le cas le plus général où les composants de X sont des variables aléatoires non normales dépendantes.

- *Les transformations de Rosenblatt et Nataf :*

Si la fonction de distribution de probabilité conjointe du vecteur aléatoire X peut être obtenu en fonction d'une séquence de fonctions de distribution de probabilité conditionnelles :

$$F_X(x) = F_{X_n}(x_n | x_1, x_2, \dots, x_{n-1}) \cdot F_{X_{n-1}}(x_{n-1} | x_1, x_2, \dots, x_{n-2}) \dots F_{X_1}(x_1)$$

La transformation de l'espace X à l'espace U peut être effectuée en utilisant la transformation de Rosenblatt :

$$\Phi(u_1) = F_{X_1}(x_1)$$

$$\Phi(u_2) = F_{X_2}(x_2 | x_1)$$

⋮

$$\Phi(u_n) = F_{X_n}(x_n | x_1, x_2, \dots, x_{n-1})$$

Dans certains cas la transformation de Rosenblatt ne peut pas être appliquée car les fonctions de distribution de probabilité conditionnelles ne peuvent pas être toujours disponibles. Dans de tels cas, d'autres transformations sont utilisées telle que la transformation de Nataf

Si seulement les distributions de probabilité marginale et les données de corrélation sont disponibles, même dans le cas de variables aléatoires non normales, la transformation de Nataf peut être appliquée pour donner un ensemble de variables aléatoires normales indépendantes. Notons que si les informations de distribution conditionnelles ne sont pas disponibles, la transformation de Rosenblatt ne peut pas être appliquée. Cette transformation crée une approximation basée sur la distribution normale conjointe.

Les principaux concepts cindyniques reposent sur une représentation à 5 dimensions qu'on appelle « hyperspace du danger ». Dans les situations cindyniques, la fabrication du danger résulte des déficits dans chacune de ces dimensions qu'on appelle déficits systémiques cindynogènes.

2.5.1 – Hyperspace du danger

Selon les cindyniciens, tout acteur partie prenante de la gestion d'un risque poursuit des objectifs propres (dimension téléologique), dispose de modélisations du danger (dimension épistémique), produit des statistiques (dimension statistique), élabore et fait respecter des règles (dimension déontologique) tout en n'étant pas insensible à certaines valeurs (dimension axiologique). Ces cinq dimensions sont constitutives de l'hyperspace du danger (fig 2.4). Chacune d'elles peut faire l'objet de carences, s'avérer incompatible avec une autre, ou encore être le support de dissonances entre acteurs. Observant le risque sous l'angle du réseau qui le prend en charge, ces spécialistes des sciences du danger ne définissent pas à proprement parler le danger. A l'inverse des ingénieurs sécurité créateurs de la MADS, qui adoptent un regard de technicien pour contrarier ses manifestations concrètes. La divergence de ces regards induit une complémentarité des modélisations proposées.[10]

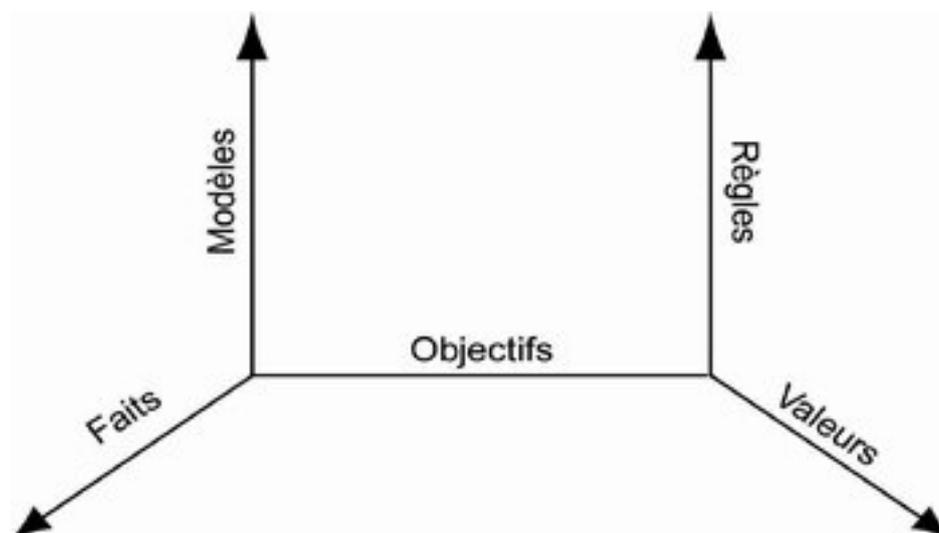


Fig 2.4 : Hyperspace du danger

- la dimension des faits de mémoire de l'histoire et des statistiques (axe statistique). C'est ce que l'on stocke dans des banques de données.
- la dimension des représentations et modèles élaborés à partir des faits (axe épistémique). C'est la banque de connaissances qui sert d'appui aux calculs.
- la dimension des objectifs (axe téléologique). Il s'agit pour chacun des réseaux impliqués dans la situation d'explicitier sa stratégie.
- la dimension des normes, lois, règles, standards et codes de déontologie, obligatoires ou de libre adhésion, contrôlés a priori ou non, etc (axe déontologique).
- la dimension des systèmes de valeurs (axe axiologique).

ogènes : [11]

Dans une étude des dangers, il faut associer, à chaque réseau (ou groupe homogène) d'acteurs, un état des lieux des 5 dimensions précédentes.

Dans les situations cindyniques, la fabrication du danger résulte d'une part des *déficits* dans chacune de ces dimensions (déficits systémiques cindynogènes, fig 2.5), des *disjonctions*, c'est-à-dire des contradictions entre les dimensions, mais aussi des *dissonances* entre deux ou plusieurs réseaux (ou groupes homogènes) d'acteurs évoluant dans la même situation

DSC 1	Culture d'infailibilité
DSC 2	Culture de simplisme
DSC 3	Culture de non-communication
DSC 4	Culture nombriliste
DSC 5	Subordination des fonctions de gestion du risque aux fonctions de production ou à d'autres fonctions de gestion créatrices de risques
DSC 6	Dilution des responsabilités. Non-explication des tâches de gestion des risques. Non-affectation des tâches à des responsables désignés
DSC 7	Absence d'un système de retour d'expérience
DSC 8	Absence d'une méthode cindynique dans l'organisation
DSC 9	Absence d'un programme de formation aux cindyniques adapté à chaque catégorie de personnel
DSC 10	Absence de planification des situations de crise

Fig 2.5 : Les déficits systémiques cindynogènes (DSC) empiriques (constitués à partir des enquêtes post-accidentelles) d'après. Les quatre premiers sont de nature culturelle, les deux suivants sont des déficits organisationnels et les quatre derniers sont des déficits managériaux.

- Les DSC culturels ó Vulnérabilité liée à la culture des réseaux d'acteurs (culture de la non communication, culture de l'infailibilité, etc.)
- Les DSC organisationnels ó Vulnérabilité liée à l'organisation des réseaux d'acteurs (dilution des responsabilités, etc.)
- Les DSC managériaux - Vulnérabilité liée aux décisionnaires (absence d'un plan d'action en cas de crise, de formation du personnel, etc.)

Selon le type de modèle décrivant un système en génie civil, on distingue deux grandes approches pour accomplir l'activité de l'analyse des risques :

- La modélisation physique qui constitue l'approche la plus utilisée de l'analyse de risques dans le génie civil traditionnel. Elle s'intéresse aux mécanismes et aux lois de comportement des matériaux et des structures et est représentée par le calcul semi-probabiliste aux états limites. Néanmoins, cette approche trouve tout de suite ses limites confrontée à une évaluation du niveau de sécurité de structures existantes, en effet elle est sensée donner de bons résultats dans la phase de conception de celles-ci. De plus, cette approche procède par analyse (décomposition, résolution) dans la démonstration, isole le système, se concentre sur ses éléments, s'intéresse aux détails, et conduit à un enseignement par discipline.
- La modélisation par la sureté de fonctionnement représentée dans ce travail par l'approche MADS-MOSAR, complétée par une approche fiabiliste basée sur des notions probabilistes, constituant ainsi une approche systémique interdisciplinaire. En effet, La problématique de sécurité est complexe et ne peut être envisagée hors du cadre d'une analyse systémique.

L'approche systémique s'intéresse aux interactions entre éléments, considère les effets des interactions, s'appuie sur la perception globale et, conduit à un enseignement pluridisciplinaire. Ackoff (1972) : « les objets à expliquer sont considérés comme parties de plus grands tous, plutôt que comme des atouts qu'il faut décomposer en partie ».

De ce fait l'objectif de la méthode MADS-MOSAR étant d'identifier l'ensemble des scénarios de danger susceptibles de se produire. Dans ce contexte, l'approche probabiliste estime la probabilité de défaillance et évalue le niveau de sécurité des structures en tenant compte de tous les scénarios générés. Cette dernière approche donne de meilleurs résultats pour les structures existantes, néanmoins elle reste limitée du fait qu'elle a besoin de données statistiques parfois rares et, les calculs de probabilité deviennent insurmontables dans le cas d'un nombre assez grand de variables.

APPLICATION DES APPROCHES AU PONT

3.1- INTRODUCTION

Dans le chapitre précédent, nous avons présenté les principes de base des différentes méthodes à utiliser pour évaluer la sécurité structurale du pont rail métallique PK 107+373, afin de pouvoir les appliquer dans le présent chapitre.

Nous allons commencer par la méthode semi-probabiliste qui a été appliquée par les spécialistes de la SNTF en 1985 sur le pont objet de l'étude, où nous avons tiré profit de la note de calcul qu'ils ont effectuée. Le calcul de structures réalisé a révélé des dépassements très importants dans les différents éléments du tablier (poutres), par conséquent l'ouvrage a été classé défectueux et nécessitant un remplacement de tablier en urgence. Or jusqu'à présent, celui-ci est en service sans aucun incident signalé.

Donc, nous allons montrer que l'approche semi-probabiliste se révèle peu représentative pour l'évaluation des structures existantes, en effet, les règlements couvrent en général la phase de conception d'ouvrages neufs et ne sont donc valides que dans un certain contexte. Par la suite nous allons analyser les risques liés au pont en utilisant la méthode MADS-MOSAR et générer les scénarios de défaillances qui lui sont liés. Arrivé à l'étape 2 du module B, nous proposerons la théorie de fiabilité basée sur une description probabiliste des variables de résistances et d'actions et montrer qu'elle constitue une approche plus réaliste prenant en compte toutes les incertitudes liées à ces variables pour l'évaluation de la fiabilité et de l'aptitude au service des structures existantes. Une telle approche permet de nous fournir une estimation de la probabilité de défaillance (P_f) (ou de l'indice de fiabilité (β)) en modélisant les scénarios de défaillance générés précédemment.

Ceci va nous permettre ainsi de décider des réhabilitations, et des remplacements à faire afin de prévoir et anticiper sur les dégradations de l'ouvrage et les risques qui en découlent, et donc montrer que cette approche constitue une stratégie rentable et efficace d'aide à la décision.

3.2.1 - Etude systemique du pont

a- Description de l'ouvrage

L'ouvrage est un pont métallique ferroviaire à poutres latérales en treillis à tablier inférieur, situé sur la ligne Oued Tlélat à F. Maroc au PK 107 +373, mise en service en 1889.



Fig 3.1 : Le pont rail métallique PK 107+373

Le pont est composé d'une seule travée de 13.10 mètres de portée. Les éléments de l'ouvrage sont assemblés par rivets.

Le pont est composé de :

- Un tablier métallique en fer puddlé
- Deux culées et deux fondations massives en maçonnerie

Le tablier est composé des éléments suivants :

De deux poutres latérales triangulées (fig 3.2, fig 3.3, fig 3.4)

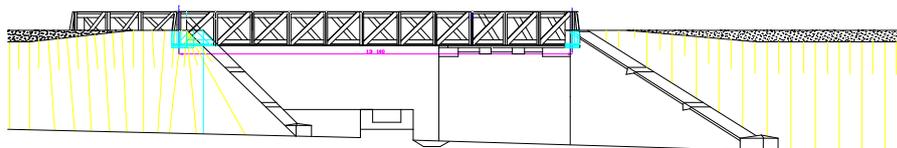


Fig 3.2 : Le pont rail métallique PK 107+373



Fig 3.3 : Le pont rail métallique PK 107+373



Fig 3.4 : Le pont rail métallique PK 107+373

b- Matériaux constitutifs de l'ouvrage

Dans le cadre de son programme de visites détaillées, la SNTF a fait appel au bureau d'étude Autrichien ARE. L'analyse des échantillons d'acier a concerné 26 ponts métalliques sur la ligne ferroviaire Oued Tlélat à Frontière Maroc.

- **Le tablier**

Suite à l'analyse métallographique et à l'examen microscopique des échantillons d'acier prélevés sur les ponts, le pont en question est construit en fer puddlé, le matériau le plus répandu de l'époque.

Ses caractéristiques mécaniques et chimiques sont les suivants :

Caractéristiques mécaniques :

- limite élastique $f_y = 23.5 \text{ kN/cm}^2$
- résistance à la traction $f_u = 36.0 \text{ kN/cm}^2$
- contrainte limite de cisaillement : $\tau_y = 13.5 \text{ kN/cm}^2$
- module d'élasticité longitudinale : $E = 21000 \text{ kN/cm}^2$
- module d'élasticité transversale : $G = 810 \text{ kN/cm}^2$
- coefficient de dilatation thermique : $\alpha_T = 10^{-5}/^\circ\text{C}$
- charge volumique : $\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$

- **Les appareils d'appuis**

Les appareils d'appui assurent la liaison mécanique entre les éléments porteurs principaux et les appuis (les culées). Ils contribuent au fonctionnement de l'ensemble de l'ouvrage et transmettent aux appuis les actions provenant du tablier.

Les appareils d'appui de l'ouvrage sont en acier, nous distinguons des appareils d'appui mobiles (fig 3.5) et des appareils d'appui fixes (fig 3.6).

Click Here to upgrade to Unlimited Pages and Expanded Features

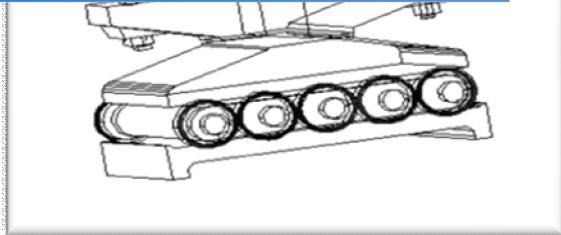


Fig 3.5 : appareils d'appui mobile

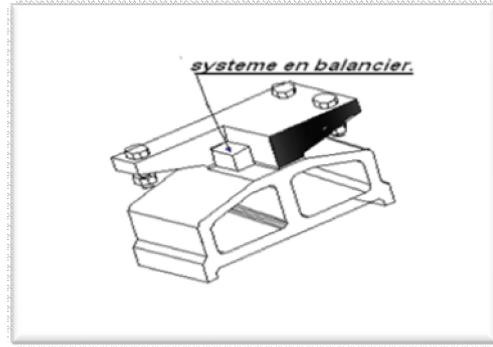


Fig 3.6 : appareils d'appui fixe

- **Les appuis et fondations**

Les appuis et les fondations sont des éléments massifs en maçonnerie

c- Les actions

- **Le tablier**

Le tablier est soumis aux charges suivantes :

Les charges permanentes

Les charges permanentes dues au poids propre de la structure et les charges permanentes amovibles dues à l'armement de la voie (voie et traverse).

<u>Poutre :</u>	
Voie :	0,75 kN/m
Traverse :	0,80 kN/m
Poids total du tablier :	220 kN

Les actions variables d'exploitation

Les actions variables d'exploitation sont représentées au moyen de modèle de charge UIC 71 (fig 3.7). Le modèle de charge UIC 71 représente l'effet statique d'un trafic ferroviaire normal. Il représente la charge verticale sur la voie.

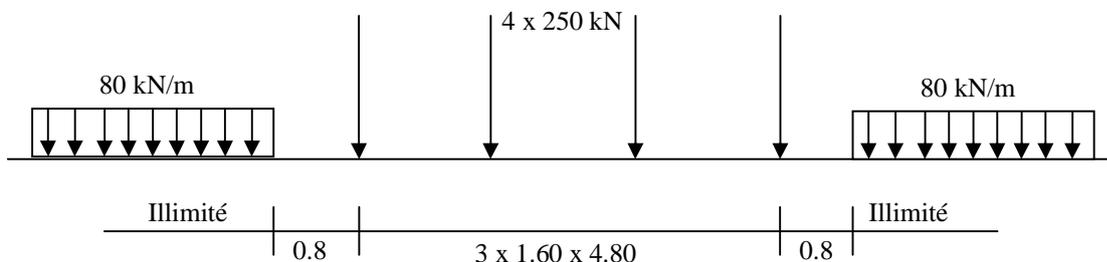


Fig 3.7 : Modèle de charge 71

Pour tenir compte de l'effet de vibrations de la structure, la charge ferroviaire est affectée par le coefficient de majoration dynamique.

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{1 \pm 0,2}} + 0,82$$

avec : $1,00 \leq \Phi_2 \leq 1,67$

- **Les appuis**

Les appuis de pont sont soumis aux charges suivantes :

Les charges permanentes

Les charges permanentes sont composées :

- ✓ des charges permanentes provenant du tablier
- ✓ du poids propre des appuis
- ✓ poussée des terres

Les charges variables d'exploitation :

- ✓ les charges d'exploitation verticales provenant du tablier
- ✓ de l'effort de freinage des trains appliqué sur l'appui fixe parallèle à l'axe de la voie

Les charges variables climatiques :

- ✓ vent compatible avec la circulation
- ✓ vent non compatible avec la circulation

la charge due au vent est appliquée sur l'appui perpendiculaire à l'axe longitudinal de l'ouvrage. L'effort du vent est acheminé vers les appuis par l'intermédiaire du contreventement horizontal.

Les charges accidentelles :

Les charges accidentelles se composent :

- ✓ déraillement du train
- ✓ choc de véhicule
- ✓ séisme

L'effort sismique est composé de trois efforts, le premier effort est parallèle à l'axe, le deuxième effort est perpendiculaire à l'axe de la voie et le troisième effort est vertical.

- **Les fondations**

Les fondations sont soumises à toutes les charges et surcharges provenant des appuis plus le poids des fondations et le poids des terres.

- **Poutres principales**

VUE EN ELEVATION

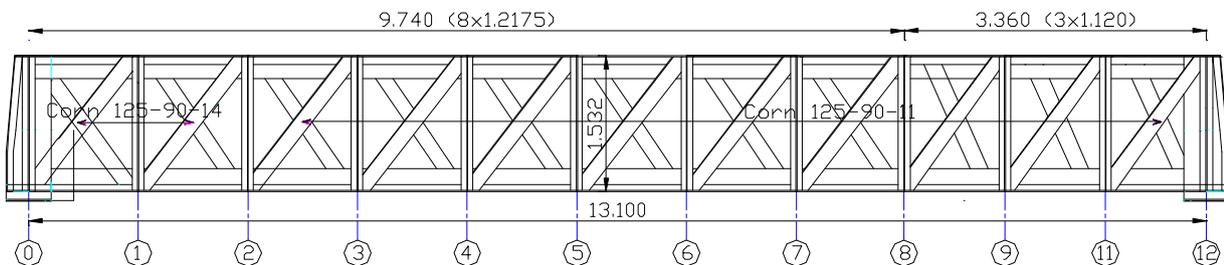


Fig 3.8 : Vue en élévation de l'ouvrage

La membrure supérieure de la poutre est soumise à des sollicitations de compression.

La membrure inférieure est soumise à des sollicitations de traction.

Sur chaque panneau de la poutre, nous constatons qu'une diagonale est sollicitée à des contraintes de traction et l'autre est sollicitée à des contraintes de compression.

Les montants sont soumis à des efforts normaux de compression

- **Poutres transversales et longerons**

Les poutres transversales (entretoises) et les longerons sont soumises à des sollicitations de flexion simple

VUE EN PLAN

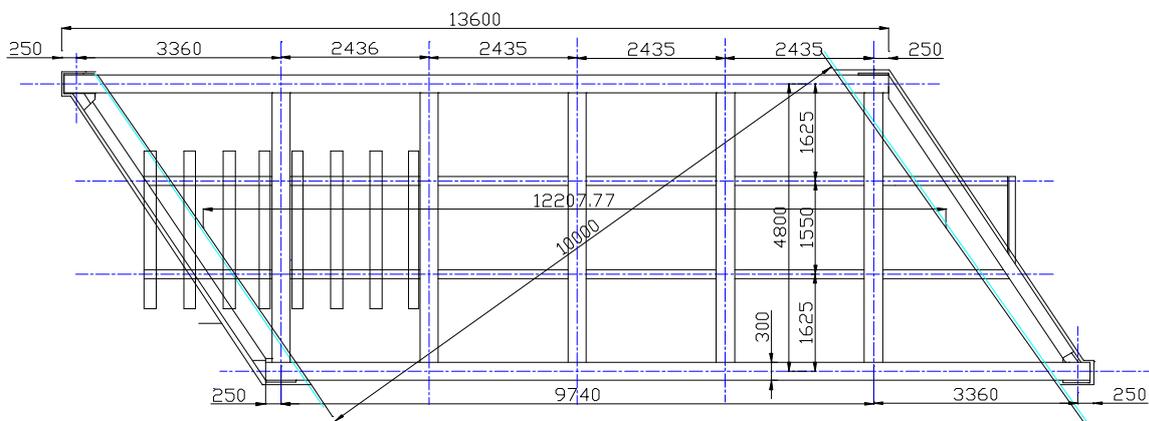


fig 3.9 : vue en plan de l'ouvrage

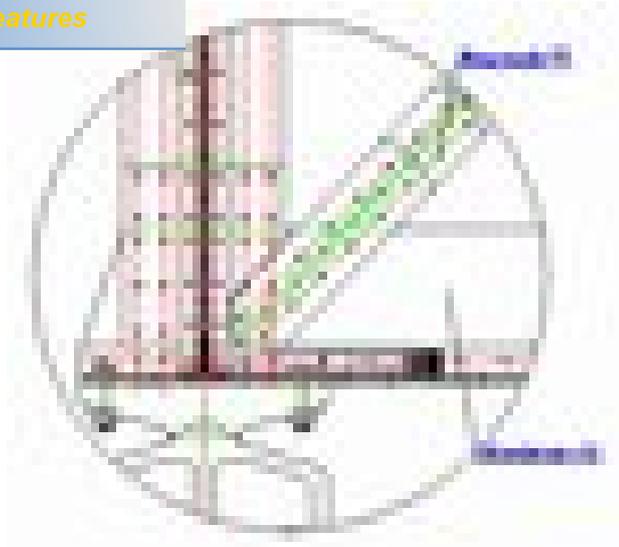


Fig 3.10 : assemblage

Les différents éléments du tablier de pont sont assemblés par des rivets, l'assemblage le plus réputé de l'époque. Les rivets sont sollicités à des contraintes normales et à des contraintes tangentielles.

Dans le cas du chargement cyclique et excessif, les efforts normaux tendent à arracher les rivets et les efforts tangents tendent à cisailer les rivets.

e- Pathologies observées

Les pathologies observées sur le tablier sont sans gravité majeure et ne présentent pas de danger imminent, Néanmoins, il est impératif d'intervenir régulièrement et systématiquement sur l'ouvrage afin d'éviter la propagation irréversible des dégradations. Les dégradations constatées sur les éléments de l'ouvrage sont généralement dues à la corrosion faute des infiltrations des eaux.



Photo 2 : infiltration des eaux à travers les joints du platelage

[Click Here to upgrade to
Unlimited Pages and Expanded Features](#)

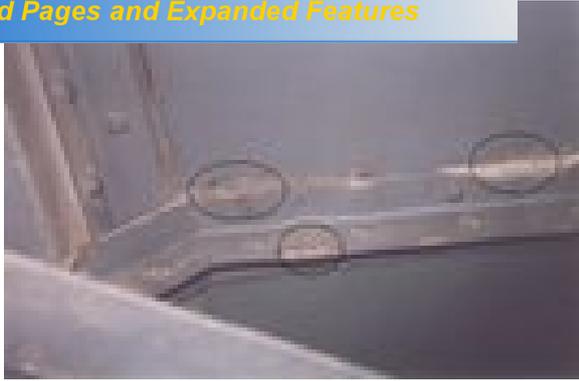


Photo 3 : corrosion foisonnante

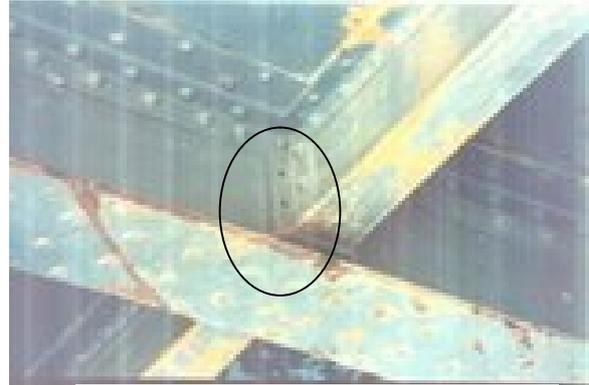


Photo 4: des rivets manquants entre
l'entretoise et le longeron

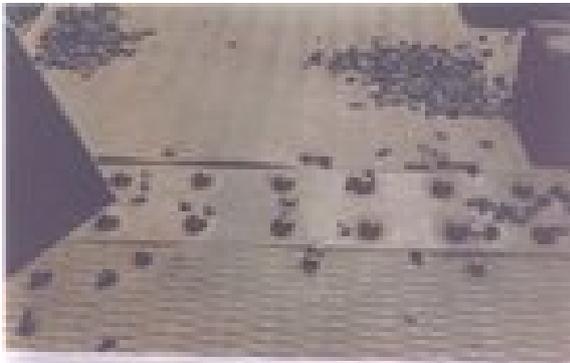


Photo 5 : insuffisance de pince des
éléments du platelage

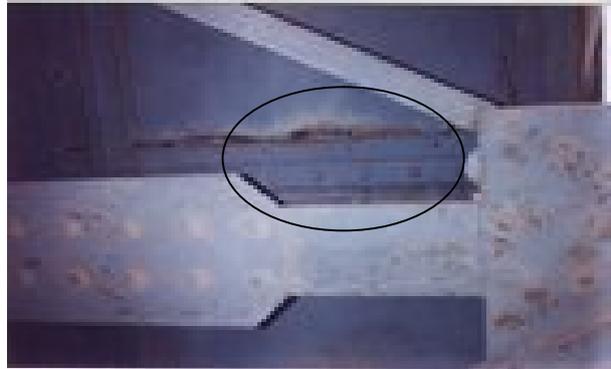


Photo 6 : corrosion creusante

f- Combinaisons de actions :

- Selon les combinaisons fondamentales (2.1) on a :

- Combinaison de actions à l'Etat Limite Ultime : **ELU**

$$1,35 G + 1,35 Q$$

- Selon les combinaisons fondamentales (2.3) on a :

- Combinaison de action à l'état limite de service : **ELS**

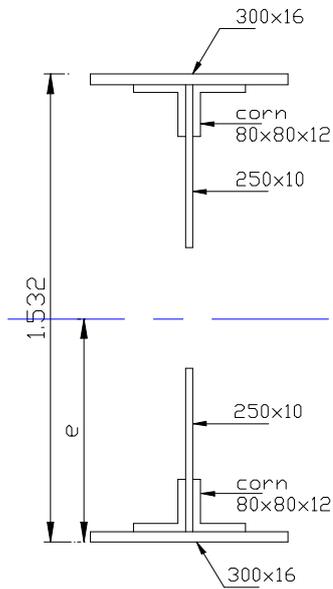
$$G + Q$$

G : représente les charges permanentes

Q : représente les charges d'exploitation

1.35 : coefficient partiel de sécurité des charges permanentes et d'exploitation.

3.2.2.1 - Caractéristiques géométriques de la section



Section totale :

Section brute :

$$A = 217 \text{ cm}^2$$

$$I = 1124092 \text{ cm}^4$$

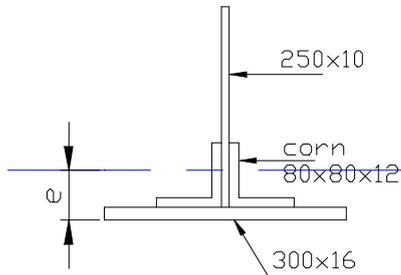
$$e = 76.6 \text{ cm}$$

Section nette :

$$A = 193.52 \text{ cm}^2$$

$$I = 1053739 \text{ cm}^4$$

$$e = 80.91 \text{ cm}$$



Membrane inférieure :

Section brute :

$$A = 108.5 \text{ cm}^2$$

$$I = 4467.88 \text{ cm}^4$$

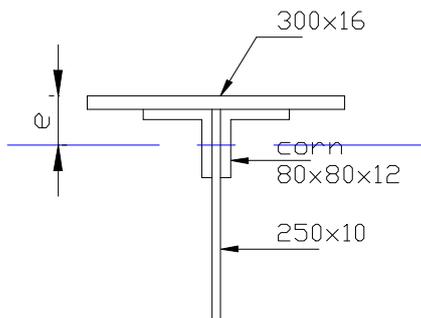
$$e = 4.48 \text{ cm}$$

Section nette :

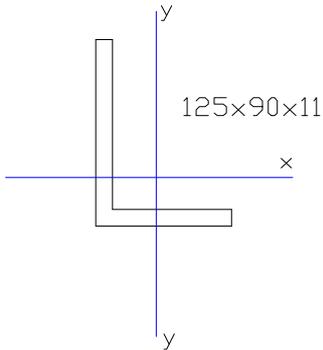
$$A = 96.76 \text{ cm}^2$$

$$I = 4296.43 \text{ cm}^4$$

$$e = 4.92 \text{ cm}$$



Membrane supérieure :

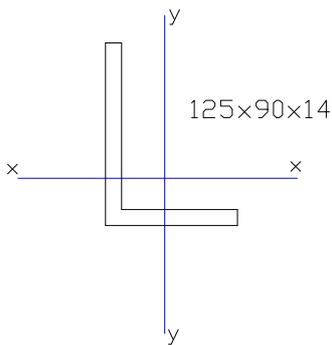


Diagonale 125 x 90 x 11:

$$A = 22.4 \text{ cm}^2,$$

$$I_x = 353 \text{ cm}^4 \quad e_x = 4.04 \text{ cm},$$

$$I_y = 154 \text{ cm}^4 \quad e_y = 2.29 \text{ cm},$$

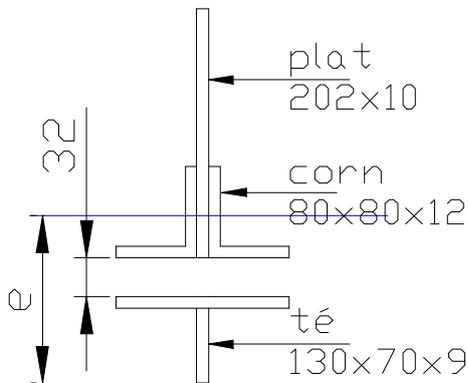


Diagonale 125 x 90 x 14 :

$$A = 28.14 \text{ cm}^2,$$

$$I_x = 433 \text{ cm}^4 \quad e_x = 4.15 \text{ cm},$$

$$I_y = 188 \text{ cm}^4 \quad e_y = 2.4 \text{ cm},$$



Montant :

Cornière :

$$A = 11.0 \text{ cm}^2, \quad e = 1.93 \text{ cm},$$

$$I = 41.3 \text{ cm}^4$$

Section brute:

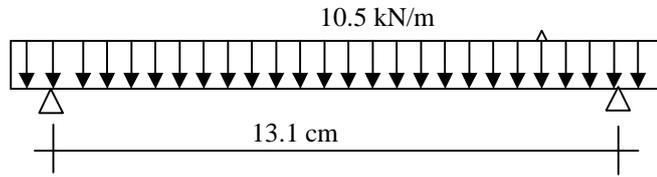
$$A = 59.17 \text{ cm}^2,$$

$$I_x = 2911.3 \text{ cm}^4, \quad e_s = 12.98 \text{ cm}$$

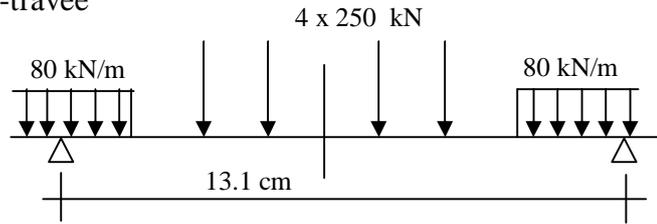
$$I_y = 382.3 \text{ cm}^4$$

Click Here to upgrade to Unlimited Pages and Expanded Features

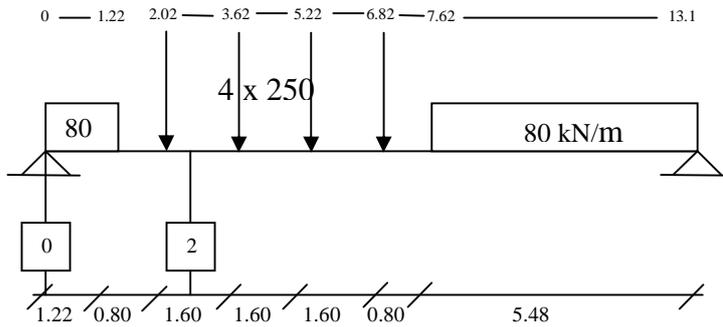
Charge permanente
Mi-travée



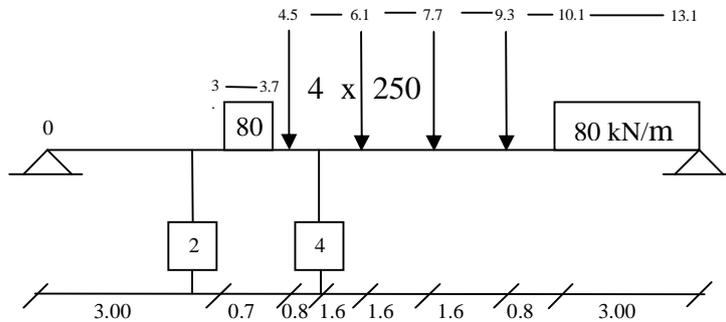
Charge d'exploitation :
Mi-travée



Montant 0 ÷ 2 :



Montant 2 ÷ 4 :



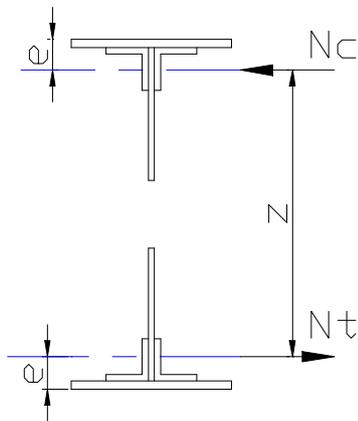
ts fléchissants en kNm

	Charge permanente G	Charge d'exploitation Q	Combinaison ELS	Combinaison ELU
Milieu de travée	225,0	2815,0	3040,0	4104,0

Efforts tranchants en kN

	Charge permanente G	Charge d'exploitation Q	Combinaison ELS	Combinaison ELU
Montant 0-2	68,7	389	457.7	618
Montant 3-4	43,3	251.2	294.5	398.0

3.2.2.3 - Vérification des membrures [7][17]



- Membrane tendue (membrane inférieure)

$$\sigma = \frac{M_{ult}}{z \cdot A_{net}} = \frac{M_{ult}}{(L - 2 \times e) \cdot A_{net}} = \frac{410400}{(153.2 - 2 \times 4.92) \times 96.76} = 29.5 \text{ kN/cm}^2 > f_y = 23.5 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.1)$$

NB : Dépassement important de la limite élastique de l'acier (25.5%)

- Membrane comprimée (membrane supérieure)

$$\sigma = \frac{M_{ult}}{z \cdot A} = \frac{M_{ult}}{(h - 2 \times e) \cdot A} = \frac{410400}{(153.2 - 2 \times 4.48) \times 108.5} = 26.2 \text{ kN/cm}^2 > f_y = 23.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{2970}{108.5}} = 5.24 \text{ cm}$$

$$l_f = l_0 = 121,75 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{l_0}{i_x} = \frac{121.75}{5.24} = 23.23$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{4468}{108.5}} = 6.42 \text{ cm}$$

$$l_f = l_0 = 121,75 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{l_0}{i_y} = \frac{121.75}{6.42} = 19.00$$

$$\sigma_k = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{3.14^2 \cdot 21000}{23.23^2} = 384 \text{ kN/cm}^2$$

$$k = \left(0.5 + 0.65 \cdot \frac{f_y}{\sigma_k} \right) + \sqrt{\left(0.5 + 0.65 \cdot \frac{f_y}{\sigma_k} \right)^2 - \frac{f_y}{\sigma_k}}$$

$$k = \left(0.5 + 0.65 \cdot \frac{24}{384} \right) + \sqrt{\left(0.5 + 0.65 \cdot \frac{24}{384} \right)^2 - \frac{24}{384}} = 1.019$$

$$k\sigma = 1.019 \times 26.2 = 26.7 \text{ kN/cm}^2 > f_y = 23.5 \text{ kN/cm}^2$$

NB : Dépassement important de la limite élastique de l'acier (14%)

3.2.2.4 - Vérification des diagonales [7][17]

- diagonale 125 x 90 x14

$$A = 28,14 \text{ cm}^2,$$

$$I_x = 433 \text{ cm}^4 \quad e_x = 4,15 \text{ cm},$$

$$I_y = 188 \text{ cm}^4 \quad e_y = 2.40 \text{ cm},$$

- Diagonale tendue

$$N_{ult} = \frac{618}{2 \times \sin 50.935} = 398 \text{ kN} \quad (\text{Voir schéma ci-dessous})$$

$$\sigma = \frac{N_{ult}}{A} + \frac{N_{ult} e_y}{I_y} \cdot e_y = \frac{398}{28.14} + \frac{398 \times 2.40}{188} \times 2.40 = 26.3 \text{ kN/cm}^2 > f_y = 23.5 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.2)$$

NB : Dépassement important de la limite élastique de l'acier (12%)

Stabilité au flambement

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{188}{28.14}} = 2.58 \text{ cm}$$

$$l_f = l_0 = 193.2 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{l_0}{2 \times i_y} = \frac{193.2}{2 \times 2.58} = 37.4$$

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{3.14^2 \cdot 21000}{37.4^2} = 148 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{N_{ult}}{A} = \frac{398}{28.14} = 14.1 \text{ kN/cm}^2 < f_y = 23.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_f = \frac{N_{ult} \times e_y}{I_y} \times e_y = \frac{398 \times 2.40}{188} \times 2.40 = 12.2 \text{ kN/cm}^2$$

$$\mu = \frac{\sigma_{cr}}{\sigma} = \frac{148}{21} = 7.05$$

$$k_1 = \frac{\mu - 1}{\mu - 1.3} = \frac{7.05 - 1}{7.05 - 1.3} = 1.052$$

$$k_f = \frac{\mu + \alpha}{\mu - 1.3} = \frac{7.05 + 0.25}{7.05 - 1.3} = 1.269$$

$$k_1 \sigma + k_f \sigma_f = 1.052 \times 14.1 + 1.269 \times 12.2 = 30.3 \text{ kN/cm}^2 > f_y = 23.5 \text{ kN/cm}^2$$

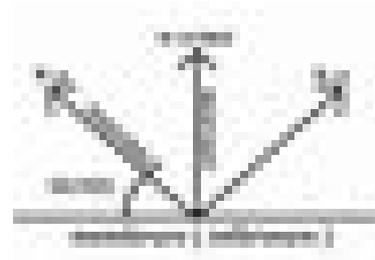
NB : Dépassement important de la limite élastique de l'acier (29%)

1- diagonale 125 x 90 x 11

$$A = 22.4 \text{ cm}^2,$$

$$I_x = 353 \text{ cm}^4 \quad e_x = 4.04 \text{ cm},$$

$$I_y = 154 \text{ cm}^4 \quad e_y = 2.29 \text{ cm},$$



$$N_{ult} = \frac{398}{2 \times \sin 50.935} = 256 \text{ kN}$$

$$\sigma = \frac{N_{ult}}{A} + \frac{N_{ult} \cdot e_y}{e_y} = \frac{256}{22.4} + \frac{256 \times 2.29}{154} \times 2.29 = 20.7 \text{ kN/cm}^2 < f_y = 23.5 \text{ kN/cm}^2$$

- Diagonale comprimée

Stabilité au flambement

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{154}{22.4}} = 2.62 \text{ cm}$$

$$l_f = l_0 = 193.2 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{l_0}{2 \times i_y} = \frac{193.2}{2 \times 2.62} = 36.9$$

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{3.14^2 \cdot 21000}{36.9^2} = 152 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{N_{ult}}{A} = \frac{256}{22.4} = 11.4 \text{ kN/cm}^2 < f_y = 23.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_f = \frac{N_{ult} \times e_y}{I_y} \times e_y = \frac{256 \times 2.29}{154} \times 2.29 = 12.8 \text{ kN/cm}^2$$

$$\mu = \frac{\sigma_{cr}}{\sigma} = \frac{152}{16.9} = 9.00$$

$$k_1 = \frac{\mu - 1}{\mu - 1.3} = \frac{9.00 - 1}{9.00 - 1.3} = 1.039$$

$$k_f = \frac{\mu + \alpha}{\mu - 1.3} = \frac{9.00 + 0.25}{9.00 - 1.3} = 1.201$$

$$k_1 \sigma + k_f \sigma_f = 1.039 \times 11.4 + 1.201 \times 12.8 = 22.3 \text{ kN/cm}^2 < f_y = 23.5 \text{ kN/cm}^2$$

- **Actions et combinaisons d'actions**

G: charges permanentes

Q: actions variables

γ_G : coefficient partiel de sécurité des charges permanentes

γ_Q : coefficient partiel de sécurité des actions variables

- **Matériau**

f_y : valeur nominale de la limite d'élasticité

f_u : valeur nominale de la limite de rupture

τ_y : contrainte limite en cisaillement

E: module d'élasticité longitudinale

G: module d'élasticité transversale

γ : charge volumique

- **Géométrie et caractéristiques géométriques des sections**

A: aire de la section transversale

I: inertie de flexion

e: excentricité par rapport au centre de gravité de la section transversale

i: rayon de giration

w: module élastique de flexion

h : hauteur de la poutre

- **Forces et sollicitations**

M: moment fléchissant

N: effort normal

V: effort tranchant

q: charge transversale répartie

- **Contraintes**

σ : contrainte longitudinale

τ : contrainte transversale

λ : élancement

N_{cr} : effort normal critique d'Euler

μ : rapport de l'effort normal critique d'Euler à l'effort normal sollicitant

k, k_1, k_f : coefficients de flambement

α : facteur d'imperfection caractérisant une courbe de flambement

- **Indices**

c: référence à la compression

cr: référence à la valeur critique d'Euler

inf: référence de la fibre inférieure au centre de gravité de la section

net: référence à l'aire nette d'une section transversale sans boulons

ser: référence à l'état limite de service

sup: référence de la distance de la fibre supérieure au centre de gravité

t: référence à la traction

u: référence à la contrainte minimale de rupture

ult: référence à l'état limite ultime

x: axe longitudinale d'une barre

y: axe d'inertie maximale d'une section

référence à la limite d'élasticité

z: axe d'inertie principale minimale d'une section

ODE MADS-MOSAR AU PONT

L'activité de construction est l'une des plus anciennes de l'humanité. Depuis l'antiquité de nombreux ouvriers ont trouvé la mort dans les grands chantiers de l'histoire (la construction des pyramides, la fondation des villes, la muraille de Chine¹). D'autres hommes sont morts, à la suite d'un tremblement de terre, d'une éruption volcanique ou d'une inondation, écrasés par les blocs des murs qu'ils avaient édifiés.

De ce fait, la prévention des risques a toujours été une préoccupation essentielle des ingénieurs du génie civil, que ce soit lors de la conception des ouvrages, de leur construction, ou de leur exploitation. Ce souci permanent d'obtenir des ouvrages fiables et sécuritaires n'a pas pour autant été formalisé par les concepts de l'analyse de risques. Ainsi, des générations d'ingénieurs du génie civil ont fait et font de l'analyse de risques sans utiliser nécessairement le cadre et les termes consacrés dans le contexte industriel et appliqués en Sécurité de Fonctionnement.

Aujourd'hui, deux éléments importants influencent les objectifs de recherche et développement en génie civil. Tout d'abord, l'activité du génie civil se positionne plus particulièrement dans la phase d'exploitation d'ouvrages existants plutôt que dans celui de la conception et la construction d'ouvrages neufs. En effet, Les préoccupations des ingénieurs du génie civil se concentrent sur l'optimisation de la maintenance et l'augmentation de la durabilité. D'autre part, la société qui se trouve confrontée aux risques naturels et technologiques, exige une forte transparence envers les risques. Par conséquent, on constate de nos jours une volonté nette de la communauté scientifique du génie civil de faire part du domaine de l'analyse des risques.

Dans un contexte systémique, et pour une meilleure gestion des risques du pont PK 107+373, nous allons essayer d'utiliser la méthode MADS-MOSAR pour tirer profit de tous ces avantages dans ce domaine et contribuer à une étude plus efficace de cet ouvrage d'art. Les différentes étapes de l'analyse des risques ont été faites grâce à la littérature disponible et l'aide d'experts en génie-civil.

l'étude se trouve dans la commune de Ouled Mimoun à 32 km de la ville de Tlemcen.

Il est situé à 450 m à l'ouest de la gare ferroviaire de la commune et franchit Oued Isser au PK 107+373 de la ligne « Oued Tlélat-Frontière Maroc ». Il a été mis en service en 1889, et a une ouverture de 30m et une largeur de 4.5m.

L'ouvrage est non ballasté, les traverses sont en bois, un platelage de 7mm d'épaisseur est fixé sur longerons et pièces de pont de manière à construire un contreventement efficace de l'ensemble et constitue une couverture du tablier.

Les éléments constitutifs de l'ouvrage sont représentés sur la figure ci-dessous (fig 3.6).

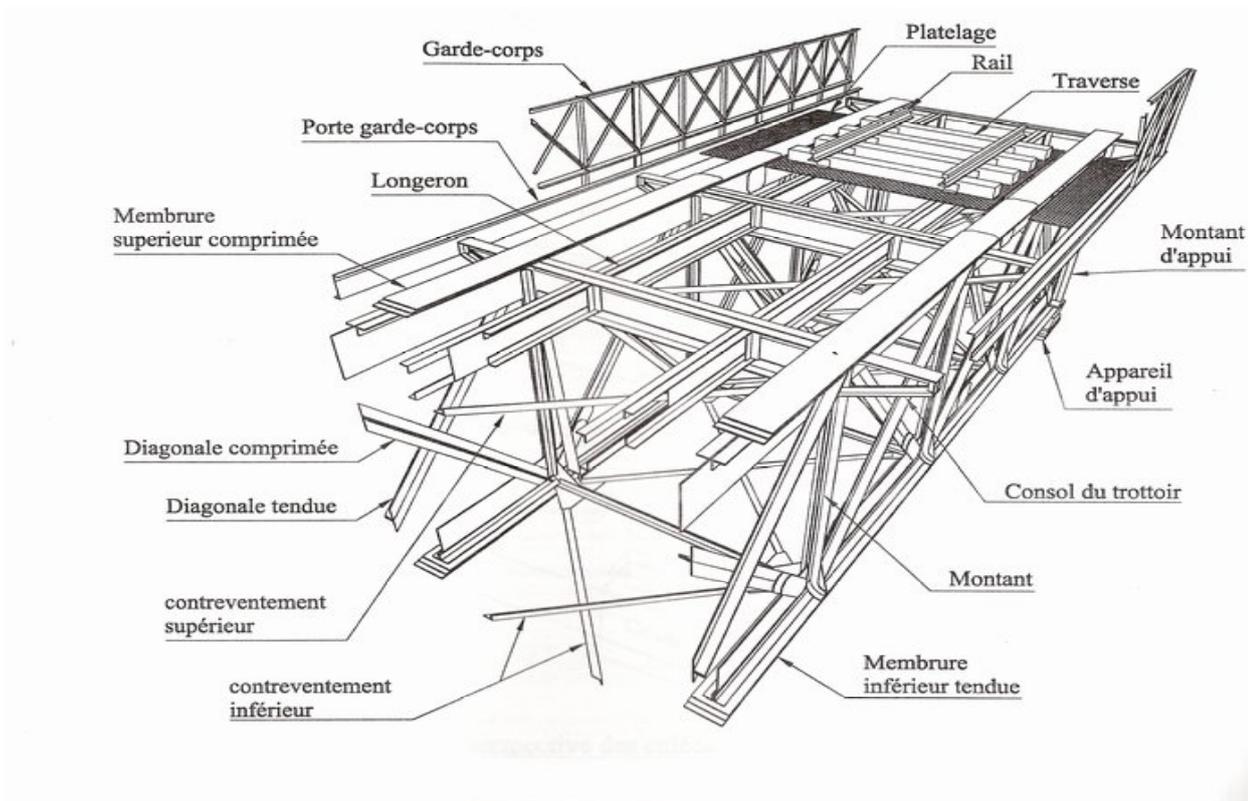


Fig 3.6 : Eléments constitutifs de l'ouvrage

A partir du schéma ci-dessus et [18][20][21], notre système peut être décomposé en 4 sous-systèmes

Etape 1 : Identification des sources de danger

Sous-système SS1 :

Tableau 3.1 : identification des sources de danger pour le sous-système « Tablier »

Types de systèmes sources de danger	Phase de vie	Evènements initiateurs		Evènements initiaux		Evènements principaux
		Externes (Environnement actif)	interne	Liés au contenant	Liés au contenu	
S/Système SS1 Tablier						
Longerons		<ul style="list-style-type: none"> - eaux pluviales - manque d'entretien - agents agressifs (salissure, végétations, poussière, vandalisme) - charges excessives - charges cycliques 	<ul style="list-style-type: none"> - infiltration des eaux - vibration 	<ul style="list-style-type: none"> - défaut d'étanchéité - défaut d'évacuation des eaux 	<ul style="list-style-type: none"> - écartement joints du platelage 	<ul style="list-style-type: none"> - enrrouillement - corrosion - perforation - fatigue - fissures - réduction d'épaisseur - diminution de résistance - déformation excessive - rupture

es approches au pont

		<ul style="list-style-type: none"> - agents agressifs (salissure, végétations, poussière, vandalisme) - charges excessives - charges cycliques 	<ul style="list-style-type: none"> - infiltration des eaux - vibration 	<ul style="list-style-type: none"> - gonflement du platelage - défaut d'étanchéité - défaut d'évacuation des eaux 	<ul style="list-style-type: none"> - écartement des rivets 	<ul style="list-style-type: none"> - enrouillement - corrosion - perforation - fatigue - fissures - réduction d'épaisseur - diminution de résistance - déformation excessive - rupture
Attaches (rivets, plaques)		<ul style="list-style-type: none"> - manque d'entretien - charges excessives - charges cycliques 	<ul style="list-style-type: none"> - infiltration des eaux - enrouillement - corrosion - vibration 	<ul style="list-style-type: none"> - Absence des dispositifs d'évacuation d'eau 	<ul style="list-style-type: none"> - vibration 	<ul style="list-style-type: none"> - rupture des assemblages - détachement des rivets

Tableau 3.2 : Identification des sources de danger pour le sous-système « Equipements »

Types de système sources de danger	Phase de vie	Evènements initiateurs		Evènements initiaux		Evènements principaux
		Externes (Environnement actif)	interne	Liés au contenant	Liés au contenu	
S/Système SS2 Equipements						
Appareils d'appui		- défaut de conception - défaut d'entretien	- Dépôts divers (poussières, végétation, etc.)		- absence de couvre joint	- mauvais comportement du tablier et/ou des appuis - blocage des appareils d'appui
Platelage		- défaut de conception - manque d'entretien	- infiltration des eaux - écartement des rivets	- gonflement du platelage		- corrosion
Rails		- vandalisme - charges cycliques - manque d'entretien			- boulons desserrés	- déformation - déraillement
traverses		- eaux pluviales - vandalisme - charges cycliques - manque d'entretien	- infiltration des eaux - boulons cassés ou manquants	- gonflement bois de traverse - pourrissement du bois	- boulons desserrés	- déformation - rupture - déraillement

Tableau 9.5 : Identification des sources de danger pour le sous-système « Appuis »

Types de système sources de danger	Phase de vie	Evènements initiateurs		Evènements initiaux		Evènements principaux
		Externes (Environnement actif)	interne	Liés au contenant	Liés au contenu	
S/Système SS3 Appuis						
Bancs d'appui		- agents agressifs - vandalisme - séisme	- stagnation des eaux	- cavité	- disjointoiment	- fissure - fracture
Mur de front		- chocs de véhicules - agents agressifs - vandalisme - séisme - intempérie	- infiltration des eaux - bombement	- cavité - défaut de verticalité	- disjointoiment	- fissure - fracture - rupture du mur - rupture des éléments de pont
Mur en retour		- chocs de véhicules - agents agressifs - vandalisme - séisme	- bombement	- cavité - défaut de verticalité	- disjointoiment	- fissure - fracture - rupture des éléments de pont
fondations		- mauvais sol - charges excessives - Mouvement de sol		- affaissement de terrain		- rupture des éléments de pont - effondrement de pont
Mur garde grève		- chocs de véhicules - agents agressifs - vandalisme - séisme	- infiltration des eaux	- cavité - affaissement de terrain		- fissure - fracture - rupture des éléments de pont

Tableau 3.4 : Identification des sources de danger pour le sous-système « Poutres »

Types de système sources de danger	Phase de vie	Evènements initiateurs		Evènements initiaux		Evènements principaux
		Externes Environnement actif	interne	Liés au contenant	Liés au contenu	
S/Système SS4 Poutres						
Membrures inférieures		- choc de véhicules - agents agressifs - manque d'entretien - conditions d'exploitation	- enrouillement - corrosion - fatigue	- flambement	- foisonnement	- rupture des assemblages - déformation excessive - rupture de l'élément
Membrures supérieures		- agents agressifs - manque d'entretien - condition d'exploitation	- enrouillement - corrosion - fatigue	- flambement	- foisonnement	- fissures de fatigue - Perte de section - réduction d'épaisseur - rupture de l'élément
Diagonales		- agents agressifs - manque d'entretien - vandalisme - condition d'exploitation	- enrouillement - corrosion - fatigue	- flambement	- foisonnement	- perte de section - réduction d'épaisseur - diminution de la résistance - élément rompu
montants		- agents agressifs - manque d'entretien - vandalisme - condition d'exploitation	- enrouillement - corrosion - fatigue	- flambement	- foisonnement	- perte de section - réduction d'épaisseur - diminution de la résistance - rupture des assemblages



Your complimentary
use period has ended.
Thank you for using
PDF Complete.

[Click Here to upgrade to
Unlimited Pages and Expanded Features](#)

es approches au pont

scenarios de danger [19][21][22]

cas on admet que les scénarios de dangers sont connus aussi grâce au retour d'expérience.

Cependant, il est intéressant de pouvoir générer des scénarios d'accidents possibles.

La première partie consiste à représenter chaque sous-système sous forme d'une boîte noire, dont les entrées sont les événements initiateurs (internes ou externes) et les sorties sont les événements principaux.

On obtient les différentes boîtes noires suivantes :

- eaux pluviales
- manque d'entretien
- agents agressifs (salissure, végétations, poussière, vandalisme)
- charges excessives
- charges cycliques
- infiltration des eaux
- vibration
- enrouillement
- corrosion

**SS1
Tablier**

- enrouillement
- corrosion
- perforation
- fatigue
- fissures
- réduction d'épaisseur
- diminution de résistance
- déformation excessive
- rupture
- rupture des assemblages
- détachement des rivets

- défaut de conception
- manque d'entretien
- vandalisme
- charges cycliques
- eaux pluviales
- Dépôts divers (poussières, végétation, etc.)
- infiltration des eaux
- écartement des rivets
- boulons manquants ou cassés de la traverse

**SS2
Equipements**

- mauvais comportement du tablier et/ou des appuis
- blocage des appareils d'appui
- corrosion
- déformation
- rupture
- déraillement

- agents agressifs
- vandalisme
- séisme
- intempérie
- mauvais sol
- charges excessives
- Mouvement de sol
- stagnation des eaux
- infiltration des eaux
- bombement

**SS3
Appuis**

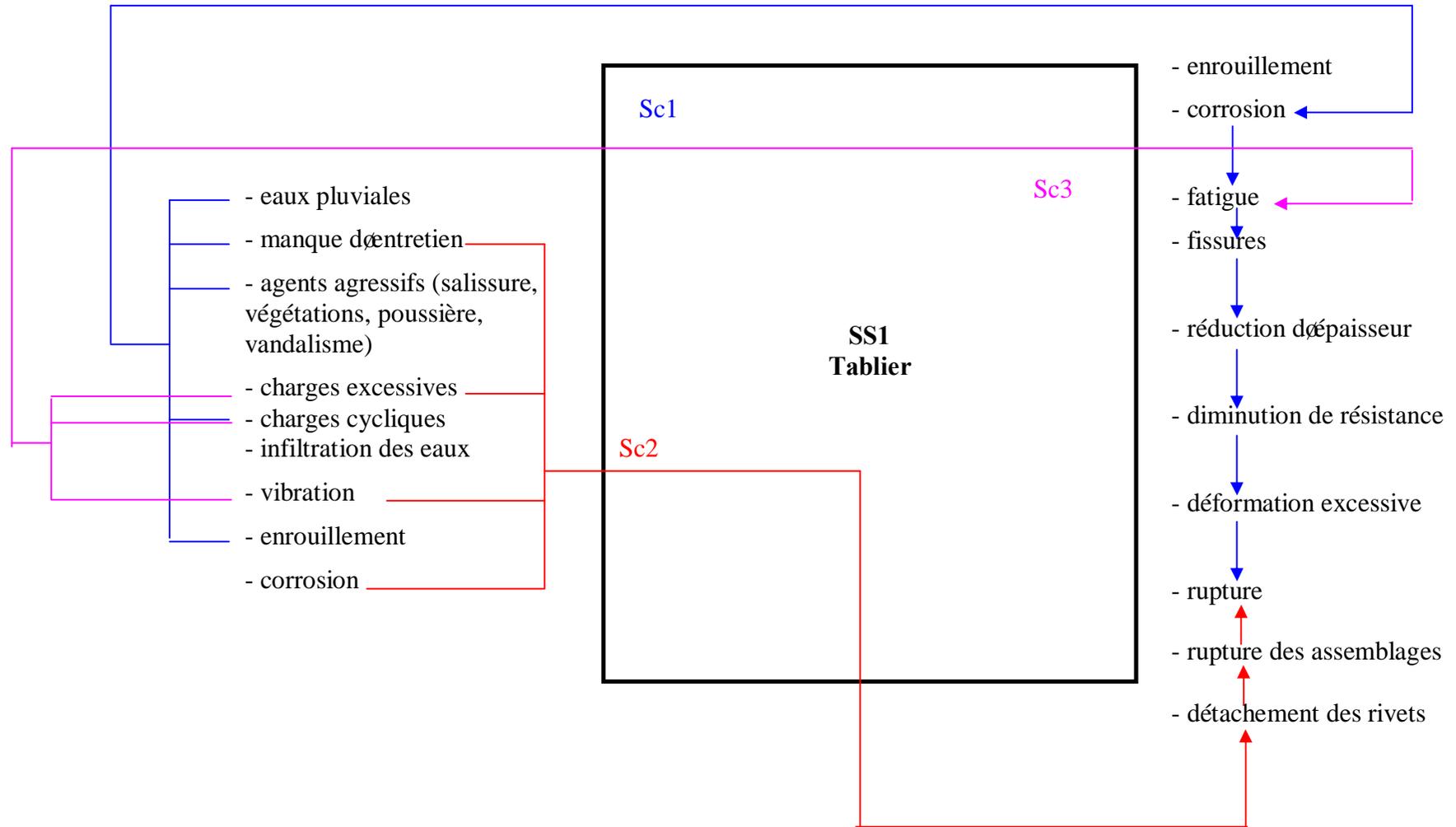
- fissure
- fracture
- rupture des éléments de pont
- effondrement de pont

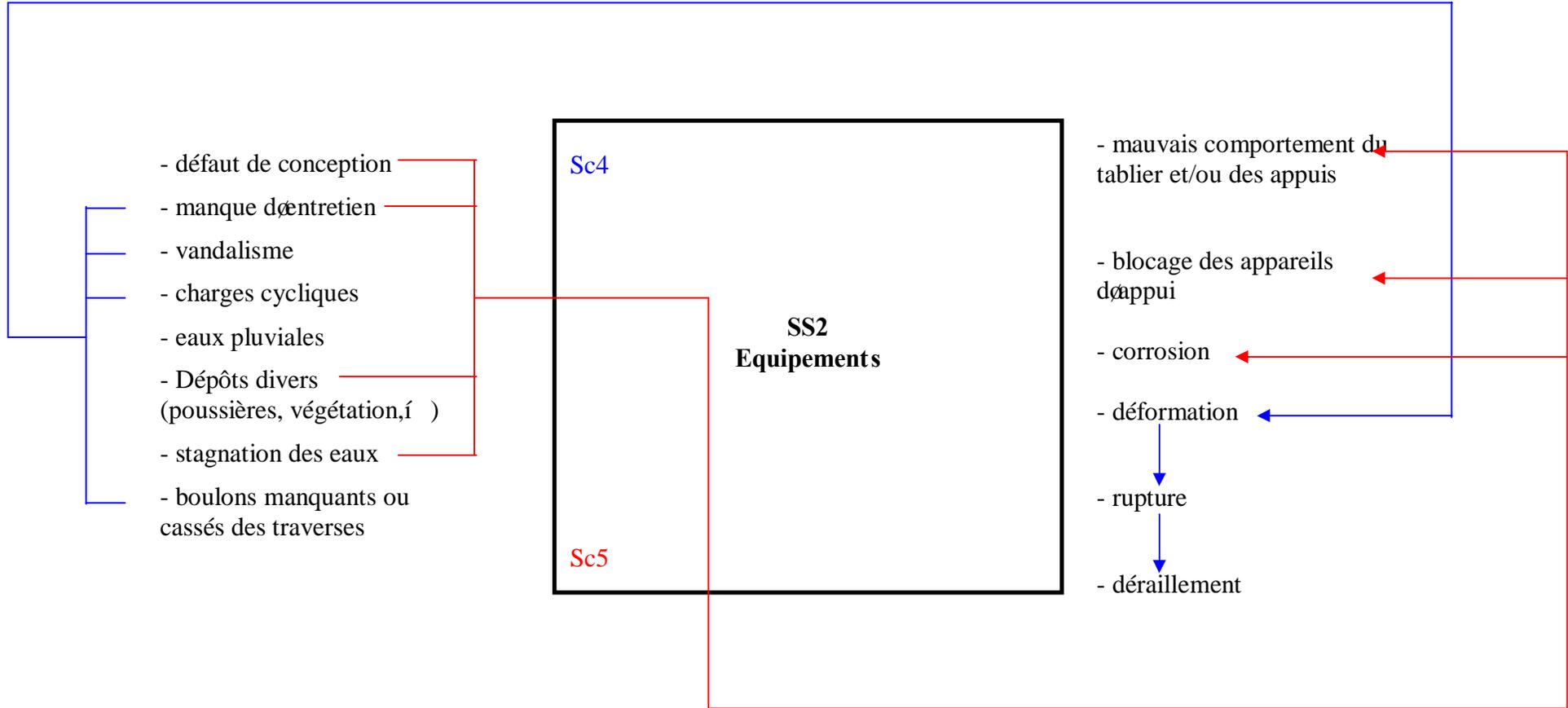
- choc de véhicules
- agents agressifs
- manque d'entretien
- conditions d'exploitation
- vandalisme
- enrrouillement
- corrosion
- fatigue

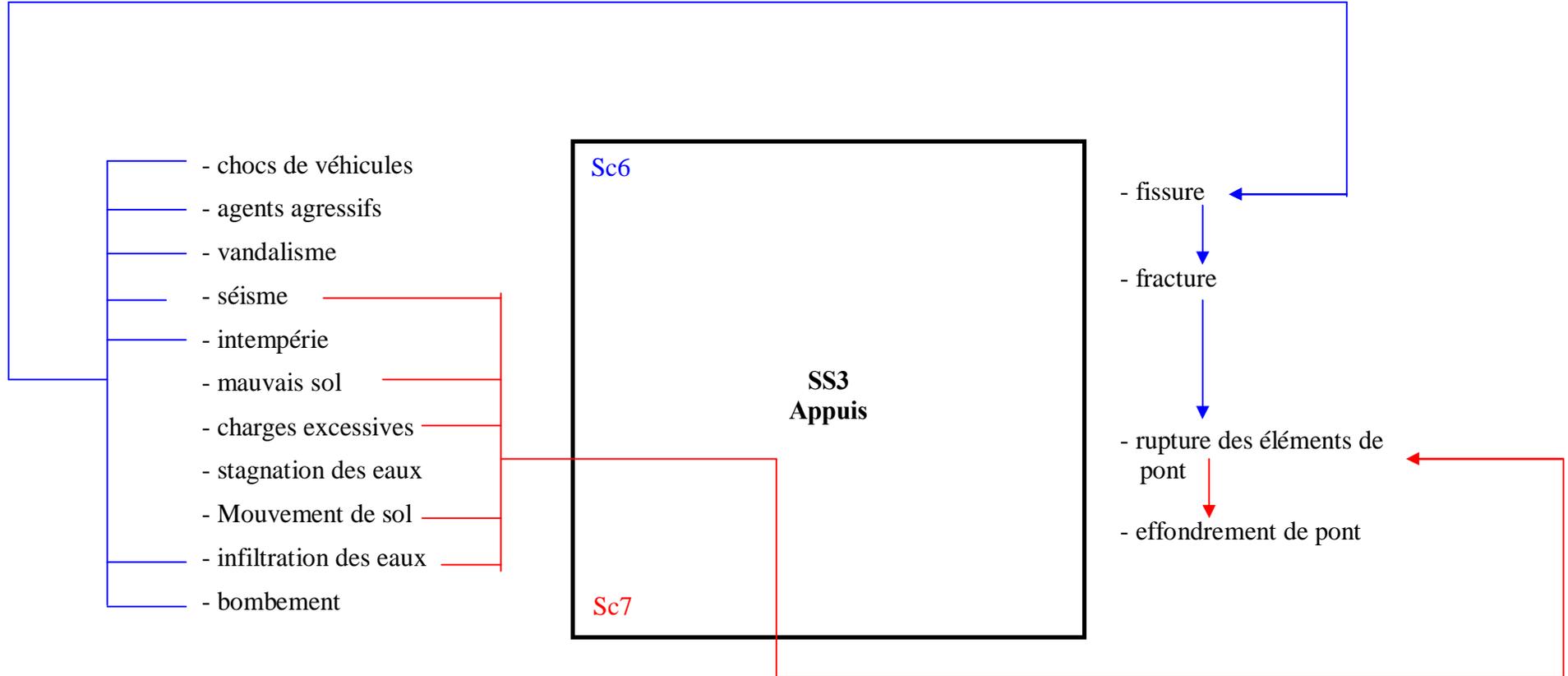
**SS4
Poutres**

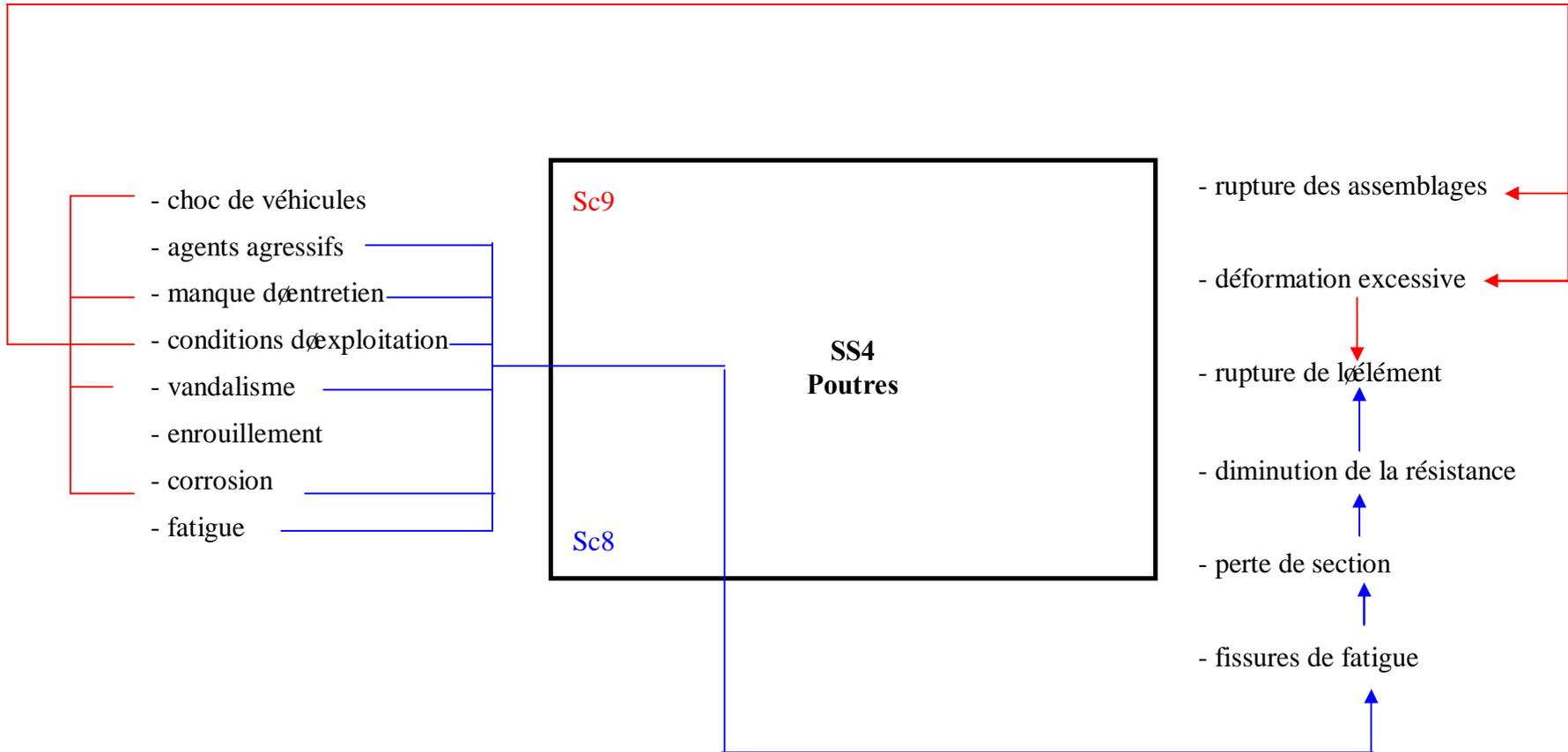
- rupture des assemblages
- déformation excessive
- rupture de l'élément
- diminution de la résistance
- perte de section
- fissures de fatigue

de faire apparaître les liaisons entre les événements d'entrées et les événements de sortie





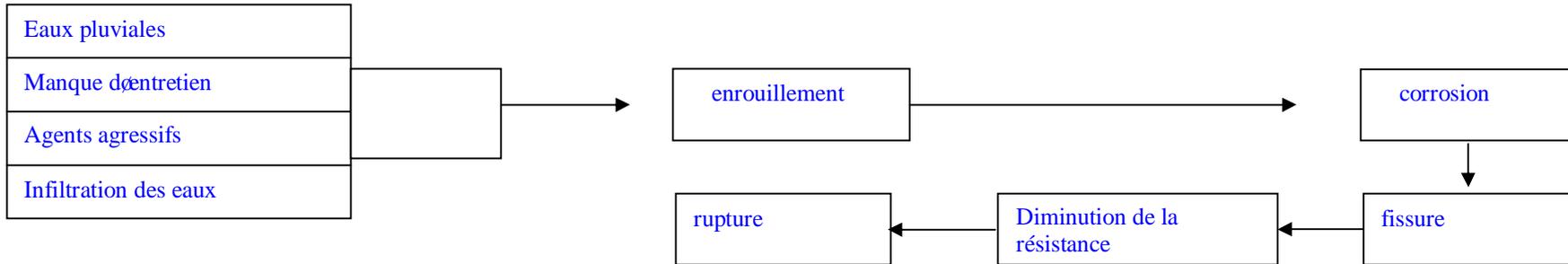




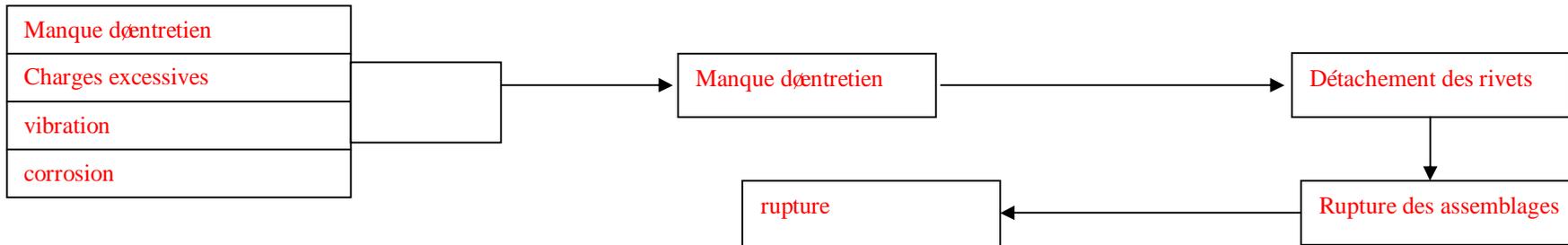
Les approches au pont

é, on peut représenter les scénarios comme suit :

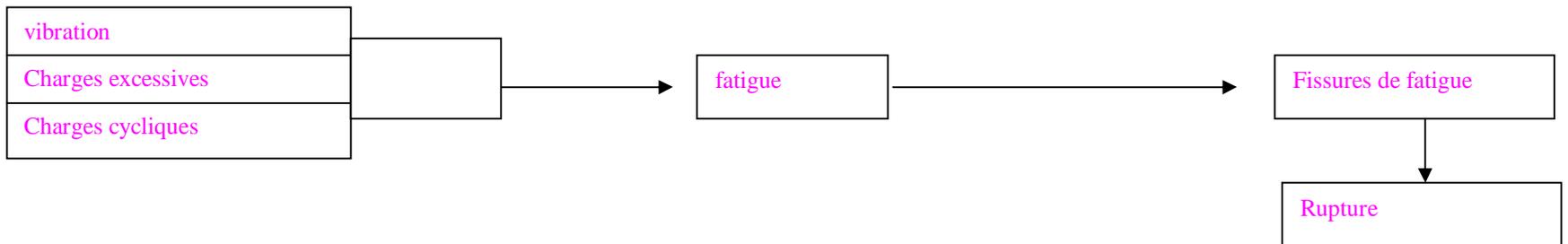
Sc1



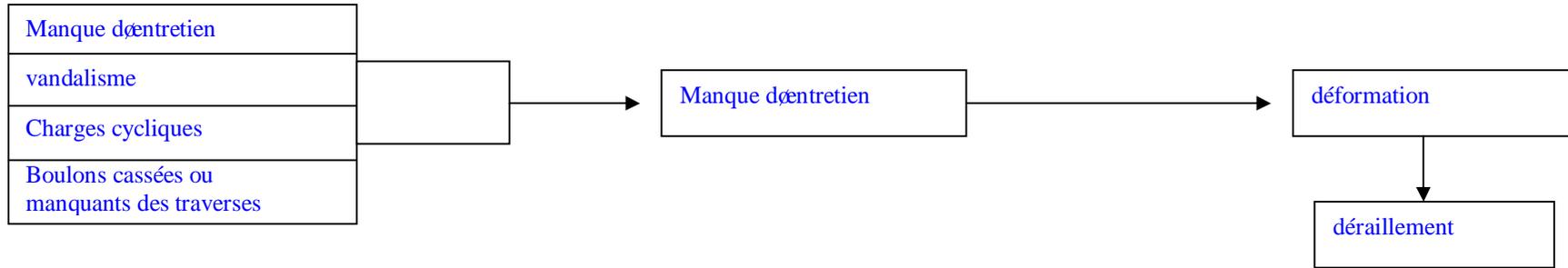
Sc2



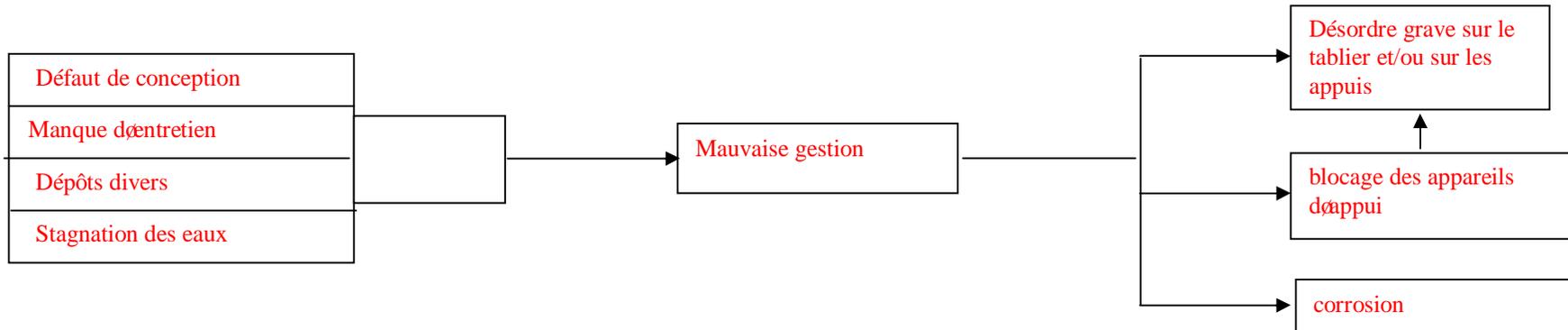
Sc3



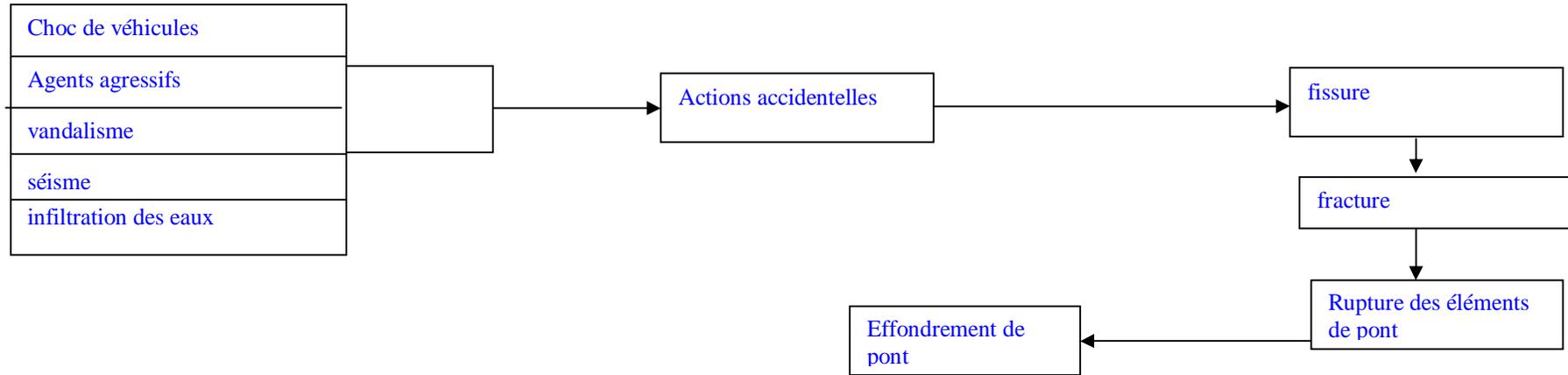
Sc4



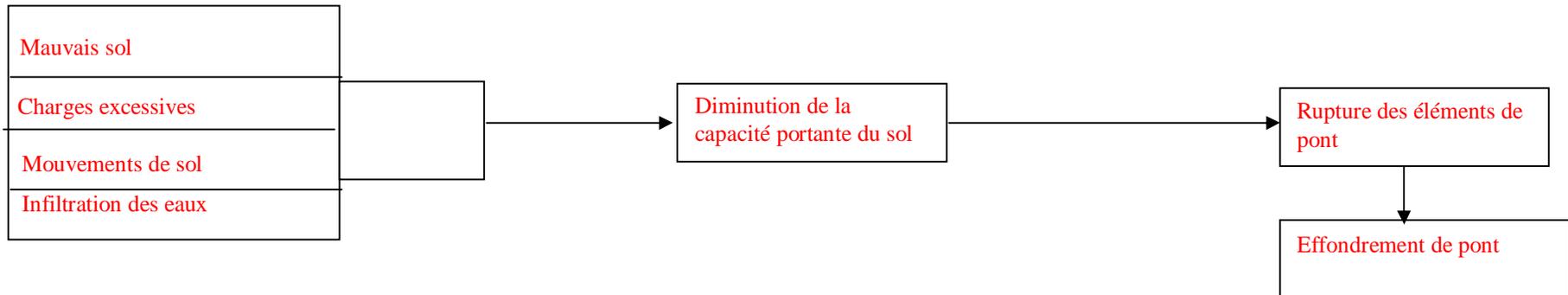
Sc5



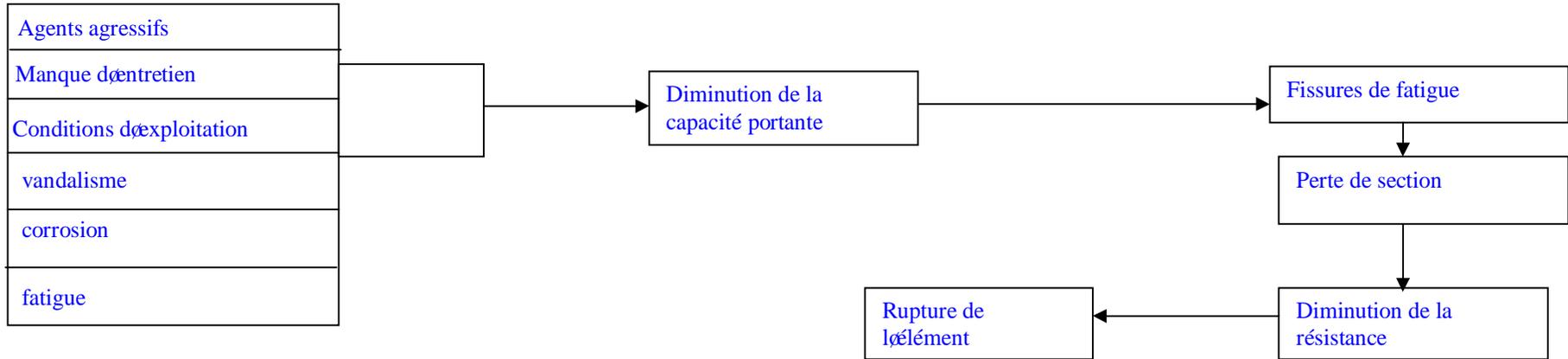
Sc6



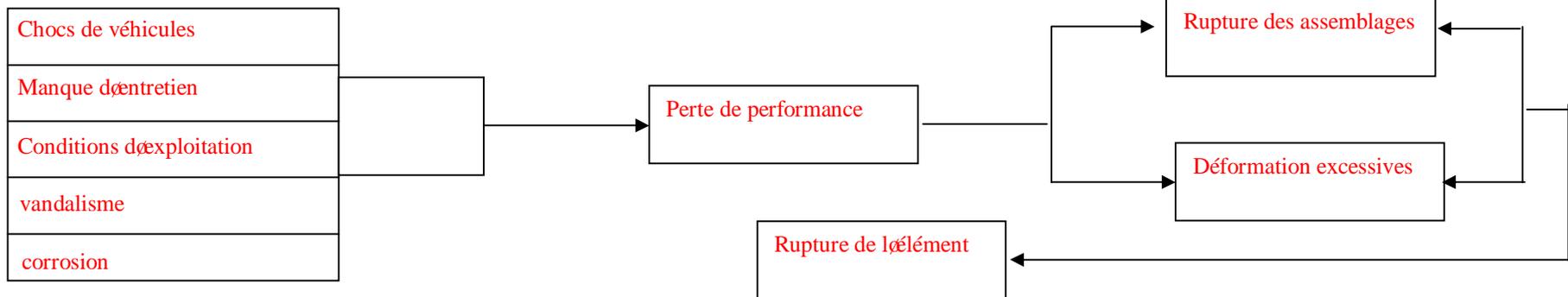
Sc7



Sc8

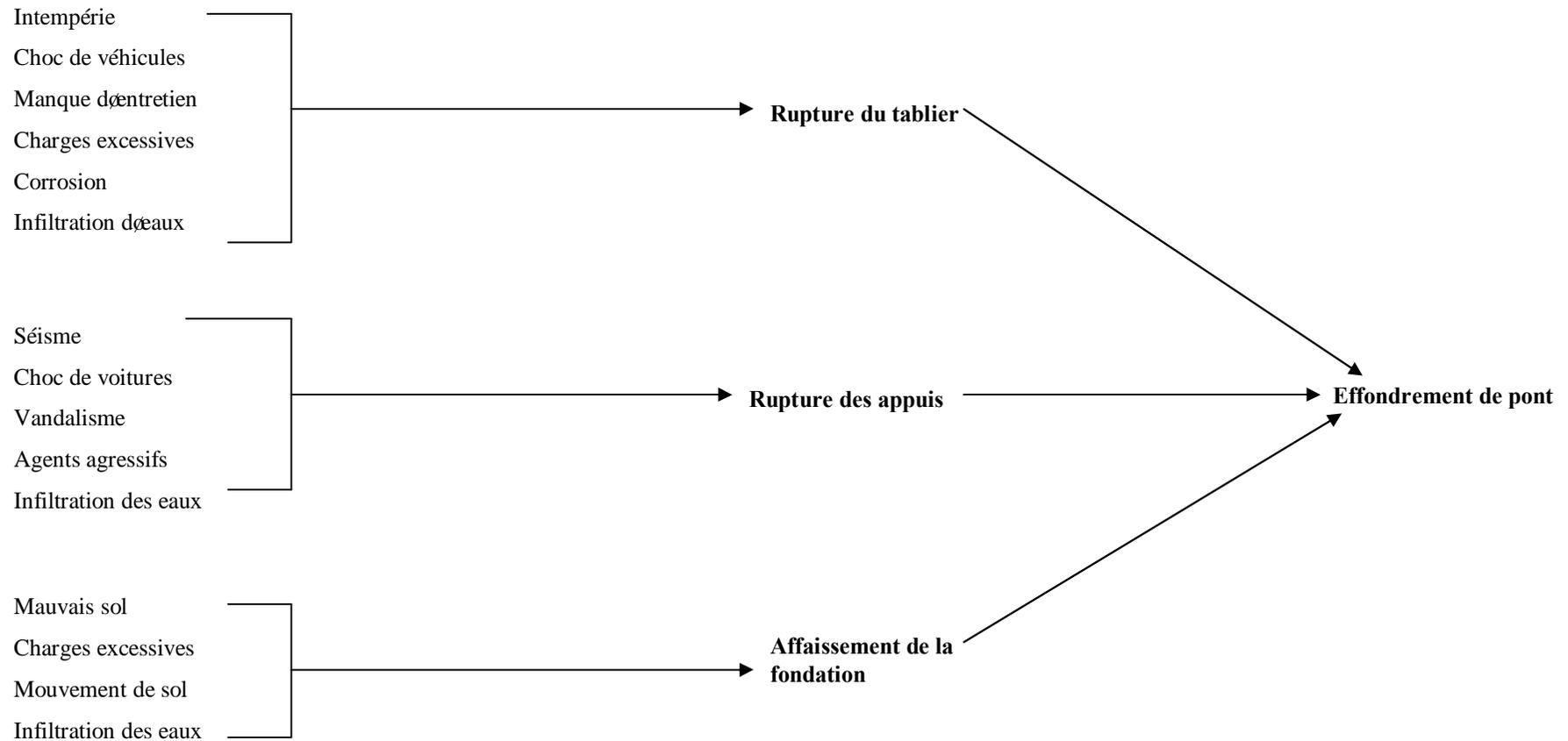


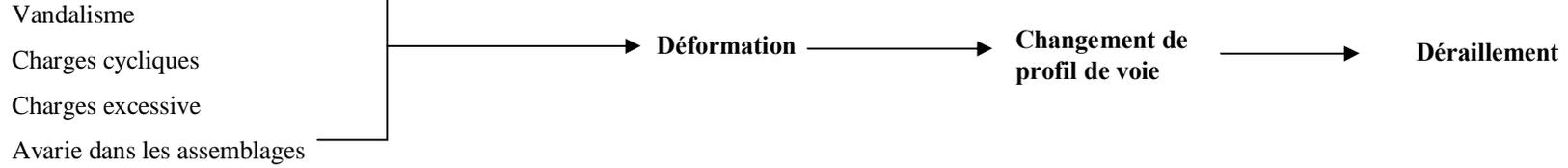
Sc9



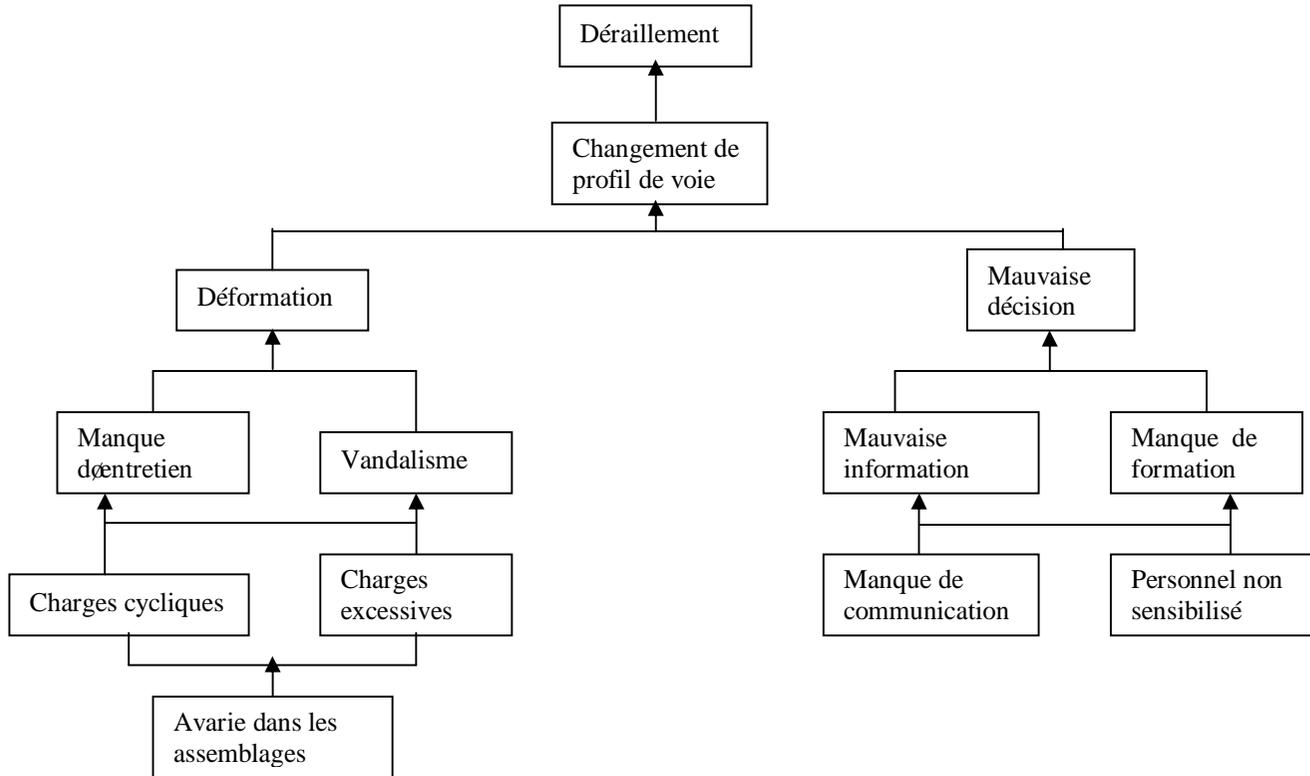
En complément de quelques scénarios courts, nous allons envisager des scénarios dits longs. Si on met toutes les causes dans le même plan, il est possible de relier les sorties de certaines boîtes qui sont de même que les entrées d'autres boîtes. De cette façon, on obtient les scénarios longs tels que ceux représentés ci-dessous menant à l'effondrement du pont et l'autre provoquant le déraillement du train. Les mêmes exemples ont été reproduits sous forme d'arbres des causes (au lieu du processus Markovien) permettant une meilleure visualisation des enchaînements pouvant conduire à chaque E.N.S. En effet une représentation graphique simplifie la compréhension sans nuire à la restitution de la complexité des phénomènes observés.

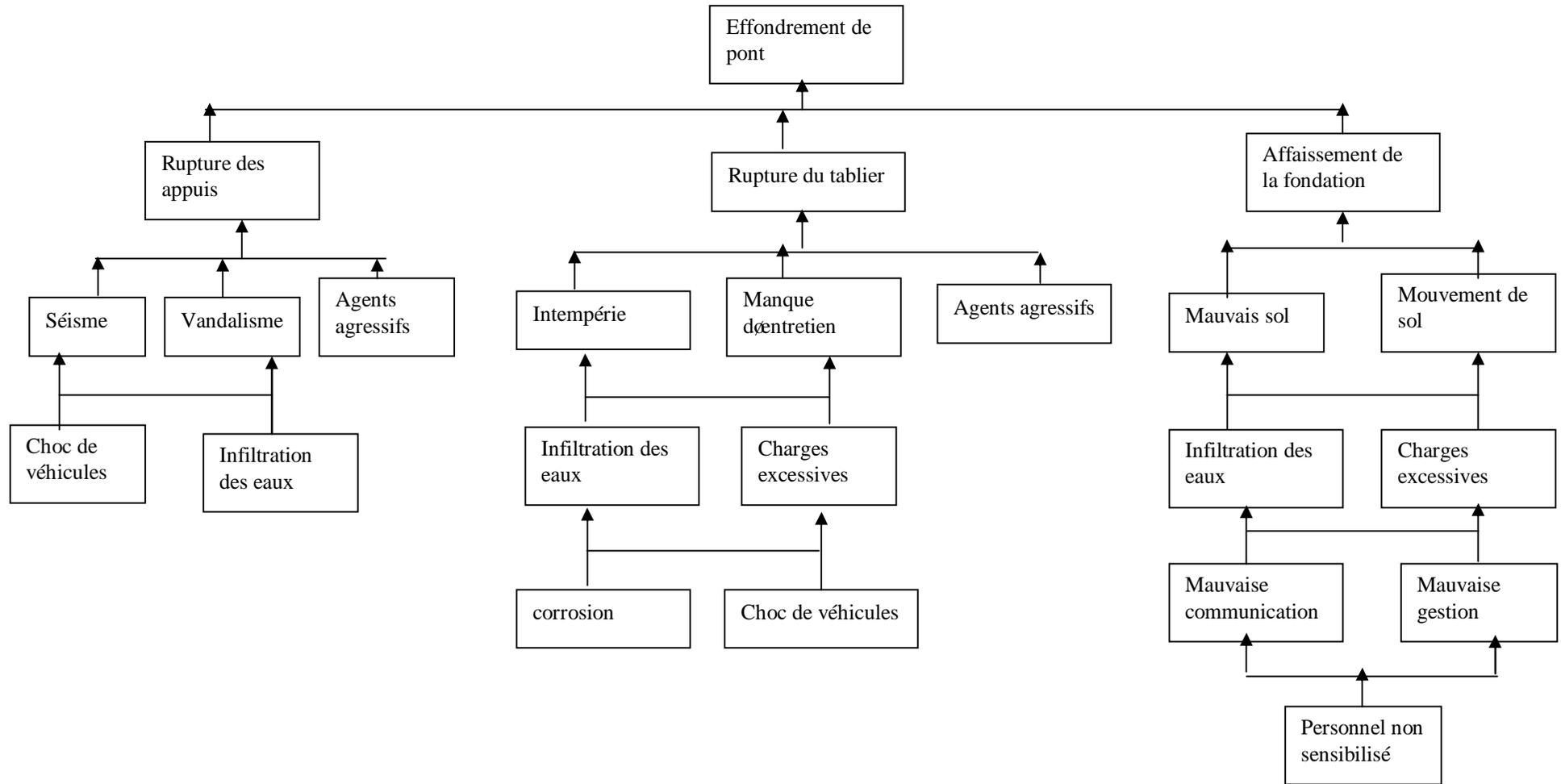
Sc10





Arbre des causes





Cette étape permet d'évaluer les risques soit quantitativement à l'aide de logiciels ou d'approches mathématiques disponibles, aussi qualitativement par un travail de groupe si le calcul n'est pas réalisable.

Dans notre étude, nous avons repris les scénarios de risque, puis nous avons intégré l'approche probabiliste (partie 3.4) pour l'évaluation des scénarios de risque. Nous n'avons considéré que les scénarios conduisant à un effondrement de pont sinon au déraillement du train i.e. Les scénarios concernant les éléments du pont considérés défaillants par la méthode semi-probabiliste.

3.3.5 - Négociation d'objectifs et hiérarchisation des scénarios [23][24]

Jusqu'ici nous n'avons pas situé le travail d'analyse par rapport à des objectifs.

Dans un premier temps, il est nécessaire de construire un outil qui permet de concrétiser ces objectifs.

Celui choisi est la grille gravité X probabilité. Donc, on négocie les niveaux des deux axes de la grille.

L'évaluation de l'état d'un pont est basée sur les résultats de l'inspection détaillée qui s'effectue chaque six ans, et sur les contrôles courants qui s'effectuent à intervalles de deux ans. Les dégradations et les défauts détectés au cours des inspections sont classés par catégories selon la gravité du défaut sur la capacité portante du pont.

Ainsi, nous pouvons citer quatre niveaux de gravité :

G1 : Bon état

Défauts insignifiants qui ne demandent pas de restrictions d'utilisation et ne réduisent pas immédiatement le niveau de service ou la durabilité du pont. Les opérations de maintenance peuvent être exécutées normalement par le service de maintenance à un coût moins élevé.

G2 : Etat peu satisfaisant

Défauts moyens qui ne demandent pas de restrictions d'utilisation et doivent être corrigés dans une courte période de temps, parce que la capacité portante et le niveau de service peuvent être réduits. Ceci correspond à de faibles pertes de section, faibles fissurations.

G3 : Mauvais état

Dommages graves. L'extension du dommage nécessite une action corrective immédiate et les mesures sévères de sécurité doivent être prises jusqu'à la fin des travaux de restauration. Ceci correspond à de pertes de section et de détériorations.

G4 : Etat grave

Délaissements et négligence totale, dommages très graves. L'extension de dommages nécessite une réduction considérable à l'utilisation de la structure ou une fermeture totale à la circulation. Aucune action corrective ne pourra rendre à l'ouvrage son niveau de service initial. On peut rencontrer dans ce cas des dégradations avancées des éléments structurels

ues à la fatigue, l'affouillement peut avoir fait parti du support de l'infrastructure, de fortes dégradations.

Une étude faite par l'OCDE sur plusieurs ponts [23] a classé ces ouvrages par groupes de dégradations similaires. Ceci nous a permis avec l'aide de spécialistes en génie-civil, de mettre en évidence les probabilités d'apparition des différentes dégradations affectant un ouvrage métallique en service. Ces probabilités sont classées en 5 groupes :

P1 : Rare

C'est la probabilité des causes rares mettant l'ouvrage hors service, telles qu'un mauvais sol, mouvements de sol, ruptures des éléments, fissures de fatigues, séisme

P2 : Probable

C'est la probabilité des causes pouvant affecter l'ouvrage, telles que les charges cycliques et boulons cassés menant à une déformation, chocs de véhicules menant aux déformations excessives, corrosion, í .

P3 : Peu probable

C'est la probabilité concernant les causes telles que : manque d'entretien, agents agressifs, infiltration des eaux, enrouillement

P4 : Fréquent

C'est la probabilité des causes telles que : manque d'entretien, dépôts divers, stagnation des eaux, mauvaise gestion, corrosion.

Ceci dit :

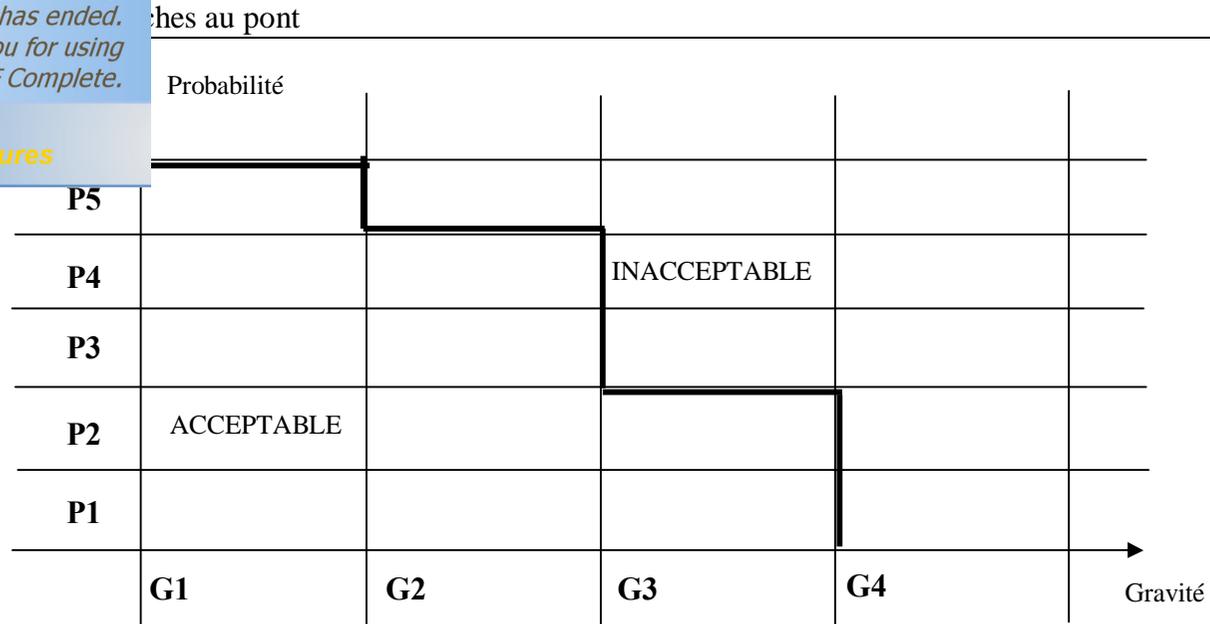
Les scénarios SC1 et SC2 ont la même probabilité d'apparition (P3) ayant les mêmes causes menant à la défaillance mais, avec des niveaux de gravités différents. Celui de SC2 est le plus élevé (G3) puisque le détachement des rivets conduit à la rupture des éléments plus vite qu'une simple corrosion (G2).

Les scénarios Sc3, SC6, SC7, SC8 ont la même probabilité d'apparition (P1) pour la même raison précédente et avec le même niveau de gravité (G4) comportant les fissures de fatigue, séisme, actions accidentelles, mauvais sol, í

Les scénarios SC4, SC9 ont la même probabilité d'apparition (P2) causée par le manque d'entretien, conditions d'exploitation, corrosion, vandalisme, í avec le même niveau de gravité (G4)

Enfin le scénario SC5 a pour lui seul une probabilité (P4) à cause du manque d'entretien, des dépôts divers et la stagnation des eaux, avec un état de gravité G3 correspondant à des détériorations telles que : blocage des appareils d'appuis, désordre sur le tablier.

Le tableau 3.5 représente chaque scénario par un couple (G x P) tel que expliqué ci-dessus, et la figure (fig 3.7) représente schématiquement ce tableau par une grille (G x P).



Définition des gravités ou effet sur une cible

G1 : bon état, pas de détérioration

G2 : état peu satisfaisant, détérioration mineur (faible perte de section, faible fissuration)

G3 : mauvais état, perte de section, détérioration

G4 : état grave, fissures dues à la fatigue, forte dégradation

Définition de la probabilité de l'effet :

P1 : rare

P2 : probable

P3 : très probable

P4 : fréquent

P5 : plus fréquents

ches au pont

scénarios	probabilité	gravité
Sc1	P3	G2
Sc2	P3	G3
Sc3	P1	G4
Sc4	P2	G4
Sc5	P4	G3
Sc6	P1	G4
Sc7	P1	G4
Sc8	P1	G4
Sc9	P2	G4

Tableau 3.5 : assignation des valeurs de gravité aux probabilités d'occurrence

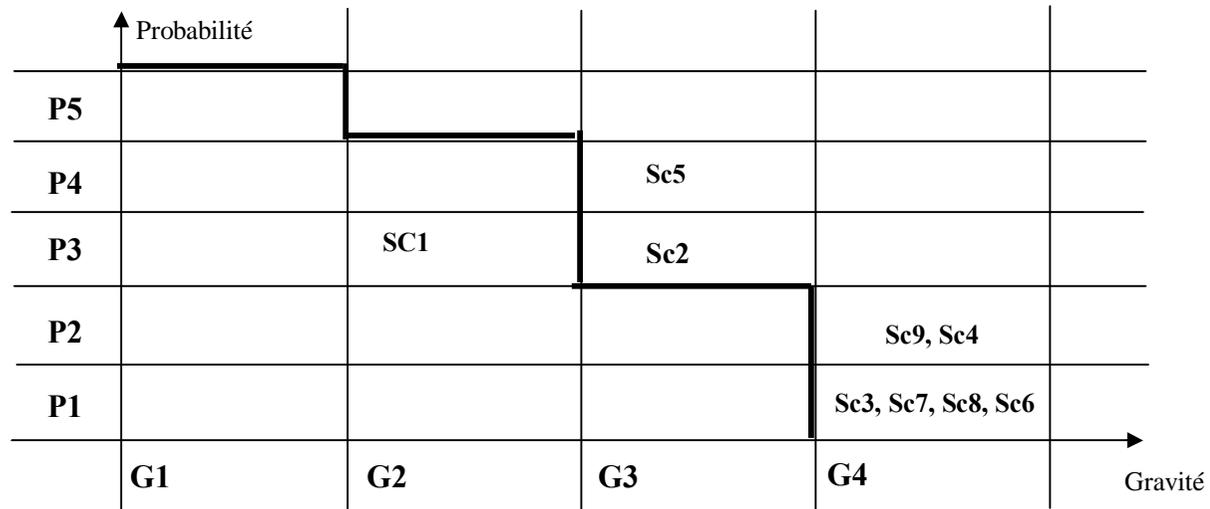


Fig 3.7 : représentation de GxP

Prévention, protection et qualification de ces moyens

Les barrières permettent de neutraliser les scénarios de risques, sinon de les réduire en termes de gravité et/ou fréquence. Ainsi ils pourront passer du côté inacceptable au côté acceptable.

Ces barrières sont de deux catégories :

Barrières technologiques (BT)

Se sont des éléments ou ensemble technologique faisant partie de l'installation empêchant l'apparition d'événements gênants et indépendants de l'activité humaine.

Barrières opératoire ou d'utilisation (BU) [24][25]

Ce sont des actions nécessitant une intervention humaine, reposant sur une consigne précise, activités ou non par un ensemble technologique.

Les barrières suivantes sont communes pour tous les scénarios au même niveau.

- Surveillance courante de l'ouvrage
- Surveillance périodique (chaque année)
- Surveillance détaillée (chaque 5 ans) par les experts
- Entretien courant de l'ouvrage
- Entretien spécialisée (grosse réparation) quand le pont est beaucoup trop dégradé
- L'entretien courant se fait par le personnel de l'entretien de la voie

ches au pont

nel afin de pouvoir détecter les dégradations

maître la gravité des dégradations

- Suivre les normes de la surveillance, en remplissant les check-lists minutieusement
- Sensibilisation du personnel de l'entretien courant pour qu'il signale les dégradations qui les dépassent, afin d'éviter que l'ouvrage ne se soit atteint grièvement.

3.3.7 - Définition des barrières sensées limiter la gravité des scénarios [2][6][24][25]

Tableau 3.6 : les barrières pour limiter la gravité des scénarios

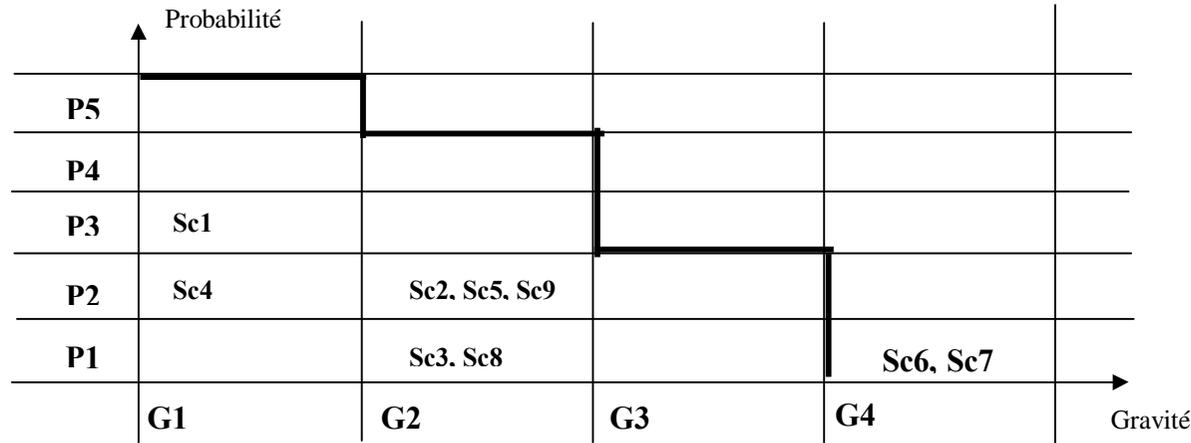
Barrières de conception	Scénarios	Type	Eléments de conception de ces barrières	Contrôle et vérification technique	maintenance
Joint de platelage étanches	Sc1	BT	Exigence de matériaux de haute qualité. disponibilité	Test d'étanchéité	Entretien périodique par un organisme compétent, prévoir un programme de maintenance curative. Suivi de durée de vie
Système d'évacuation des eaux fiable et robuste	Sc1	BT	Elément adéquat et conforme	inspection périodique de l'état du système	Suivi de durée de vie
Rivets conformes	Sc2	BT	Respect des normes. Exigence de matériel de haute performance	Osculation des rivets. Contrôle au cisaillement et à l'arrachement	Remplacement des rivets arrachés ou cassés
Performance des boulons	Sc4	BT	Respect des normes. Exigence de matériel de haute performance	Osculation des boulons. Contrôle au cisaillement et à l'arrachement	Remplacement des boulons arrachés ou cassés
Solidité des traverses	Sc4	BT	Elément solide et adéquat	Vérification périodique de l'état des traverses	Suivi de durée de vie. Possibilité de changement par un matériau plus robuste (acier ou béton)
Matériau conforme	Sc6	BT	Matériau robuste	Inspection périodique des cavités et bombements	Jointoiement par un matériau adéquat. Remplissage des cavités par de la pierre et la de la terre.
Acier conforme	Sc8, Sc9	BT	Matériaux robuste, dimensionnement adéquat	Inspection périodique par un personnel qualifié	Suivi de durée de vie. Sablage, peinture antirouille, remise à la peinture

ches au pont

information	scénarios				
		BT	Respect des normes	Vérification des éléments de pont, épreuve de charge	Limitation de la vitesse. Amélioration des conditions d'exploitation
		BU	Sensibilisation des riverains		Utilisation des mass médias
Formation et perfectionnement	Tous les scénarios	BU	Former le personnel de l'inspection et de la maintenance en continuité. Dotation en manuel et matériel	Contrôle et vérification par des essais	
Capacité portante	Sc3, Sc7, Sc8, Sc9	BT	Respect des normes	Vérification des éléments de pont, épreuve de charge	Limitation de la vitesse. Amélioration des conditions d'exploitation

ches au pont

de déterminer si les scénarios réalisés présentent toujours un risque acceptable ou non, après avoir
n place. Pour cela nous allons examiner la nouvelle situation dans la grille G x P.



scénarios	probabilité	gravité
Sc1	P3	G1
Sc2	P2	G2
Sc3	P1	G2
Sc4	P2	G1
Sc5	P2	G2
Sc6	P1	G4
Sc7	P1	G4
Sc8	P1	G2
Sc9	P2	G2

On constate que deux scénarios restent du côté des risques jugés inacceptables. C'est ce qu'on appelle des risques résiduels. Ces risques restent importants car il devient difficile de leur construire une barrière efficace. En effet, le séisme, les mouvements de sol, les chocs de véhicules sont des causes de défaillance difficiles à contrôler. Sinon, avec une inspection qualifiée et une bonne maintenance, un ouvrage d'art ne court aucun danger.

fiabiliste au pont

Dans l'application de l'approche semi-probabiliste au pont, on a trouvé plusieurs éléments dépassés. Ci-après nous allons utiliser l'approche fiabiliste FORM basée sur les notions probabilistes, faisant partie du module B de la méthode systémique MADS-MOSAR, aux mêmes éléments pour évaluer leur état réel et montrer que l'ouvrage est toujours apte au service.

Lors de l'évaluation de la sécurité d'un pont, on constate que les caractéristiques des matériaux, l'intensité des charges appliquées et l'usage peuvent varier par rapport aux hypothèses de conception. Cependant, ce n'est pas toujours possible de réaliser des investigations plus approfondies de façon à obtenir des informations plus précises et, il arrive que, pour des inspections détaillées, certaines mesures ne soient pas accessibles, en raison de la difficulté à les obtenir, ou de la nécessité de recourir à des équipes d'inspecteurs spécialisés.

Pour effectuer le calcul numérique en fiabilité de la fonction de performance $G(X)$, les caractéristiques probabilistes des variables ont été définies à partir de la littérature [1][12][16], à l'exception de la limite élastique (f_y) dont les valeurs étaient disponibles à la SNTF. Presque toutes les variables aléatoires (A , M_{ult} , f_y) suivent la loi normale avec des valeurs moyennes et écarts types tels que présentés dans les deux tableaux (tableau 3.7) et (tableau 3.8).

Les résultats des opérations itératives pour l'obtention de l'indice de fiabilité concernant la méthode FORM, ont été effectués avec un calcul référentiel sous excel.

Pour vérifier qu'un élément de pont est en bon état structural, il suffit de calculer son indice de fiabilité (β) ou sa probabilité de défaillance (P_f). Pour une valeur de ($\beta < 3$), l'élément est considéré défectueux.

Le premier élément est la membrane tendue, il est modélisé par la fonction d'état limite suivante:

$$g(f_y, M_{ult}, A) = f_y - \frac{M_{ult}}{Z \times A} \tag{3.1}$$

L'indice de fiabilité est solution du processus itératif suivant:

$$g(f_y, M_{ult}, A) = 0 \Rightarrow f_y - \frac{M_{ult}}{Z \times A} = 0 \tag{2.9}$$

$$\Rightarrow f_y \times Z \times A - M_{ult} = 0 \tag{3.3}$$

	Loi	μ	σ	COV (coef de variation)
f_y (MN/m ²)	Normale	283	31.4	0.11
Z (m)	Constante	1.44		
A (m ²)	Normale	145.14 x 10 ⁻⁴	29.03 x 10 ⁻⁴	0.2
M _{ult} (MNm)	Normale	2.04	0.1632	0.08

Tableau 3.7 : les caractéristiques des variables aléatoires f_y , A et M_{ult}

Étape 1 : transformer les variables aléatoires en variables centrées réduites décorrélées:

soient μ_R, μ_A, μ_M les moyennes correspondant aux variables aléatoires f_y, A, M_{ult} respectivement
 soient $\sigma_R, \sigma_A, \sigma_M$ les écarts – types correspondant aux variables aléatoires f_y, A, M_{ult} respectivement
 Soient U_R, U_A, U_M les variables aléatoires centrées réduites correspondant aux variables f_y, A, M_{ult} respectivement.

$$U_R = \frac{f_y - \mu_R}{\sigma_R}; \quad U_A = \frac{A - \mu_A}{\sigma_A}; \quad U_M = \frac{M_{ult} - \mu_M}{\sigma_M} \tag{2.16}$$

D'où :

$$f_y = U_R \times \sigma_R + \mu_R = 31.4 \times U_R + 283$$

$$A = U_A \times \sigma_A + \mu_A = 29.03 \times 10^{-4} \times U_A + 145.14 \times 10^{-4}$$

$$M_{ult} = U_M \times \sigma_M + \mu_M = 0.1632 \times U_M + 2.04$$

D'après (3.3) on a :

$$g(f_y, M_{ult}, A) = f_y \times Z \times A - M_{ult}$$

A, M_{ult} dans (3.3), on aura :

$$g(U_R, U_A, U_M) = (31.4 \times U_R + 285) \times 1.44 \times (29.03 \times 10^{-4} \times U_A + 145.14 \times 10^{-4}) +$$

$$- (0.1632 \times U_M + 2.04) \quad (3.4)$$

$$= 0.6563 \times U_R + 1.183 \times U_A + 0.1313 \times U_R U_A - 0.1632 \times U_M + 3.875$$

Etape 3 : Maintenant il reste à formuler g en fonction de β et α_i , où :

$i = R, A, M$ et α_i représentent les facteurs de sensibilité de chaque variable aléatoire par rapport à l'indice de fiabilité (ou probabilité de défaillance P_f):

On a : $U_i^* = \beta \alpha_i$, donc : (2.15)

$$U_R^* = \beta \alpha_R \quad U_A^* = \beta \alpha_A \quad U_M^* = \beta \alpha_M$$

En remplaçant ces valeurs de (U_i^*) dans (3.3), on aura l'équation suivante:

$$g(\beta, \alpha_R, \alpha_A, \alpha_M) = 0.6563 \beta \alpha_R + 1.183 \beta \alpha_A + 0.1313 \beta^2 \alpha_R \alpha_A +$$

$$- 0.1632 \beta \alpha_M + 3.875 = 0$$

D'où: selon (2.14) et (2.15)

$$\beta^{i+1} = \frac{-3.875}{0.6563 \alpha_R^i + 1.183 \alpha_A^i - 0.1632 \alpha_M^i + 0.1313 \beta^i \alpha_R^i \alpha_A^i}$$

$$\alpha_R^{i+1} = -\frac{1}{k^i} (0.6563 + 0.1313 \beta^i \alpha_A^i)$$

$$\alpha_A^{i+1} = -\frac{1}{k^i} (1.183 + 0.1313 \beta^i \alpha_R^i)$$

$$\alpha_M^{i+1} = \frac{0.1632}{k^i}$$

$$k^i = \sqrt{(0.6563 + 0.1313 \beta^i \alpha_A^i)^2 + (1.183 + 0.1313 \beta^i \alpha_R^i)^2 + (-0.1632)^2}$$

on de (β)

nous procederons a ce calcul iteratif jusqu'à convergence de l'indice de fiabilité (β)

Itération 0:

$$\beta^0 = 3; \quad \alpha_R^0 = -0.58; \quad \alpha_A^0 = -0.58; \quad \alpha_M^0 = 0.58 \quad (2.24)$$

Itération 1:

$$\beta^1 = \frac{-3.875}{0.6563\alpha_R^0 + 1.183\alpha_A^0 - 0.1632\alpha_M^0 + 0.1313\beta^0\alpha_R^0\alpha_A^0} = 3.7660$$

$$\alpha_R^1 = -\frac{1}{k^0} (0.6563 + 0.1313\beta^0\alpha_A^0) = -0.4041$$

$$\alpha_A^1 = -\frac{1}{k^0} (1.183 + 0.1313\beta^0\alpha_R^0) = -0.9016$$

$$\alpha_M^1 = \frac{0.1632}{k^0} = 0.1542$$

Itération 2:

$$\beta^2 = \frac{-3.875}{0.6563\alpha_R^1 + 1.183\alpha_A^1 - 0.1632\alpha_M^1 + 0.1313\beta^1\alpha_R^1\alpha_A^1} = 3.2928$$

$$\alpha_R^2 = -\frac{1}{k^1} (0.6563 + 0.1313\beta^1\alpha_A^1) = -0.2066$$

$$\alpha_A^2 = -\frac{1}{k^1} (1.183 + 0.1313\beta^1\alpha_R^1) = -0.9652$$

$$\alpha_M^2 = \frac{0.1632}{k^1} = 0.1602$$

Itération 3:

$$\beta^3 = \frac{-3.875}{0.6563\alpha_R^2 + 1.183\alpha_A^2 - 0.1632\alpha_M^2 + 0.1313\beta^2\alpha_R^2\alpha_A^2} = 3.1831$$

$$\alpha_R^3 = -\frac{1}{k^2} (1.183 + 0.1313\beta^2\alpha_A^2) = -0.2113$$

$$\alpha_A^3 = -\frac{1}{k^2} (1.183 + 0.1313\beta^2\alpha_R^2) = -0.9667$$

$$\alpha_M^3 = \frac{0.1632}{k^2} = 0.1443$$

$$\rho = \frac{-3.875}{0.6563\alpha_R^3 + 1.183\alpha_A^3 - 0.1632\alpha_M^3 + 0.1313\beta^3\alpha_R^3\alpha_A^3} = 3.1750$$

$$\alpha_R^4 = -\frac{1}{k^3} (1.183 + 0.1313\beta^3\alpha_A^3) = -0.2222$$

$$\alpha_A^4 = -\frac{1}{k^3} (1.183 + 0.1313\beta^3\alpha_R^3) = -0.9643$$

$$\alpha_M^4 = \frac{0.1632}{k^3} = 0.1438$$

Itération 5:

$$\beta^5 = \frac{-3.875}{0.6563\alpha_R^4 + 1.183\alpha_A^4 - 0.1632\alpha_M^4 + 0.1313\beta^4\alpha_R^4\alpha_A^4} = 3.1743$$

$$\alpha_R^5 = -\frac{1}{k^4} (1.183 + 0.1313\beta^4\alpha_A^4) = -0.2248$$

$$\alpha_A^5 = -\frac{1}{k^4} (1.183 + 0.1313\beta^4\alpha_R^4) = -0.9637$$

$$\alpha_M^5 = \frac{0.1632}{k^4} = 0.1442$$

Itération 6:

$$\beta^6 = \frac{-3.875}{0.6563\alpha_R^5 + 1.183\alpha_A^5 - 0.1632\alpha_M^5 + 0.1313\beta^5\alpha_R^5\alpha_A^5} = 3.1740$$

$$\alpha_R^6 = -\frac{1}{k^5} (1.183 + 0.1313\beta^5\alpha_A^5) = -0.2252$$

$$\alpha_A^6 = -\frac{1}{k^5} (1.183 + 0.1313\beta^5\alpha_R^5) = -0.9635$$

$$\alpha_M^6 = \frac{0.1632}{k^5} = 0.1444$$

$$\beta^6 = \frac{-3.875}{0.6563\alpha_R^6 + 1.183\alpha_A^6 - 0.1632\alpha_M^6 + 0.1313\beta^6\alpha_R^6\alpha_A^6} = 3.1743$$

$$\alpha_R^7 = -\frac{1}{k^6} (1.183 + 0.1313\beta^6\alpha_A^6) = -0.2254$$

$$\alpha_A^7 = -\frac{1}{k^6} (1.183 + 0.1313\beta^6\alpha_R^6) = -0.9635$$

$$\alpha_M^7 = \frac{0.1632}{k^6} = 0.1444$$

Itération 8:

$$\beta^8 = \frac{-3.875}{0.6563\alpha_R^7 + 1.183\alpha_A^7 - 0.1632\alpha_M^7 + 0.1313\beta^7\alpha_R^7\alpha_A^7} = 3.1741$$

$$\alpha_R^8 = -\frac{1}{k^7} (1.183 + 0.1313\beta^7\alpha_A^7) = -0.2254$$

$$\alpha_A^8 = -\frac{1}{k^7} (1.183 + 0.1313\beta^7\alpha_R^7) = -0.9635$$

$$\alpha_M^8 = \frac{0.1632}{k^7} = 0.1444$$

Itération 9:

$$\beta^9 = \frac{-3.875}{0.6563\alpha_R^8 + 1.183\alpha_A^8 - 0.1632\alpha_M^8 + 0.1313\beta^8\alpha_R^8\alpha_A^8} = 3.1741$$

$$\alpha_R^9 = -\frac{1}{k^8} (1.183 + 0.1313\beta^8\alpha_A^8) = -0.2254$$

$$\alpha_A^9 = -\frac{1}{k^8} (1.183 + 0.1313\beta^8\alpha_R^8) = -0.9635$$

$$\alpha_M^9 = \frac{0.1632}{k^8} = 0.1444$$

On remarque la convergence de la valeur de l'indice de fiabilité ($\beta = 3.1741$), donc on arrête le processus itératif.

La probabilité de défaillance de la membrure est:

$$P_f = \Phi(-\beta) = \Phi(-3.1741) = 1 - \Phi(3.1741) \approx 0.15 \times 10^{-2}$$

[Click Here to upgrade to Unlimited Pages and Expanded Features](#)

ici je vais considérer que les deux variables f_y et A sont corrélées avec un coefficient de corrélation $\rho_{A,f_y} = 0.5$ et les autres variables sont indépendantes.

La matrice de corrélation entre les variables est donc la suivante :

$$\rho = \begin{bmatrix} 1 & \rho_{f_y,A} & \rho_{f_y,M_{ult}} \\ \rho_{A,f_y} & 1 & \rho_{A,M_{ult}} \\ \rho_{M_{ult},f_y} & \rho_{M_{ult},A} & 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0.5 & 0 \\ 0.5 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (2.19)$$

Soit T la matrice triangulaire inférieure. On a : $T.T^T = \rho$ d'où :

$$T_{11} = 1 ;$$

$$T_{21} = \rho_{f_y,A} = 0.5 ;$$

$$T_{31} = \rho_{f_y,M_{ult}} = 0 ; \quad (2.23)$$

$$T_{22} = \sqrt{1 - T_{21}^2} = \sqrt{1 - 0.5^2} = 0.87$$

$$T_{32} = \frac{\rho_{A,M_{ult}} - T_{31} \times T_{21}}{T_{22}} = 0 ;$$

$$T_{33} = \sqrt{1 - T_{31}^2 - T_{32}^2} = 1$$

D'où les éléments de la matrice T sont les suivants :

$$T = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0.5 & 0.87 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

Soient les variables Y_R, Y_A, Y_M les variables aléatoires centrées réduites corrélées, correspondant aux variables f_y, A, M_{ult} respectivement.

Soient les variables U_R, U_A, U_M les variables aléatoires centrées réduites décorréées correspondant aux variables f_y, A, M_{ult} respectivement.

soient μ_R, μ_A, μ_M les moyennes correspondant aux variables aléatoires f_y, A, M_{ult} respectivement

soient $\sigma_R, \sigma_A, \sigma_M$ les moyennes correspondant aux variables aléatoires f_y, A, M_{ult} respectivement

$$Y = T \times U ; \text{ d'où :} \quad (2.21)$$

$$Y_R = U_R$$

$$Y_A = 0.5 U_R + 0.87 U_A$$

$$Y_M = U_M$$

ables aléatoires centrées et réduites de la façon

$$Y_R = \frac{f_y - \mu_R}{\sigma_R}; \quad Y_A = \frac{A - \mu_A}{\sigma_A}; \quad Y_M = \frac{M_{ult} - \mu_M}{\sigma_M} \quad (2.20)$$

D'où:

$$U_R = \frac{f_y - \mu_R}{\sigma_R}; \quad 0.5U_R + 0.87U_A = \frac{A - \mu_A}{\sigma_A}; \quad U_M = \frac{M_{ult} - \mu_M}{\sigma_M}$$

D'où :

$$f_y = U_R \times \sigma_R + \mu_R = 31.4 \times U_R + 283$$

$$\begin{aligned} A &= (0.5U_R + 0.87U_A) \times \sigma_A + \mu_A = (0.5U_R + 0.87U_A) \times 29.03 \times 10^{-4} + 145.14 \times 10^{-4} \\ &= 14.52 \times 10^{-4} U_R + 25.26 \times 10^{-4} U_A + 145.14 \times 10^{-4} \end{aligned}$$

$$M_{ult} = U_M \times \sigma_M + \mu_M = 0.1632 \times U_M + 2.04$$

D'après (3.3) on a :

$$g(f_y, M_{ult}, A) = f_y \times Z \times A - M_{ult}$$

En remplaçant les valeurs de f_y , A , M_{ult} dans cette équation, on aura :

$$\begin{aligned} g(U_R, U_A, U_M) &= (31.4 \times U_R + 283) \times 1.44 \times (29.03 \times 10^{-4} \times U_A + 145.14 \times 10^{-4}) + \\ &\quad - (0.1632 \times U_M + 2.04) \end{aligned}$$

Où l'indice de fiabilité pourra être calculé comme précédemment.

suivante:

$$g(f_y, N_{ult}, A) = f_y - \frac{N_{ult}}{A} - \frac{N_{ult} \times e_y^2}{I} \quad (3.1)$$

L'indice de fiabilité est solution du processus itératif suivant:

$$g(f_y, N_{ult}, A) = 0 \Rightarrow f_y - \frac{N_{ult}}{A} - \frac{N_{ult} \times e_y^2}{I} = 0 \quad (2.9)$$

$$\Rightarrow I \times A \times f_y - N_{ult} \times I - e_y^2 \times A \times N = 0 \quad (3.4)$$

	Loi	μ	σ	COV (coef de variation)
f_y (MN/m ²)	Normale	283	31.4	0.11
e_y (m)	Constante	0.024		
A (m ²)	Normale	42.21×10^{-4}	8.44×10^{-4}	0.2
N_{ult} (MN)	Normale	196.5×10^{-3}	15.72×10^{-3}	0.08
I (m ⁴)	Constante	188×10^{-8}		

Tableau 3.2 : Les caractéristiques des variables aléatoires f_y , A et M_{ult}

Etape 1 : transformer les variables aléatoires en variables centrées réduites décorréelées:

soient μ_R, μ_A, μ_N les moyennes correspondant aux variables aléatoires f_y, A, N_{ult} respectivement

soient $\sigma_R, \sigma_A, \sigma_N$ les écarts – types correspondant aux variables aléatoires f_y, A, N_{ult} respectivement

Soient U_R, U_A, U_N les variables aléatoires centrées réduites correspondant aux variables f_y, A, N_{ult} respectivement.

$$U_R = \frac{f_y - \mu_R}{\sigma_R}; \quad U_A = \frac{A - \mu_A}{\sigma_A}; \quad U_N = \frac{N_{ult} - \mu_N}{\sigma_N} \quad (2.16)$$

D'où :

$$f_y = U_R \times \sigma_R + \mu_R = 31.4 \times U_R + 283$$

$$A = U_A \times \sigma_A + \mu_A = 8.44 \times 10^{-4} \times U_A + 42.21 \times 10^{-4}$$

$$N_{ult} = U_N \times \sigma_N + \mu_N = 15.72 \times 10^{-3} \times U_N + 196.5 \times 10^{-3}$$

D'après (3.1) on a :

$$g(f_y, N_{ult}, A) = f_y - \frac{N_{ult}}{A} - \frac{N_{ult} \times e_y^2}{I}$$

cette relation, on aura :

$$\begin{aligned}
 g(U_R, U_A, U_N) &= 188 \times 10^{-8} \times (31.4 \times U_R + 283) \times (8.44 \times 10^{-4} \times U_A + 42.21 \times 10^{-4}) + \\
 & \quad - 188 \times 10^{-8} \times (15.72 \times 10^{-3} \times U_N + 196.5 \times 10^{-3}) + \\
 & \quad - 0.000576 \times (8.44 \times 10^{-4} \times U_A + 42.21 \times 10^{-4}) \times (15.72 \times 10^{-3} \times U_N + 196.5 \times 10^{-3}) \\
 &= 24.9174 \times U_R + 35.3518 \times U_A + 4.9823 \times U_R \cdot U_A - 0.7638 \times U_N \cdot U_A - 6.7754 \times U_N + 139.8588
 \end{aligned} \tag{3.5}$$

Etape 3 : Maintenant il reste à formuler g en fonction de β et α_i , où :

$i = R, A, N$ et α_i représentent les facteurs de sensibilité de chaque variable aléatoire par rapport à l'indice de fiabilité (ou probabilité de défaillance P_f):

On a : $U_i^* = \beta \alpha_i$, donc :

$$U_R^* = \beta \alpha_R \quad U_A^* = \beta \alpha_A \quad U_N^* = \beta \alpha_N$$

En remplaçant ces valeurs de (U_i^*) dans (3.4), on aura l'équation suivante:

$$\begin{aligned}
 g(\beta, \alpha_R, \alpha_A, \alpha_N) &= 24.9174 \times \beta \alpha_R + 35.3518 \times \beta \alpha_A + 4.9823 \times \beta^2 \alpha_R \alpha_A + \\
 & \quad - 0.7638 \times \beta^2 \alpha_N \alpha_A - 6.7754 \times \beta \alpha_N + 139.8588 = 0
 \end{aligned}$$

D'où selon (2.14) et (2.15) :

$$\beta^{i+1} = \frac{-139.8588}{24.9174 \alpha_R^i + 35.3518 \alpha_A^i - 6.7754 \alpha_N^i + 4.9823 \beta^i \alpha_R^i \alpha_A^i - 0.7638 \beta^i \alpha_N^i \alpha_A^i}$$

$$\alpha_R^{i+1} = -\frac{1}{k^i} (24.9174 + 4.9823 \beta^i \alpha_A^i)$$

$$\alpha_A^{i+1} = -\frac{1}{k^i} (35.3518 + 4.9823 \beta^i \alpha_R^i - 0.7638 \beta^i \alpha_N^i)$$

$$\alpha_N^{i+1} = \frac{1}{k^i} (6.7754 + 0.7638 \beta^i \alpha_A^i)$$

$$k^i = \sqrt{(24.9174 + 4.9823 \beta^i \alpha_A^i)^2 + (35.3518 + 4.9823 \beta^i \alpha_R^i - 0.7638 \beta^i \alpha_N^i)^2 + (6.7754 + 0.7638 \beta^i \alpha_A^i)^2}$$

Nous procederons a ce calcul iteratif jusqu'à convergence de l'indice de fiabilité (β)

Itération 0:

$$\beta^0 = 3; \quad \alpha_R^0 = -0.58; \quad \alpha_A^0 = -0.58; \quad \alpha_M^0 = 0.58 \quad (2.24)$$

Itération 1:

$$\beta^1 = \frac{-139.8588}{24.9174\alpha_R^0 + 35.3518\alpha_A^0 - 6.7754\alpha_N^0 + 4.9823\beta^0\alpha_R^0\alpha_A^0 - 0.7638\beta^0\alpha_N^0\alpha_A^0} = 4.22701$$

$$\alpha_R^1 = -\frac{1}{k^{i0}} (24.9174 + 4.9823\beta^0\alpha_A^0) = -0.530956$$

$$\alpha_A^1 = -\frac{1}{k^0} (35.3518 + 4.9823\beta^0\alpha_R^0 - 0.7638\beta^0\alpha_N^0) = -0.82850$$

$$\alpha_N^1 = \frac{1}{k^0} (6.7754 + 0.7638\beta^0\alpha_A^0) = 0.17798$$

Itération 2:

$$\beta^2 = \frac{-139.8588}{24.9174\alpha_R^1 + 35.3518\alpha_A^1 - 6.7754\alpha_N^1 + 4.9823\beta^1\alpha_R^1\alpha_A^1 - 0.7638\beta^1\alpha_N^1\alpha_A^1} = 4.11537$$

$$\alpha_R^2 = -\frac{1}{k^1} (24.9174 + 4.9823\beta^1\alpha_A^1) = -0.29773$$

$$\alpha_A^2 = -\frac{1}{k^1} (35.3518 + 4.9823\beta^1\alpha_R^1 - 0.7638\beta^1\alpha_N^1) = -0.94055$$

$$\alpha_N^2 = \frac{1}{k^1} (6.7754 + 0.7638\beta^1\alpha_A^1) = 0.16346$$

Itération 3:

$$\beta^3 = \frac{-139.8588}{24.9174\alpha_R^2 + 35.3518\alpha_A^2 - 6.7754\alpha_N^2 + 4.9823\beta^2\alpha_R^2\alpha_A^2 - 0.7638\beta^2\alpha_N^2\alpha_A^2} = 3.93400$$

$$\alpha_R^3 = -\frac{1}{k^2} (24.9174 + 4.9823\beta^2\alpha_A^2) = -0.19075$$

$$\alpha_A^3 = -\frac{1}{k^2} (35.3518 + 4.9823\beta^2\alpha_R^2 - 0.7638\beta^2\alpha_N^2) = -0.97308$$

$$\alpha_N^3 = \frac{1}{k^2} (6.7754 + 0.7638\beta^2\alpha_A^2) = 0.12933$$

$$\beta^3 = \frac{-139.8588}{24.9174\alpha_R^3 + 35.3518\alpha_A^3 - 6.7754\alpha_N^3 + 4.9823\beta^3\alpha_R^3\alpha_A^3 - 0.7638\beta^3\alpha_N^3\alpha_A^3} = 3.88355$$

$$\alpha_R^4 = -\frac{1}{k^3} (24.9174 + 4.9823\beta^3\alpha_A^3) = -0.18265$$

$$\alpha_A^4 = -\frac{1}{k^3} (35.3518 + 4.9823\beta^3\alpha_R^3 - 0.7638\beta^3\alpha_N^3) = -0.97578$$

$$\alpha_N^4 = \frac{1}{k^3} (6.7754 + 0.7638\beta^3\alpha_A^3) = 0.12036$$

Itération 5:

$$\beta^5 = \frac{-139.8588}{24.9174\alpha_R^4 + 35.3518\alpha_A^4 - 6.7754\alpha_N^4 + 4.9823\beta^4\alpha_R^4\alpha_A^4 - 0.7638\beta^4\alpha_N^4\alpha_A^4} = 3.87793$$

$$\alpha_R^5 = -\frac{1}{k^4} (24.9174 + 4.9823\beta^4\alpha_A^4) = -0.18708$$

$$\alpha_A^5 = -\frac{1}{k^4} (35.3518 + 4.9823\beta^4\alpha_R^4 - 0.7638\beta^4\alpha_N^4) = -0.97495$$

$$\alpha_N^5 = \frac{1}{k^4} (6.7754 + 0.7638\beta^4\alpha_A^4) = 0.12027$$

Itération 6:

$$\beta^6 = \frac{-139.8588}{24.9174\alpha_R^5 + 35.3518\alpha_A^5 - 6.7754\alpha_N^5 + 4.9823\beta^5\alpha_R^5\alpha_A^5 - 0.7638\beta^5\alpha_N^5\alpha_A^5} = 3.87719$$

$$\alpha_R^6 = -\frac{1}{k^5} (24.9174 + 4.9823\beta^5\alpha_A^5) = -0.18883$$

$$\alpha_A^6 = -\frac{1}{k^5} (35.3518 + 4.9823\beta^5\alpha_R^5 - 0.7638\beta^5\alpha_N^5) = -0.97456$$

$$\alpha_N^6 = \frac{1}{k^5} (6.7754 + 0.7638\beta^5\alpha_A^5) = 0.12073$$

$$\beta^6 = \frac{-139.8588}{24.9174\alpha_R^6 + 35.3518\alpha_A^6 - 6.7754\alpha_N^6 + 4.9823\beta^6\alpha_R^6\alpha_A^6 - 0.7638\beta^6\alpha_N^6\alpha_A^6} = 3.87719$$

$$\alpha_R^7 = -\frac{1}{k^6} (24.9174 + 4.9823\beta^6\alpha_A^6) = -0.18935$$

$$\alpha_A^7 = -\frac{1}{k^6} (35.3518 + 4.9823\beta^6\alpha_R^6 - 0.7638\beta^6\alpha_N^6) = -0.97444$$

$$\alpha_N^7 = \frac{1}{k^6} (6.7754 + 0.7638\beta^6\alpha_A^6) = 0.12090$$

Itération 8:

$$\beta^8 = \frac{-139.8588}{24.9174\alpha_R^7 + 35.3518\alpha_A^7 - 6.7754\alpha_N^7 + 4.9823\beta^7\alpha_R^7\alpha_A^7 - 0.7638\beta^7\alpha_N^7\alpha_A^7} = 3.87718$$

$$\alpha_R^8 = -\frac{1}{k^7} (24.9174 + 4.9823\beta^7\alpha_A^7) = -0.18949$$

$$\alpha_A^8 = -\frac{1}{k^7} (35.3518 + 4.9823\beta^7\alpha_R^7 - 0.7638\beta^7\alpha_N^7) = -0.97440$$

$$\alpha_N^8 = \frac{1}{k^0} (6.7754 + 0.7638\beta^7\alpha_A^7) = 0.12095$$

Itération 9:

$$\beta^9 = \frac{-139.8588}{24.9174\alpha_R^8 + 35.3518\alpha_A^8 - 6.7754\alpha_N^8 + 4.9823\beta^8\alpha_R^8\alpha_A^8 - 0.7638\beta^8\alpha_N^8\alpha_A^8} = 3.8772$$

$$\alpha_R^9 = -\frac{1}{k^8} (24.9174 + 4.9823\beta^8\alpha_A^8) = -0.18953$$

$$\alpha_A^9 = -\frac{1}{k^8} (35.3518 + 4.9823\beta^8\alpha_R^8 - 0.7638\beta^8\alpha_N^8) = -0.97440$$

$$\alpha_N^9 = \frac{1}{k^8} (6.7754 + 0.7638\beta^8\alpha_A^8) = 0.12097$$

$$\beta^9 = \frac{-139.8588}{24.9174\alpha_R^9 + 35.3518\alpha_A^9 - 6.7754\alpha_N^9 + 4.9823\beta^9\alpha_R^9\alpha_A^9 - 0.7638\beta^9\alpha_N^9\alpha_A^9} = 3.87716$$

$$\alpha_R^{10} = -\frac{1}{k^9} (24.9174 + 4.9823\beta^9\alpha_A^9) = -0.18953$$

$$\alpha_A^{10} = -\frac{1}{k^9} (35.3518 + 4.9823\beta^9\alpha_R^9 - 0.7638\beta^9\alpha_N^9) = -0.97439$$

$$\alpha_N^{10} = \frac{1}{k^9} (6.7754 + 0.7638\beta^9\alpha_A^9) = 0.12097$$

Itération 11:

$$\beta^{11} = \frac{-139.8588}{24.9174\alpha_R^{10} + 35.3518\alpha_A^{10} - 6.7754\alpha_N^{10} + 4.9823\beta^{10}\alpha_R^{10}\alpha_A^{10} - 0.7638\beta^{10}\alpha_N^{10}\alpha_A^{10}} = 3.87719$$

$$\alpha_R^{11} = -\frac{1}{k^{10}} (24.9174 + 4.9823\beta^{10}\alpha_A^{10}) = -0.18954$$

$$\alpha_A^{11} = -\frac{1}{k^{10}} (35.3518 + 4.9823\beta^{10}\alpha_R^{10} - 0.7638\beta^{10}\alpha_N^{10}) = -0.97439$$

$$\alpha_N^{11} = \frac{1}{k^{10}} (6.7754 + 0.7638\beta^{10}\alpha_A^{10}) = 0.12097$$

Itération 12:

$$\beta^{12} = \frac{-139.8588}{24.9174\alpha_R^{11} + 35.3518\alpha_A^{11} - 6.7754\alpha_N^{11} + 4.9823\beta^{11}\alpha_R^{11}\alpha_A^{11} - 0.7638\beta^{11}\alpha_N^{11}\alpha_A^{11}} = 4.22701$$

$$\alpha_R^{12} = -\frac{1}{k^{11}} (24.9174 + 4.9823\beta^{11}\alpha_A^{11}) = -0.18954$$

$$\alpha_A^{12} = -\frac{1}{k^{11}} (35.3518 + 4.9823\beta^{11}\alpha_R^{11} - 0.7638\beta^{11}\alpha_N^{11}) = -0.97439$$

$$\alpha_N^{12} = \frac{1}{k^{11}} (6.7754 + 0.7638\beta^{11}\alpha_A^{11}) = 0.12097$$

On remarque la convergence de la valeur de l'indice de fiabilité ($\beta = 3.87719$), donc on arrête le processus itératif.

La probabilité de défaillance de la diagonale tendue est:

$$P_f = \Phi(-\beta) = \Phi(-3.87719) = 1 - \Phi(3.87719) \approx 0.3 \times 10^{-4}$$

Nous allons proposer dans ce qui suit d'expliciter comment l'approche cindynique permet de préparer une évaluation globale des risques dans le cas d'un pont rail métallique existant, en faisant une projection dans les 5 dimensions de l'hyperespace du danger et obtenir ainsi, sous forme synthétique, le tableau 3.7.

Faits	<ul style="list-style-type: none"> - listes des déraillements de trains, de chocs de véhicules sur les piles, les dégradations, les ruptures d'éléments de ponts. - états des lieux des ponts. - mise en commun de l'expérience des exploitants étrangers de ponts et de ceux de la SNTF - informations des gestionnaires de ponts de la SNTF.
Modèles	<ul style="list-style-type: none"> - la SNTF dispose de : Check-lists de dégradation, logiciels de gestion, fiches signalétiques. - modèles de comportements sociologiques et psychologiques.
Objectifs	<ul style="list-style-type: none"> - assurer le transport national dans un souci d'efficacité, de sécurité et d'équité. dans le domaine des ponts, la SNTF a comme missions : - d'élaborer des directives techniques. - effectuer des recherches dans le domaine de la sécurité. - assurer la pérennité des ouvrages - prendre en compte l'aspect financier - établir des politiques de gestion efficaces
Règles	<ul style="list-style-type: none"> - règlements de calcul et de conception - normes ferroviaires - procédures de gestion -instructions de surveillance et de maintenance
Valeurs	<ul style="list-style-type: none"> - primauté de la vie humaine sur toute autre considération (mais importance de l'aspect financier pour des raisons de contraintes budgétaires.) - souci constant de l'amélioration de la sécurité et du respect environnemental. - importance de l'aspect politique de certaines décisions. - souci de la modernisation du réseau national.

Tableau 3.7 : les 5 dimensions de l'hyperespace du danger des ouvrages existants

Des lors, on peut envisager d'évoquer quelques déficits, disjonctions ou dissonances possibles dans notre système, classés selon les trois grands axes des déficits systémiques cindynogènes suivants [25][26]:

Les DSC culturels

- Pas de gestion technique centralisée, de détection automatique d'incidents, ni de télésurveillance permettant un suivi efficace des ouvrages.
- Pas de règlements ou méthodes spécifiques à l'évaluation de la capacité portante des ouvrages existants telles que les approches fiabilistes basées sur des concepts probabilistes.

Les DSC organisationnels

- Concernant les ponts à passage inférieur, on peut signaler un manque de réglementation de coordination entre les gestionnaires de ponts ferroviaires et les gestionnaires de pont-route.
- Une grande partie des fiches signalétiques est égarée. Ces fiches servent à l'inventaire, à la programmation des visites et à la planification des interventions de l'entretien.
- Les procès verbaux existent depuis longtemps sous une forme de formulaires. Ils n'ont connu aucune amélioration ni modification. Ils ne sont pas formulés avec netteté et ne reflètent pas les méthodes évoluées actuelles comme, la définition de tous les éléments de l'ouvrage et l'établissement d'un catalogue de dégradation.
- Les archives permettant de reconstruire assez bien l'histoire et la nature de l'ouvrage ne sont pas disponibles. Les renseignements sont toutefois qualitatifs, et il est impératif d'en vérifier « in-situ » la véracité. Il a été constaté lors d'une remise en état ou d'une reconstruction d'un pont, que les informations aussi élémentaires que la longueur exacte de la brèche à franchir, la nature des fondations, ou la coupe géologique du terrain étaient loin d'être disponibles. En effet, les dossiers d'ouvrages sont perdus et le peu qui reste, n'est ni entretenu ni mis à jour.

Les DSC managériaux

- La surveillance des ouvrages d'art exige une connaissance préalable des ponts à examiner lors d'une inspection de l'ouvrage ainsi que des notions de mécanique de structures et des propriétés des matériaux. Dans ce contexte, le personnel de la SNTF spécialement attaché à la surveillance des ouvrages d'art n'est pas qualifié pour ce genre de travail et ne possède ni la formation théorique, ni la formation pratique en matière de surveillance et d'entretien des ouvrages d'art.
- La SNTF ne prévoit aucune programmation de formation et n'offre pas de cours spécialisés pour les agents chargés de la surveillance.
- un manque de connaissances et de données notamment en matière d'histoire de ponts, documents graphiques, statistiques des ponts détruits ou dégradés. La SNTF ne possède pas un inventaire exhaustif de tous les ouvrages, à l'exception de celui concernant les ponts les plus importants.

struction de surveillance et de leur mise à jour. Il y a réglementation du transport des matières dangereuses, en effet les trains marchandises peuvent transporter parfois des produits inflammables.

- Les chemins de fer ayant la responsabilité de la surveillance des ouvrages d'art ferroviaires ne sont équipés que de simples matériels spécifiques au contrôle de leurs ouvrages. Pour toutes les opérations d'auscultation et de diagnostic, ils chargent les bureaux d'étude publics ou privés pour ce type de travail.
- Les opérations d'entretien courant des ponts sont prévues sur le budget d'exploitation de l'entreprise, tandis que les travaux nécessitant des dépenses importantes sont prises par l'état. Ainsi, la SNTF laisse se dégrader leurs ponts jusqu'au stade de la reconstruction, pour lequel elle aura des fonds attribués par l'état, plutôt que d'entretenir les ouvrages avec leur propre budget. En effet, il est financièrement plus avantageux pour la SNTF de reconstruire ou d'entreprendre des grosses réparations que d'entretenir périodiquement.
- Les principes de base d'élaboration d'une politique de gestion rigoureuse telle que la hiérarchisation des ouvrages d'art sur la base de critères économique, la connaissance de l'état du patrimoine et la méthodologie de programmation d'entretien ne semblent pas être pris en compte ou au moins formalisés. La planification repose essentiellement sur la constitution d'un « stock » d'ouvrages à réparer ou à remplacer pour chaque programme quinquennal, mais les stratégies d'entretien préventif restent marginales.

Le calcul effectué sur le pont PK 107-373 par le biais de l'approche semi-probabiliste a révélé des dépassements importants dans les différents éléments de l'ouvrage. Notamment dans les membrures supérieures (15%), membrures inférieures (25.5%), diagonales tendues (12%), diagonales comprimées (29%). Ceci a conduit la SNTF en 1985 à classer l'ouvrage comme défectueux nécessitant un remplacement de tablier en urgence.

Or le pont est toujours en service jusqu'à l'heure actuelle, sans incident à signaler. Ce qui nous fait conclure que l'approche semi-probabiliste est peu représentative pour l'évaluation des structures existantes.

Pour une meilleure évaluation de l'état structurale du pont, nous avons mené une analyse des risques avec la méthode MADS-MOSAR, qui nous a permis de générer les scénarios de défaillances de ses éléments jugés défaillants par les règlements de calcul et de conception. Après modélisation de ces scénarios par l'approche probabiliste (FORM) qui nous a permis de calculer l'indice de fiabilité de chaque élément, nous avons aboutis à des résultats satisfaisants. Notamment ($\beta = 3.1741$) pour la membrure tendue et ($\beta = 3.87719$) pour la diagonale tendue, qui sont tous les deux supérieure à 3.

Ceci reflète l'état réel des éléments du pont, et nous fait conclure que l'approche systémique proposée représente au mieux l'évaluation des structures existantes.

ANALYSE DES RESULTATS ET PRISE DE DECISION

4.1 - INTRODUCTION

Les outils d'aide à la décision permettent d'apporter des réponses pertinentes à des problématiques diverses mettant en œuvre plusieurs choix possibles.

L'examen de la réalité des décisions montre que décider ne correspond pas à une phase précise, clairement identifiable où tombe le couperet. La langue française emploie l'expression « prendre une décision » un peu comme si la décision était un objet identifiable. Le point d'arrivée est confondu avec le processus. La langue anglaise, qui emploie l'expression de « decision making process » (la fabrication de la décision) rend mieux compte de ce fait. La décision est un cheminement : elle se construit, se négocie, suit des voies sinueuses au cours du temps [27].

On distingue plusieurs domaines qui constituent des centres d'intérêt particulier pour des études sur la décision : le domaine politique, celui des entreprises et des organisations, celui de la vie quotidienne, etc. Le nombre d'approches de la décision reflète la complexité du phénomène mais aussi la diversité des domaines d'application.

On ne décide pas de la même façon dans un ministère, dans une assemblée générale de grévistes ou dans une firme multinationale. Selon le contexte d'action, la dimension politique, psychologique, économique, sociologique, organisationnelle, le poids de l'environnement, etc. seront plus ou moins prépondérants. [27]

Pour notre part, nous nous intéresserons plus particulièrement dans ce mémoire à l'aide à la décision appliquée pour gérer au mieux les risques liés aux ponts rails métalliques existants. Ceci est possible en se basant sur les résultats obtenus à partir de l'approche probabiliste (FORM) intégrée ici dans un contexte systémique représenté par la méthode MADS-MOSAR. Cet ensemble consiste à cerner les sources de risque, à choisir le niveau de risque approprié et à faire un suivi des niveaux de risque réels afin de repérer les cas où les niveaux de risque établis ont été excédés ou semblent l'avoir été. En effet le simple fait de négliger de déterminer les risques, de les gérer et d'en assurer le suivi peut mener à de lourdes pertes humaines et/ou financières.

La décision, est un choix qui s'opère dans un domaine quel qu'il soit lors de la confrontation d'un problème et dont le but est de le résoudre. C'est aussi un processus cognitif complexe visant à la sélection d'un type d'action parmi différentes alternatives.

Selon Roy et Bouyssou (1993), l'aide à la décision est définie comme étant l'activité de celui (homme d'étude) qui, prenant appui sur des modèles clairement explicités et plus ou moins complètement formalisés, cherche à obtenir des éléments de réponses aux questions que se pose un intervenant (décideur) dans un processus de décision. [28]

4.2.2 - Etapes d'un processus décisionnel

Le processus de résolution d'un problème passe par différentes étapes qui sont : [29]

Premièrement : « l'étape d'intelligence ou de compréhension » : elle consiste à étudier et analyser le système ainsi que son environnement afin de déceler les problèmes qui doivent faire l'objet d'une prise de décision. Cette phase passe par trois étapes qui sont, d'une part la perception de la situation ou du problème à résoudre, ensuite la recherche d'informations relatives au problème et enfin la perception des éléments et des contraintes liées au problème.

Deuxièmement, après avoir clairement identifié le problème, vient « l'étape de la conception ou de la modélisation » : ici, il s'agira de définir ou de déterminer toutes les solutions qui peuvent être proposées, ainsi que les avantages et les risques qu'elles pourraient occasionner.

La troisième étape quant à elle, est dite étape « étape de sélection » car elle permet comme son nom l'indique, de sélectionner ou de choisir une alternative parmi toutes les propositions qui ont été faites. Ce choix est opéré en fonction des avantages, de conséquences, du taux de risques que le système aura à subir.

4.2.3 - Les classes de la décision

Il existe au moins trois grandes approches du concept de décision : [29]

- La première estime que la décision est un choix de type optimisateur. Dans ce cadre, la décision est un calcul d'optimisation qui ne prend pas en compte ni le décideur, ni le contexte. Cette approche s'illustre par le courant de la recherche opérationnelle.
- La seconde approche prend en compte la dimension cognitive des décideurs et notamment leurs limites de rationalité. Ici, on parle de processus de décision. Il s'agira toujours d'un choix entre solutions potentielles, mais ce choix se fondera sur un critère de satisfaction. (H.A.Simon).
- Enfin la dernière approche, plus récente (G.Klein, 1998) intègre, outre le décideur, le contexte dans lequel se déroule la décision. On parle de Naturalistic Decision Making, le terme naturalistic renvoie au travail des naturalistes, c'est-à-dire, on ne va pas construire un modèle de la décision que devront suivre les décideurs, mais plutôt, on va observer comment les décideurs se comportent en situation et essayer de modéliser ce comportement. Ici, la décision n'est plus un choix entre alternatives, mais tout va dépendre de l'expérience du décideur et de sa capacité à reconnaître la situation dans laquelle il est.

4.2.4 - Les univers de la décision

Il existe plusieurs techniques d'aide à la décision dont les plus importants classées par univers comme suit : [27]

- L'aide à la décision en univers certain, dans ce cas le décideur a une idée précise sur les événements à venir et ainsi, anticipe les conséquences relatives à la décision prise ou à prendre. Les outils d'aide à la décision les mieux adaptés en univers certain sont entre autres « les techniques d'actualisation » qui permettent de déterminer la rentabilité économique d'un investissement ou d'un projet, la « programmation linéaire » qui permet d'évaluer le coût minimal et la rentabilité maximum du projet, í
- L'aide à la décision en univers incertain : ici le décideur a une connaissance des éventualités possibles concernant la décision à prendre, mais il n'est pas suffisamment informé pour les prévoir et anticiper les risques. Il faudra dans ce cas miser sur l'objectivité et la prudence du décideur afin d'éviter toute perte de gain et par conséquent, s'appuyer sur la théorie dite « théorie des jeux ».
- L'aide à la décision en univers aléatoire : les techniques utilisées sont la « technique des arbres de décisions » qui permet d'analyser les conséquences d'une série de décisions ; le « calcul statistique » et le « calcul des probabilités » (variance, espérance mathématique) qui, après leur analyse, guident le décideur dans son choix.
- L'aide à la décision en univers conflictuel : la technique la mieux adaptée est la « théorie des jeux ». le décideur devra s'appuyer sur des stratégies adoptées par ses concurrents pour prendre une décision.

La prise de décision se fait par le biais de divers outils ou méthodes et à chaque outil d'aide à la décision correspond un univers bien précis. Dans notre cas, l'outil d'aide à la décision est l'approche probabiliste (FORM), avec laquelle nous avons modélisé les scénarios de défaillance du pont concerné, que nous avons générés grâce à la méthode (MADSMOSAR).

Dans ce qui suit nous allons présenter les résultats obtenus par cette approche, concernant l'évaluation des risques liés au pont rail métallique pk 107+373 et montrer que :

- Cette approche est digne de telles évaluations ;
- Cette approche est un outil d'aide à la décision ;

4.3.1 - La membrure tendue

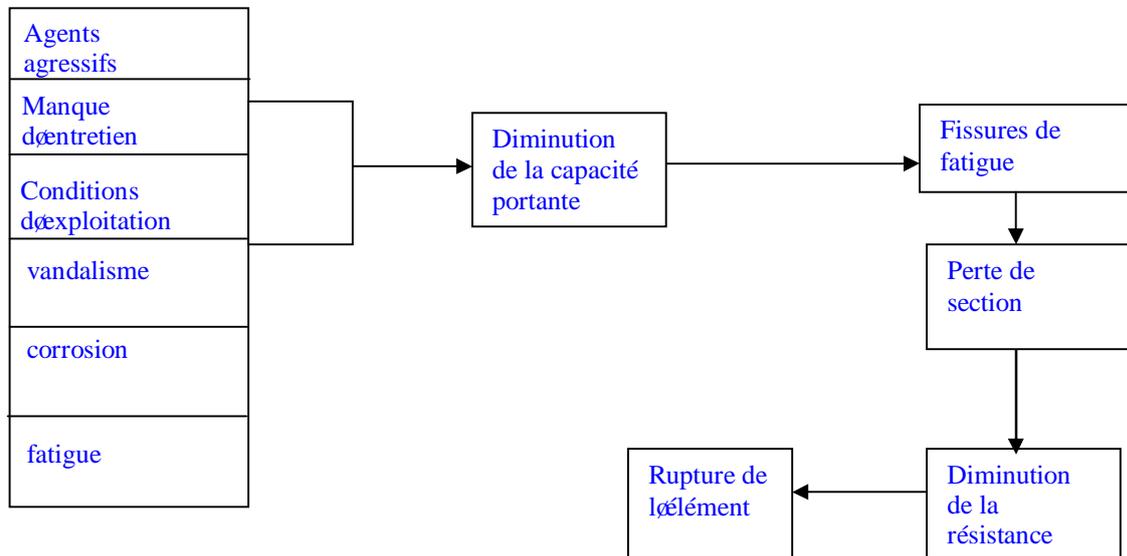
Selon (3.1) on a trouvé :

$$\sigma = \frac{M_{ult}}{z \cdot A} = \frac{410400}{(153.2 - 2 \times 4.92) \times 105.1} = 27.2 \text{ KN/cm}^2 > \sigma_e = 23.5 \text{ kN/cm}^2$$

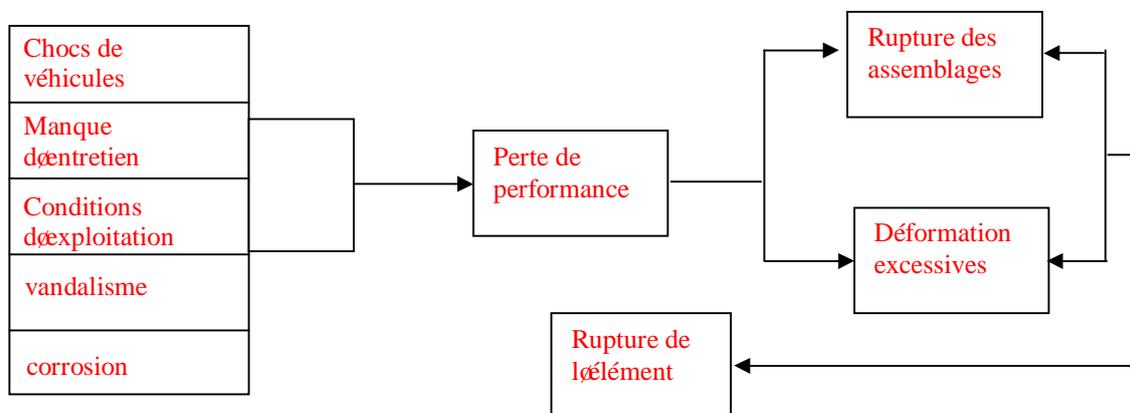
Dépassement important de la limite élastique de l'acier de (25.5%)

Après avoir développé le scénario de défaillance concernant la membrure tendue avec la méthode MADS-MOSAR (page 78), on a obtenu les schémas ci-dessous :

Sc8



SC9



méthode FORM, nous a conduit à la fonction d'état

$$g(f_y, M_{ult}, A) = f_y \times Z \times A - M_{ult} \quad (3.3)$$

Et à la fonction d'état limite suivante dans l'espace normal standard :

$$g(U_R, U_A, U_M) = 0.6563 \times U_R + 1.183 \times U_A + 0.1313 \times U_R \cdot U_A - 0.1632 \times U_M + 3.875 \quad (3.4)$$

Le processus itératif de résolution de cette fonction nous conduit au tableau suivant :

itération	0	1	2	3	4	5	6
β	3	3.7660	3.2928	3.1831	3.1750	3.1743	3.1740
α_R	-0.58	-0.4041	-0.2066	-0.2113	-0.2222	-0.2248	-0.2252
α_A	-0.58	-0.9016	-0.9625	-0.9667	-0.9643	-0.9637	-0.9635
α_M	0.58	0.1542	0.1602	0.1443	0.1438	0.1442	0.1444

itération	7	8	9
β	3.1743	3.1741	3.1741
α_R	-0.2254	-0.2254	-0.2254
α_A	-0.9635	-0.9635	-0.9635
α_M	0.1444	0.1444	0.1444

Les itérations s'arrêtent lorsqu'on a convergence de l'indice de fiabilité :

On a donc $\beta = 3.1741$ et $P_f = 0.15 \times 10^{-2}$

La valeur de l'indice de fiabilité (β) est supérieure à (3), ce qui montre que la membrure tendue est en bon état structural, et ceci reflète son état réel.

4.3.2 – La diagonale tendue

Selon (3.2) on a trouvé :

$$\sigma = \frac{N_{ult}}{A} + \frac{N_{ult} e_y}{I_y} \cdot e_y = \frac{398}{28.14} + \frac{398 \times 2.40}{188} \times 2.40 = 26.3 \text{ kN/cm}^2 > f_y = 23.5 \text{ kN/cm}^2$$

Dépassement important de la limite élastique de l'acier (12%)

Click Here to upgrade to Unlimited Pages and Expanded Features

défaillance concernant la diagonale tendue avec la n a obtenu les mêmes schémas ci-dessus, vue que les membrures et les diagonales sont toutes les deux des éléments de la poutre et sont soumises aux mêmes évènements.

La modélisation mathématique avec la méthode FORM, nous a conduit à la fonction de performance suivante :

$$g(f_y, N_{ult}, A) = I \times A \times f_y - N_{ult} \times I - e_y^2 \times A \times N \tag{3.4}$$

Et à la fonction d'état limite suivante dans l'espace normal standard :

$$g(U_R, U_A, U_N) = 24.9174 \times U_R + 35.3518 \times U_A + 4.9823 \times U_R \cdot U_A - 0.7638 \times U_N \cdot U_A + 6.7754 \times U_N + 139.8588 \tag{3.5}$$

Le processus itératif de résolution de cette fonction nous conduit au tableau suivant :

itération	0	1	2	3	4	5	6
β	3	4.22701	4.11537	3.93400	3.88355	3.87793	3.87728
α_R	-0.58	-0.53096	-0.29773	-0.19075	-0.18265	-0.18708	-0.18883
α_A	-0.58	-0.82850	-0.94055	-0.97308	-0.97578	-0.97495	-0.97456
α_N	0.58	0.17798	0.16346	0.12933	0.12036	0.12027	0.12073

itération	7	8	9	10	11	12
β	3.87719	3.87718	3.8772	3.87716	3.87719	3.87719
α_R	-0.18935	-0.18949	-0.18953	-0.18953	-0.18954	-0.18954
α_A	-0.97444	-0.97440	-0.97440	-0.97439	-0.97439	-0.97439
α_N	0.12090	0.12095	0.12097	0.12097	0.12097	0.12097

Les itérations s'arrêtent lorsqu'on a convergence de l'indice de fiabilité :

On a donc $\beta = 3.87719$ et $P_f = 0.3 \times 10^{-4}$

La valeur de l'indice de fiabilité (β) est supérieure à (3), ce qui montre que la diagonale tendue est en bon état structural, et ceci reflète son état réel.

4.3.3 – Etude de sensibilité

Dans les deux cas étudiés, on remarque que $|\alpha_A|$ est dominante avec une valeur égale à 0.9635 pour la membrure et 0.97439 pour la diagonale, ce qui nous mène à dire que la variable aléatoire (A) a le plus d'effet sur la probabilité de défaillance des éléments. Aussi, on remarque que les variables R et A agissent comme des variables de résistance, vue que les valeurs de α correspondantes sont négatives.

Le risque est en général corrélié aux dimensions financières et sociales des décisions et à l'ampleur des conséquences qu'elles provoquent.

Par conséquent, Une aide à la décision doit avoir pour ambition d'aider le décideur à structurer, interpréter et comprendre l'information. Elle est destinée à l'assister, l'accompagner dans sa compréhension de la situation décisionnelle en lui proposant une justification des choix retenus et en lui permettant d'évaluer les risques qu'il prend lorsqu'il adopte telle ou telle choix.

Dans notre cas, notre approche nous permet de faire une classification des éléments du pont par ordre de dégradation obtenue grâce aux valeurs de probabilité de défaillance (P_f) (ou indice de fiabilité (β)) correspondant, par la suite, en découleront les différentes interventions pouvant se faire sur les différents composants de l'ouvrage.

Dans le cas d'un parc d'ouvrage, une classification par ordre de dégradation aura lieu entre les ouvrages le constituant, et ainsi les décisions pourront être prises concernant l'intervention sur quel ouvrage pouvons-nous commencer, et quel type d'intervention pourra avoir lieu après avoir fait une étude financière de la situation des décisions

Le calcul effectué sur le pont PK 107-373 par le biais de l'approche semi-probabiliste a révélé des dépassements importants dans les différents éléments de l'ouvrage. Notamment dans les membrures supérieures (25.5%), membrures inférieures (15%), diagonales tendues (12%), diagonales comprimées (29%). Normalement ces dépassements mènent le pont à un effondrement sûr. Or ce dernier est en bon état sans qu'aucun accident n'ait été mentionné. Les coefficients partiels de sécurité énoncés dans les règlements sont en général destinés à des ouvrages neufs, de ce fait, ils se présentent très peu représentatifs du besoin réel d'évaluation de la sécurité structurale d'un ouvrage en service.

C'est pourquoi une approche en fiabilité basée sur une conception probabiliste dans un contexte systémique, s'impose comme un outil logique pour appréhender les incertitudes inhérentes aux variables. L'étude systémique du pont, qui nous a conduit à générer les scénarios de défaillance, puis à calculer l'indice de fiabilité de l'élément choisi après l'avoir modélisé avec la méthode FORM, a donné une valeur de $\beta = 3.1741$ pour la membrure, et $\beta = 3.87719$ pour la diagonale qui sont toutes les deux supérieures à 3. Ceci nous conduit à dire que le pont PK 107+373 est en bon état structural.

CONCLUSION GENERALE

De nos jours, une tâche importante en matière de maintenance de ponts existants est la prise en compte de l'emploi rationnel des ressources. Cette nécessité implique l'identification des besoins les plus importants lors d'une intervention, basés en outre, sur l'évaluation de la sécurité structurale et l'aptitude au service d'un pont pris individuellement d'une part et du parc d'ouvrages dans son ensemble. Le but de cette thèse consiste d'une part à montrer que l'approche semi-probabiliste est inadaptée à l'évaluation des risques liés aux structures existantes notamment au pont rail métallique PK 107+373, et d'autre part de développer une approche probabiliste dans un contexte systémique pour une estimation réelle de l'état structurale de l'ouvrage et enfin proposer cette approche comme une méthode d'aide à la décision en vue d'une intervention sur un ouvrage détérioré, en considérant notamment la sécurité structurale, l'aptitude au service et les aspects financiers.

Ce mémoire porte sur « Système d'aide à la décision pour la gestion des risques » concernant les ponts ferroviaires existants et appliqué au cas particulier au pont PK 107+373. L'étude a été divisée suivant cinq grands axes :

Le premier axe présente l'évolution des ponts métalliques entre autres les ponts ferroviaires, où nous avons montré l'interaction entre retour d'expérience et règlements de calcul qui a contribué efficacement à cette évolution.

Le second axe traite l'application de la méthode semi-probabiliste à l'ouvrage, afin de montrer que c'est une méthode dédiée aux ponts en phase de conception et ne peut être appliquée aux structures existantes.

Le troisième axe se consacre à l'application de la méthode MADS-MOSAR au pont, grâce à laquelle nous avons pu générer la majorité des scénarios de défaillance le concernant.

Le quatrième axe propose l'approche probabiliste (FORM) visant à évaluer au mieux les risques liés au pont, en modélisant les scénarios de défaillance générés par la méthode MADS-MOSAR, constituant ainsi une approche systémique rigoureuse tenant compte de toutes les incertitudes liées aux variables de l'ouvrage.

Dans le dernier axe nous avons essayé de montrer que l'approche systémique ainsi obtenue est une méthode d'aide à la décision pouvant aider les spécialistes à prendre les décisions d'intervention concernant les éléments d'un pont ou un pont dans un parc d'ouvrages.

La vérification de la sécurité structurale du pont rail PK 107-373 avec la méthode semi-probabiliste a révélé des dépassements importants dans différents éléments. Notamment (25%) pour les membrures supérieures, (17%) pour les membrures inférieures, (12%) pour les diagonales tendues, (29%) pour les diagonales comprimées. De ce fait l'ouvrage a été classé comme déficient alors qu'il est resté en service sans aucun incident.

La réévaluation avec l'approche probabiliste des risques liés au pont, nous a donné des résultats satisfaisants. En effet, pour la membrure tendue, l'indice de fiabilité est $\beta = 3.1741$ et pour la diagonale tendue $\beta = 3.87719$. Les deux valeurs de β sont supérieures à 3, ce qui implique que les deux éléments sont en bon état structural.

est basée sur les coefficients partiels de sécurité. Or, ces coefficients sont en général destinés à des ouvrages neufs, de ce fait, ils se trouvent très peu représentatifs du besoin réel d'évaluation de la sécurité structurale d'un ouvrage en service

Pour des structures existantes, l'évaluation de la sécurité nécessite une connaissance parfaite du comportement des structures et de tous les mécanismes de dégradation. Par conséquent, l'approche en fiabilité (FORM) basée sur une conception probabiliste dans un contexte systémique représenté par la méthode MADS-MOSAR, s'impose comme un outil logique pour appréhender toutes les incertitudes inhérentes aux variables.

L'approche probabiliste quantifie l'évolution du risque dans le temps en prenant en compte la variabilité des différentes grandeurs d'entrées des modèles par l'intermédiaire de leur distribution statistique. La moyenne et l'écart type de chaque paramètre d'entrée ainsi que le choix de la loi de distribution conditionnent la probabilité de défaillance et doivent être déterminés avec soins. La loi de distribution sélectionnée doit refléter la réalité. Un retour d'expérience conséquent est donc nécessaire afin de fixer la moyenne et l'écart type de chaque paramètre de la manière la plus réaliste possible.

Les approches fiabilistes (probabilistes) permettent d'être conscients des risques qui sont pris, en effet elles permettent :

- De donner des niveaux de confiance sur les résultats en prenant en compte l'aspect aléatoire des observations et la qualité des données
- De prendre des décisions en maîtrisant les risques de prendre la mauvaise décision
- d'appréhender leurs apports dans l'évaluation des ponts anciens et leur aptitude au service,
- décider des réhabilitations, et des remplacements à faire ou ne pas faire afin de pouvoir gérer au mieux les risques et éviter l'impact financier non négligeable sur l'économie du pays

Même imparfait et inévitablement incomplets, les travaux de cette thèse ont cependant permis de poser quelques jalons vers une démarche systémique de l'évaluation des ponts rails métalliques existants qui ne reposent pas sur des coefficients partiels de sécurité. En effet, si l'évaluation des ponts existants est semblable au calcul des ponts neufs (les mêmes principes fondamentaux sont à chaque fois au cœur du processus), une différence importante réside néanmoins dans le fait que, lors du calcul initial, être conservateur est généralement une bonne chose, qui peut être obtenue moyennant un faible coût supplémentaire, tandis que lors de l'évaluation d'un pont existant, il est important d'éviter toute disposition conservatrice inutile à cause des lourdes conséquences financières qu'entraînerait le fait de conclure, sans raison valable, que le pont est sous-dimensionné. Il convient donc d'élaborer des méthodes et des outils adaptés de manière à effectuer les évaluations aussi correctement que possible. Pour cela, soit une approche fiabiliste basée sur des concepts probabilistes constitue des orientations complémentaires pour une meilleure gestion des ouvrages.

- [1] Christian CREMONA. Application des notions de fiabilité à la gestion des ouvrages existants. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 2003
- [2] PONTS METALLIQUES. Bulletin spécial millénaire, N° 20 Office Technique pour l'Utilisation de l'Acier (OTUA), 2001
- [3] Guy GRATTESAT. Conception des ponts. Editions Eyrolles, 1978, p 1-116
- [4] Laurent PEYRAS, Daniel BOISSIER. Du retour d'expérience en génie civil. XXVIIIème Rencontres Universitaires de Génie Civil ó RISQUES. Cedex, France, 2006
- [5] Jean-Armand CALGARO. La philosophie des eurocodes : L'approche semi-probabiliste. CIFP D'ARRAS SETRA, 11 octobre 2001
- [6] Jean-Armand CALGARO, Roger LACROIX. Maintenance et réparation des ponts Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, juillet 1997, chap 1, 2, 3, 4, 5.
- [7] Manfred A.HIRT, Rolf BEZ, Alain NUSSBAUMER. Construction métalliques, volume 10 - Notions fondamentales et méthodes de dimensionnement. Presses polytechniques et universitaires romandes, 2003, p 13-53
- [8] Pierre PERILHON, André LAURENT. La méthode MADS-MOSAR : un outil général pour l'analyse des risques, exemple d'une expérience pédagogique dans les écoles des ingénieurs. Colloque « Risques industriels et risques urbains : vers une même approche ? ». Lyon, France, 3 et 4 décembre 2001
- [9] Pierre PERILHON. Méthode Organisée et Systémique d'Analyse de Risques. Ecole d'été "Gestion Scientifique du risque ". ALBI ó France, septembre 1999
- [10] Thierry VERDEL. Méthodologies d'évaluation globale des risques ó Applications potentielles au Génie Civil. Laboratoire Environnement Géomécanique et Ouvrages (LAEGO). Ecole des Mines de Nancy, Cedex 2002
- [11] Pierre PERILHON, Henry LONDICHE. Proposition d'une méthode « générique » d'analyse de risques. Evolution d'une approche analytique déterministe et probabiliste vers une vision systémique, sociétale et règlementaire
- [12] Rita de Cássia SILVA. Contribution à l'analyse probabiliste de la performance des ponts en béton armé. Thèse de doctorat De l'école nationale des ponts et chaussées. France, 15 octobre 2004
- [13] O. DITLEVSON, H.O.MADSEN. Structural reliability methods. Technical university of Denmark, 2007

- ity analysis of the free Vibration of composite plates.
Faculty of Engineering at Cairo University, In partial
Fulfillment of the Requirements for the degree of Master of science In Aerospace
engineering. August 2006
- [15] J.D. SØRENSEN. Notes in Structural Reliability Theory And Risk Analysis.
Department of Structural Engineering, Aalborg University, Denmark. Aalborg, février
2004
- [16] Prof. Dr. M.H. Faber. Risk and Safety in Civil Engineering. Lecture Notes on Risk
and Safety in Civil Engineering. Swiss Federal Institute of Technology, 2001
- [17] Pierre MAITRE. Formulaire de la construction métallique. Règles CM66+additifs 80,
normes d'assemblage Eurocode 3. Le moniteur, 1997
- [18] Samia AKLOUL, Nabila BENCHAOUCHI. Evaluation des risques inhérents aux
navires avitailleurs cas NAFTAL. Diplôme de post-graduation spécialisée « science
des risques et environnement ». Ecole normale supérieure d'Enseignement Technique
d'Oran ENSET. Laboratoire de recherche appliquée au développement et à la
technologie. LARATED-Maghtech (Université d'Oran), février 2005
- [19] Faiza HALLAL, Samir SAADI. Analyse comparative des risques, appliquée à
l'installation d'une cuve de GPL/C de type aérien et enterrée dans une station service
de type urbaine. Diplôme de post-graduation spécialisée « science des risques et
environnement ». Ecole normale supérieure d'Enseignement Technique d'Oran
ENSET. Laboratoire de recherche appliquée au développement et à la technologie.
LARATED-Maghtech (Université d'Oran), février 2005
- [20] Laurent PEYRAS. Diagnostic et analyse de risques liés au vieillissement des barrages,
Développement de méthodes d'aide à l'expertise. Thèse pour obtention du grade de :
docteur d'université, specialite : Génie Civil. Université De La Méditerranée (Aix-
Marseille II), 2002
- [21] Damien SERRE. Evaluation de la performance des digues de protection contre les
inondations -Modélisation de critères de décision dans un Système d'Information
Géographique - Thèse pour obtenir le grade de Docteur de l'Université de Marne-La-
Vallée, 09/12/2005
- [22] Marc FUMEY. Méthode d'Evaluation des Risques Agrégés : application au choix des
investissements de renouvellement d'installations. Thèse présentée en vue de
l'obtention du titre de docteur De l'institut national polytechnique de toulouse.
Specialite : systemes industriels, 5 janvier 2001
- [23] Défauts apparents des ouvrages d'art métalliques. LCPC ó SETRA - 1981
- [24] Image de la qualité des ouvrages d'art - Equipements et éléments de protection.
Catalogue des désordres, 1996
- [25] Lamir BOUKEZZI. La gestion technique du patrimoine des ouvrages d'art et son
information. Un cas : Le logiciel DATA-RAILS. Application : ouvrages d'art
ferroviaires de l'ouest d'Algérie. Mémoire en vue de l'obtention du diplôme de
magister. Université de la science et de la technologie d'Oran Mohamed BOUDIAF
Département de génie-civil, juillet 1997

ation de ski alpin : D'une explication monocausale à
nique. Annales des ponts & chaussées, 2002

- [27] Christine CHAUVIN. Gestion des risques lors de la prise de décision en situation d'interaction dynamique : approches systémique et cognitive. Université de Bretagne Sud, LESAM, Centre de Recherche, Cedex, 2003
- [28] Bernard ROY. Comment organiser et structurer le processus de décision pour favoriser la concertation entre parties prenantes et accroître la légitimité de la décision? LAMSADE, juillet 2004.
- [29] Michel NEDZELA. Modèles probabilistes d'aide à la décision. Presses de l'université du Québec, 1987
- [30] Limited BOMEL. Probabilistic methods: Uses and abuses in structural integrity. Prepared for the Health and Safety Executive, 2001
- [31] ANNEXE III au livret 2.01. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions métalliques. Règles de calcul des constructions en acier règles CM 66
- [32] Abubakar IDRIS, Pius EDACHE. Reliability Analysis of Simply Supported Steel Beams. Australian Journal of Basic and Applied Sciences, 2007, INSInet Publication
- [33] Benoit PARMENTIER, Didier DELINCE. Normes et règlements, Conception et dimensionnement des structures selon l'Eurocode 0 (EN 1990). CSTC magazine, 2003
- [34] Nathanbandu T. KOTTEGODA, Renzo ROSSO. Statistics, probability, and reliability for civil and environmental engineers. The McGraw-Hill Companies, 1997, p 554-630
- [35] La gestion des ouvrages d'art. OCDE. Recherche en matière de route et de transport routier, 1992
- [36] Ahmed MEBARKI, Daniel BOISSIER, Denys BREYSSE. Fiabilité des matériaux et des structures. 2^e conférence nationale, JN-FIAB, Hermes, 1998
- [37] Kyung K. CHOI, Yoojeong NOH, Liu DU. Reliability Based Design Optimization with Correlated Input Variables Using Copulas. Proceedings of the ASME 2007 International Design Engineering Technical Conferences & Computers and Information in Engineering Conference Las Vegas, Nevada, USA. September, 2007
- [38] Roberto MINGUEZ, Antonio J. CONEJO, Ali S. HADI. Non Gaussian State Estimation in Power Systems. International Conference on Mathematical and Statistical Modeling in Honor of Enrique Castillo. June 28-30, 2006
- [39] Jeff PECK. Optimization based efficiencies in first order reliability analysis. (nasa marshall space flight center) Sankaran mahadevan (vanderbilt university, nashville, tn), avril 2003
- [40] Thomas L. PAEZ, Norman F. HUNTER. Nonlinear System Modeling Based on experimental data. Los Alamos National Laboratory, New Mexico, February 2000
- [41] John J. ZAHN. Fortran Programs for Reliability Analysis. Forest Products Laboratory in cooperation with the University of Wisconsin, 1992

- [43] David G. ROBINSON. A Survey of Probabilistic Methods Used In Reliability, Risk and Uncertainty Analysis: Analytical Techniques. Sandia national laboratories New Mexico, June 1998
- [44] Gerhart I. SCHUËLLER, Helmut J. PRADLWARTER, P.S.KOUTSOURELAKIS. A comparative study of reliability estimation Procedures for high dimensions. 16th ASCE Engineering Mechanics Conference. July 16-18, 2003. Washington, Seattle
- [45] Antonio CARRARINI. Reliability based analysis of the crosswind stability of railway vehicles. Thèse de doctorat, université de Berlin, 24-03-2006
- [46] Mazen A. BA-ABBAD. Reliability-based Design Optimization of a Nonlinear ElasticPlastic Thin-Walled T-Section Beam. Dissertation submitted to the Faculty of Virginia Polytechnic Institute and State University in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy in Aerospace Engineering, March 2004
- [47] Leuven BELGIUM, Luc SCHUEREMANS. The Probabilistic Method from scratch: Basic Theory. LMS International, February 17-18, 2005. Katholieke Universiteit Leuven, Netherlands
- [48] John Dalsgaard SØRENSEN. Statistical Analysis of Data for Timber Strengths. Preben Hoffmeyer, Aalborg Technical University of Denmark
- [49] Harish AGARWAL, John E. RENAUD. New Decoupled Framework for Reliability-Based Design Optimization. University of Notre Dame, Notre Dame, Indiana. AIAA journal, Vol. 44, No. 7, July 2006
- [50] F.P. Grooteman. Advanced stochastic method for probabilistic analysis. National Aerospace Laboratory NLR, Netherlands, 1999
- [51] Xiaoping DU, Wei CHEN. A most probable point based method for uncertainty analysis. ASME 2000 Design Engineering Technical Conferences and Computers and Information in Engineering Conference. Baltimore, Maryland, September 10-13, 2000
- [52] Hae Chang GEA, and Kunjal OZA. Two-level approximation method for reliability-based design optimisation. Int. J. Materials and Product Technology, Vol. 25, Nos. 1/2/3, 2006
- [53] Christian BUCHER. Stochastic Analysis in Structural Optimization. Institute of Structural Mechanics, Bauhaus-Universität at Weimar. Germany, December 2005
- [54] Gene J.-W. HOU. A Most Probable Point-Based Method for Reliability Analysis, Sensitivity Analysis and Design Optimization. Old Dominion University, Norfolk, Virginia, February 2004
- [55] Setra ó CSTR. La route et le paysage. Le paysage dans les projets routiers : un outil pour l'aménagement du territoire. Setra, Novembre 2002

- de communication interpersonnelle. Analyse
Alto PNL. Utiliser l'approche systémique de l'école
de Paolo Alto. Groupe Eyrolles, 2007
- [57] Gérard DONNADIEU, Daniel DURAND, Danièle NEEL, Emmanuel NUNEZ, Lionel SAINT-PAUL. L'Approche systémique : de quoi s'agit-il ? Synthèse des travaux du Groupe AFSCET. " Diffusion de la pensée systémique", Septembre 2003
- [58] Joël de ROSNAY. Education, Ecologie et Approche Systémique. Congrès de l'AGIEM, La Rochelle, 4 juin 1994
- [59] Antoine LEGAY. Une méthode de calcul efficace pour l'étude paramétrique du flambage non-linéaire de structures tridimensionnelles : application à la fiabilité. Thèse de doctorat De L'école normale supérieure de cachan. Laboratoire de Mécanique et Technologie, (ENS Cachan/CNRS/Université Paris 6) CEDEX (France), 5 juillet 2002
- [60] L. CIZELJ, B. MAVKO, H. RIESCH-OPPERMANN. Application of first and second order reliability methods in the safety assessment of cracked steam generator tubing, Nuclear Engineering and Design ELSEVIER, 1994
- [61] Dino BAGNARIOL. Le pont Sergeant Aubrey Cosens Memorial au-dessus de la rivière Montréal à Latchford. Enquête sur une défaillance : Rapport final, décembre 2003
- [62] Bureau de la sécurité des transports du Canada. Rapport d'enquête ferroviaire. Déraillement en voie principale du train numéro 356-51-14 du Canadien National au point milliaire 7,9, subdivision Fraser à McBride (Colombie-Britannique) le 14 mai 2003. Rapport numéro R03V0083
- [63] Jean-Armand CALGARO. Les Eurocodes de projet : leur mise en œuvre dans les marchés publics d'études et de travaux. CIFP 2004
- [64] Jean-Armand CALGARO. Actions sur les ponts. CIFP 2005
- [65] Laurent PEYRAS, Daniel BOISSIER, Paul ROYET. Approches de l'analyse de risques en génie civil : exemple des barrages. Revue N°8, 2004
- [66] Pierre PERILHON. Une méthode générique d'analyse de risques à son enseignement

ANNEXE A : TERMINOLOGIE ET DESIGNATION

1- Termes relatifs à la notion de pont :

a- Notion de pont :

Ouvrage de génie civil principalement destiné à supporter des charges de trafic ou de piétons au-dessus d'un obstacle naturel ou d'une ligne de communication. Ce terme couvre tous les types de ponts, y compris les ponts ferroviaires et les ponts supportant des canaux, des canalisations ou d'autres véhicules, comme des avions (Eurocode 3)

- **Un passage supérieur** : est un ouvrage établi au-dessus des voies ferrées
- **Un passage inférieur** : est un ouvrage établi au-dessous des voies ferrées
- **Un saut de mouton** : est un ouvrage permettant à une voie ferrée de franchir une autre voie ferrée. Son but est d'éviter le cisaillement des deux voies.

b- Désignation des ouvrages :

- **Un pont rail** : est un ouvrage qui livre le passage à une ou plusieurs voies ferrées.
- **Un pont route** : est un ouvrage qui livre le passage à une voie routière
- **Un viaduc** : est un pont rail ou route de grande hauteur ou de grande longueur à une ou plusieurs travées
- **Un ponceau** : est un passage inférieur d'ouverture généralement comprise entre deux mètres et cinq mètres
- **Un aqueduc** : est un ouvrage voûté d'ouverture inférieure à deux mètres qui sert à l'écoulement des eaux
- **Un dalot** : est un ouvrage dallé d'ouverture inférieure à deux mètres qui sert à l'écoulement des eaux
- **Une buse** : est un ouvrage généralement à section cylindrique qui sert à l'écoulement des eaux
- **Une passerelle** : est un ouvrage qui livre le passage à une circulation des piétons
- **Un passage souterrain** : est un ouvrage situé sous une voie de communication, et qui est destiné à assurer le passage des piétons ou des voitures légères dans les gares.
- **Un pont provisoire** : est un ouvrage établi à l'occasion de travaux sous la voie.

l'un pont dépourvu de continuité rigide avec le tablier.

Une distinction est faite entre les culées rigides et les culées flexibles, le cas échéant

- **Pile** : Appui intermédiaire d'un pont, situé sous le tablier
- **Appareil d'appui** : Dispositif structural situé entre le tablier et une culée ou une pile du pont et transmettant les charges depuis le tablier vers la culée ou la pile

2- Termes relatifs la notion de structure :

a- modèle structural : schématisation du système structural utilisée pour l'analyse et le dimensionnement

b- structure : assemblage de pièces conçu pour assurer un certain degrés de rigidité

c- système structural : assemblages d'éléments porteurs d'une construction et mode de fonctionnement en commun

d- type de structure : disposition d'éléments structuraux tels que poutres, colonnes, voûtes, pieux de fondation.

3- Termes relatifs aux états limites :

Etat-limite : état de la structure ou d'une de ses parties au-delà duquel un des critères de performance auxquels elle doit répondre n'est plus satisfait.

On distingue :

- les états-limites **ultimes** qui correspondent au maximum de capacité portante ou à un état de sollicitation dont le dépassement rend inutilisable l'ouvrage ou la partie d'ouvrage considérée.

- les états-limites **de service** qui correspondent à un état de sollicitation à partir duquel une des performances d'aptitude à l'emploi n'est plus.

4- Termes relatifs aux projets :

a- Situation de projet : ensembles de conditions physiques représentant une certaine durée pour laquelle il sera démontré par le calcul que les états limites concernés ne soient pas dépassés.

b- situation de projet transitoire : Situation de projet à considérer pendant une durée beaucoup plus courte que la durée d'utilisation prévue pour la structure et qui est hautement probable.

c- Situation de projet durable : situation de projet à considérer pendant une durée du même ordre que la durée d'utilisation de projet de la structure.

d- situation de projet accidentelle : situation de projet impliquant des conditions exceptionnelles au niveau de la structure ou de son exposition, par exemple un incendie, une explosion, un choc ou une défaillance localisée.

n :

enées pour vérifier la fiabilité d'une structure existante en vue d'une utilisation future.

b- Evaluation structurale : L'évaluation structurale d'une structure ou d'un élément de structure consiste à vérifier sa sécurité structurale (ou intégrité) et son aptitude au service.

c- mesures de sécurité immédiate ou de sauvegarde : actions qui peuvent sauver nécessaires pour préserver la sécurité des usagers et des tiers, dans le cas où la ruine de l'ouvrage est à craindre dans un délai très court.

6- Termes relatifs à la physique et à la mécanique :

a- actions :

Agent : ce qui agit sur la construction ou ses diverses parties

Exemples : pesanteur, vent, pluie, rayonnement solaire,...

Action : Ensemble des forces et déformations appliquées à une structure ou à un élément de construction dues à un même agent.

Exemples : poids, pression, actions de la température, de l'humidité

Effet : résultat d'une action.

Exemples : sollicitation, déformation de la structure, dégradation, ...

Action permanente : action qui a de fortes chances de durer pendant toute une situation de projet donné et pour laquelle la grandeur de la variation dans le temps par rapport à la valeur moyenne est négligeable ou pour laquelle la variation se fait toujours dans le même sens (monotone) jusqu'à ce que l'action atteigne une certaine valeur limite.

Action variable : action qui a peu de chance de durer pendant toute une situation de projet donné, ou pour laquelle la grandeur de la variation dans le temps par rapport à la valeur moyenne n'est ni négligeable ni monotone.

Dégradation : évolution irréversible d'une ou de plusieurs caractéristiques d'un bien liées au temps, à la durée d'utilisation ou à une cause externe. C'est une diminution de la performance d'une fonction restant néanmoins supérieure au seuil fonctionnel ou à l'état-limite (état ou phénomène que l'on souhaite éviter)

Dégradation structurelle : abaissement des caractéristiques des composants d'une structure mettant en cause la tenue d'ensemble de la structure.

Défaillance : altération ou la cession de l'aptitude d'un système à accomplir sa ou (ses) fonction(s) requise(s) avec les performances définies dans les spécifications techniques.

Sollicitation : tout effort ou ensemble d'efforts qui naît dans la structure sous l'effet des actions ou combinaisons d'actions.

Exemples : effort normal, effort tranchant, moment fléchissant, moment de torsion.

Valeur caractéristique : valeur utilisée d'un paramètre de l'étude avant application des coefficients partiels de sécurité.

Valeur de conception : valeur qui doit respecter le critère en général à la limite (i.e. marge=1).

une structure à remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue. Par extension, on parle de performance d'une fonction pour indiquer l'état de réalisation de la fonction.

Résistance : capacité d'un membre ou un composant ou d'une section d'un membre ou d'un composant d'une structure, à supporter des actions sans défaillance mécanique par exemple résistance à la flexion.

7- Termes relatifs à la fiabilité, durabilité, aptitude au service :

a- Performance : propriété caractérisant le comportement de la construction ou d'une partie de celle-ci en rapport avec l'utilisation.

b- Fiabilité : au sens général c'est l'aptitude d'une entité à accomplir une fonction requise dans des conditions données pendant une durée donnée.

Au sens probabiliste c'est une mesure (probabiliste, i) qu'une entité accomplisse une fonction requise dans les conditions données, pendant une durée donnée.

c- Fiabilité structurale : aptitude d'une structure à satisfaire les exigences spécifiées en matière de défaillance structurale.

d- Probabilité de défaillance : mesure de l'occurrence de la défaillance.

e- Durabilité : aptitude d'une entité (structure ou composant) à demeurer en état d'accomplir une fonction requise dans des conditions données d'utilisation et de maintenance jusqu'à ce qu'un état limite soit atteint.

f- Durabilité structurale : aptitude d'une structure à rester fiable pendant une durée d'utilisation conventionnelle.

g- Durée de vie : D'une façon générale, la durée de vie d'un ouvrage peut être définie comme la période au cours de laquelle l'ensemble des endommagements cumulés subis au cours du temps ne dépasse pas un niveau critique ou, en d'autres termes, un ou plusieurs états limites donnés. La durée de vie peut être prise égale à la durée de service sans précaution initiale particulière, sans entretien spécialisé et sans réparation importante du gros œuvre ou de la structure. Cela correspond à un fonctionnement normal et à une maintenance courante pour un niveau de service donné qui peut également faire intervenir des considérations d'esthétique

h- Durée de vie résiduelle : période pour laquelle une structure existante est destinée ou estimée opérer avec une maintenance planifiée.

i- Durée de vie utile : période commençant à un instant donnée, pendant laquelle dans des conditions données, une entité a un taux de défaillance acceptable, ou période précédant l'apparition d'une défaillance non réparable.

8- Codification :

a- règlements de calculs : sont un ensemble de **normes européennes**, d'application volontaire, destinées à **harmoniser les méthodes de calcul** utilisables pour vérifier la stabilité et le dimensionnement des différents éléments constituant des bâtiments ou ouvrages de génie civil, quels que soient les types d'ouvrages ou de matériaux (structures en béton, en métal, structures mixtes acier/béton, maçonnerie, bois, aluminium, règles de calcul pour les ouvrages de géotechniques et règles parasismiques).

e valeurs de calcul permettant de vérifier la fiabilité et simultanément de différentes actions.

Coefficient partiel de sécurité : coefficient incompressible à appliquer aux valeurs caractéristiques des données du problème.

Marge de sécurité : rapport ou différence entre un paramètre caractérisant la résistance et un paramètre caractérisant le niveau de sollicitation du défaut mais calculé avec la valeur souhaitée, ce rapport ou cette différence peut être probabilisé.

9- Termes liés à la systémie :

a- Quelques définitions du mot système :

Le mot système dérive du grec "systema" qui signifie "ensemble organisé". Selon Bertalanffy (1973), un système est "un complexe d'éléments en interaction".

Pour de Rosnay (1975), "un système est un ensemble d'éléments en interaction dynamique, organisés en fonction d'un but".

Le Moigne (1977) le considère comme "un objet qui, dans un environnement, doté de finalités, exerce une activité et voit sa structure interne évoluer au fil du temps, sans qu'il perde pourtant son identité unique.

b- Approche systémique : (un **savoir-être**, à la fois, en tant que comportement de la personne qui agit pour penser le système, que du comportement du système lui-même, que du comportement à mettre en œuvre par les acteurs qui veulent mettre en œuvre ce "nouveau savoir-penser", cette nouvelle façon de se représenter un système). Le savoir-être se situe essentiellement dans un nouveau regard porté sur les systèmes humains. Ce "savoir-être" consiste à appréhender les composants fondamentaux du référentiel d'accès à la complexité. Il ne s'agit pas de comprendre en analysant chaque partie du système, mais bien d'avoir une vision globale des sous-systèmes appartenant au système à considérer et de leurs interactions récurrentes.

L'approche systémique, c'est donc l'application du concept de système à la définition et à la résolution des problèmes.

10- termes liés à la maintenance et au contrôle :

a- inspection, contrôle et surveillance :

- **auscultation :** Ensemble d'examen et de mesures spécifiques faisant le plus souvent appel à des techniques élaborées, et qui vise à mieux connaître l'état réel d'un ouvrage pour aboutir à un diagnostic de sa pathologie.

- **essai de chargement :** Essai de tout ou partie d'une structure par chargement visant à évaluer son comportement ou ses propriétés, ou sa capacité portante.

- **expertise :** collection et évaluation de l'information fournie par l'inspection, l'analyse de documents, l'auscultation.

- **haute surveillance :** elle consiste à guetter l'apparition d'un signe faisant craindre la possibilité d'une défaillance de l'ouvrage à très court terme, afin de prendre immédiatement les mesures de sécurité nécessaires et probablement définies.

établir l'état actuel d'une structure. Cet examen permet de dresser un bilan complet de l'état d'un ouvrage. Elle nécessite souvent des moyens lourds d'accès.

- **Surveillance** : opération destinée à tenir à jour une connaissance de l'état des ouvrages suffisante pour permettre d'effectuer en temps voulu les opérations d'entretiens ou de remise en état nécessaires et, le cas échéant, de prendre les mesures de sécurité permettant de prévenir tout accident résultant de la dégradation des ouvrages.

- **surveillance renforcée** : elle consiste à suivre d'une façon plus attentive l'évolution d'un ouvrage pendant une certaine durée.

-soit dans le cas le plus général pour détecter une évolution anormale ;

Soit dans le cas où l'examen de l'ouvrage n'a pas permis d'expliquer les causes exactes des désordres ou que l'auscultation n'a pas permis d'évaluer l'état réel dans lequel se trouve l'ouvrage, pour mieux identifier les problèmes et mieux appréhender son comportement.

- **Visite** : examen visuel sur site plus sommaire que l'inspection, et nécessitant peu de matériels.

b- maintenances :

-**maintenance** : totalité des opérations effectuées pendant la durée d'utilisation de la structure pour préserver pour préserver sa fonction (ou sa performance structurale)

- **maintenance programmée** : maintenance exécutée selon un calendrier préétabli ou selon un nombre défini d'unités d'usage.

- **réhabilitation** : travaux visant à restaurer, et éventuellement à améliorer, l'état d'une structure.

-**Renforcement** : opération visant à redonner un ouvrage un nouvel état de service.

- **réparation** : opération visant à redonner à un ouvrage son état de service initial.. une réparation peut faire appel à des opérations de restauration ou de remplacement.

- **Requalification** : modification d'une structure existante visant à améliorer sa performance structurale.

1- Termes liés aux dégradations :

- **Corrosion** : C'est l'attaque destructive d'un métal par réaction chimique ou électrochimique avec son environnement. Les propriétés mécaniques des matériaux sont altérées.

- **Enrouillement** : C'est la dégradation de la protection anti-corrosion avec apparition de points de rouille sans réduction des sections résistantes

- **Vandalisme** : Le vandalisme c'est le fait de détruire, de dégrader ou de détériorer un bien appartenant à autrui. (Article 322.1 du nouveau Code pénal).

- **Fatigue** : La fatigue est un processus (succession de mécanismes) qui sous l'action de contraintes ou déformations cycliques, répétées ou alternées modifie les propriétés locales d'un matériau et peut entraîner la formation de fissures et éventuellement la rupture de la pièce. Il est important de remarquer que la contrainte ou déformation maximale pour laquelle ce processus est activé est bien inférieure à la résistance à la traction du matériau. Les étapes principales de la fatigue sont l'amorçage de fissures (si des défauts ne sont pas déjà présents dans le matériau), la propagation des fissures et la rupture finale. Les paramètres souvent

en fatigue et ainsi le nombre de cycles avant rupture de la sollicitation (chargement ou déformation imposée), l'amplitude de cette sollicitation, le fini de surface et le milieu dans lequel la pièce sera utilisée.

- **Affouillement** : Action produite par les eaux dont le courant a fouillé, a dégradé un ravin, une pile de pont, une berge. Il faut réparer le dommage causé par cet affouillement.
- **Affaissement** : L'affaissement est un phénomène progressif lié à la présence de cavités à moyenne ou grande profondeur. La rupture de ces cavités se propage vers la surface en provoquant un tassement des terrains qui se traduit par la formation d'une cuvette d'affaissement.
- **Foisonnement** : Le foisonnement est la modification du volume occupé par une matière fragmentée par inclusion d'air ou d'eau.
- **Flambage** : Le flambage ou flambement est un phénomène d'instabilité d'un matériau, qui soumis à une force de compression, a tendance à fléchir et à se déformer dans une direction perpendiculaire à la force de compression.
- **Rouille** : La rouille est la substance de couleur brun-rouge formée quand des composés contenant du fer se corrodent en présence de dioxygène et d'eau. C'est une réaction d'oxydation lente. Il s'agit donc d'un oxyde de fer, appelé hématite, produit par corrosion.

TATISTIQUES :

1- Introduction .

de nombreux phénomènes, comme la température, le vent, ne peuvent être prévus de manière déterministes. Ils sont dits incertains. Deux types d'incertitudes doivent être cependant distingués : l'incertitude intrinsèque et l'incertitude statistique. L'incertitude intrinsèque ou physique concerne le caractère aléatoire des phénomènes physiques. Les variables physiques sont décrites par des variables aléatoires ou des processus stochastiques. L'incertitude statistique se situe dans l'évaluation des paramètres décrivant les modèles probabilistes tirés de l'échantillonnage. Ils peuvent être quantifiés par des statistiques classiques mais sont plutôt traités par les statistiques bayésiennes.

2- description des incertitudes physiques et statistiques :

L'analyse statistique est la méthode la plus classique pour caractériser les incertitudes physiques. Pour étudier un phénomène aléatoire, il faut en premier lieu préciser les conditions nécessaires à son observation. Quand ces conditions sont fixées par l'observateur, elles définissent une expérience aléatoire ; dans le cas contraire, elles caractérisent une épreuve aléatoire pendant laquelle le phénomène se réalise (vent, pluie, ...).

3- axiomes de la théorie des probabilités :

a- probabilité : la probabilité d'un événement peut être considérée comme la mesure numérique de la vraisemblance que cet événement apparaisse. Cette mesure, appelée mesure de probabilité, peut être établie à partir :

- d'hypothèses a priori sur les mécanismes gouvernant l'apparition des événements ;
- des fréquences d'observations passées ;
- d'hypothèses intuitives ou subjectives.

La probabilité d'un événement A est notée $P(A)$ où $P(\cdot)$ est la mesure de probabilité.

b- axiomatique : les mesures de probabilité doivent cependant vérifier un certain nombre d'axiomes :

- 1) la probabilité d'un événement A est comprise entre 0 et 1 ;
- 2) la probabilité $P(\Omega)$ de l'ensemble des résultats possibles est égale à 1 (l'événement Ω est appelé événement certain). La probabilité $P(\square)$ de l'ensemble vide est égale à 0 (l'événement \square est appelé événement impossible)

1) la probabilité de l'union de deux événements A_1, A_2 admettant une intersection vide $A_1 \cap A_2 = \square$ (ces événements sont dits incompatibles) est égale à la somme des probabilités de chacun des événements :

$$P(A_1 \cup A_2) = P(A_1) + P(A_2)$$

Divers résultats se déduisent de façon immédiate de la définition d'une mesure de probabilité :

$$\forall A, P(A) = 1 - P(\bar{A})$$

$$\forall A, B, A \subset B, P(A) \leq P(B)$$

$$\forall A, B, A \cap B = \phi, P(A \cup B) = P(A) + P(B)$$

d- Probabilité conditionnelle :

Considérons la probabilité composée $P(A \cap B)$; on définit la probabilité conditionnelle $P(A/B)$ d'un événement A sachant B, par :

$$P(A/B) = \frac{P(A \cap B)}{P(B)}$$

De façon identique, il est possible de construire la probabilité de B sachant A, $P(A/B)$, ce qui permet d'écrire la triple égalité :

$$P(A \cap B) = P(B).P(A/B) = P(A).P(B/A)$$

e-Indépendance :

Deux événements A et B sont dits indépendants, dès lors que la condition suivante est vérifiée :

$$\begin{cases} P(A/B) = P(A) \\ \text{ou} \\ P(A \cap B) = P(A).P(B) \end{cases}$$

4- Variables aléatoires :

a- définition : une fonction de probabilité, quelle que la manière dont elle est définie, a pour objectif de décrire le caractère aléatoire d'un phénomène au travers de l'analyse de ses résultats possibles. Ainsi le vent est un phénomène aléatoire qui peut être décrit par sa vitesse. La vitesse du vent est donc également une mesure aléatoire : on parle alors de variable aléatoire.

Une variable aléatoire X est une application de l'ensemble de résultats Ω dans l'ensemble des réels R :

$$\begin{aligned} X : \Omega &\rightarrow R \\ \omega &\rightarrow X(\omega) \end{aligned}$$

La mesure de probabilité P du phénomène aléatoire étudié et représenté par la variable X est appelée la loi de X et est notée $P_X(\cdot)$.

b- échantillonnage : un échantillonnage est une expérience aléatoire qui consiste à tirer au hasard un ou plusieurs éléments de l'ensemble des résultats possibles. Ce sous-ensemble des résultats ou réalisations est appelé échantillon.

soit existe une fonction $f(\cdot)$ vérifiant :

$$\int_{\mathbb{R}} f(x) dx = 1; \quad F(x) = \int_{-\infty}^x f(x) dx$$

La fonction est la fonction densité de la variable X .

d- extension aux vecteurs aléatoires :

on définit de manière analogue à la section précédente, la notion de vecteur aléatoire X . il s'agit d'une application de Ω dans \mathbb{R}^p . la loi de X est dénommée loi conjointe. La fonction de répartition d'un vecteur aléatoire aura la même définition que pour une variable aléatoire. La fonction densité d'un vecteur aléatoire suit également les mêmes principes.

5- Description des variables aléatoires :

En présence d'un échantillon, la question se pose donc de savoir quelles sont les informations qui peuvent en être tirées concernant le phénomène soumis à observation. Ces informations accessibles sont dites statistiques. Il s'agit en fait d'applications dont les valeurs sont appelées informations statistiques.

Après avoir procédé au tirage d'un échantillon, il est souhaitable, sinon indispensable, d'en résumer le contenu informatif au moyen des valeurs numériques prises par un certain nombre de statistiques. Les informations quantitatives les plus intéressantes concernent en général les paramètres caractéristiques de la variable aléatoire associée au phénomène étudié. Le plus souvent, il s'agit de l'histogramme des réalisations ou des fréquences, ou de paramètres comme la moyenne et l'écart type. Les statistiques sont également des variables aléatoires, les valeurs numériques obtenues dépendant naturellement de l'échantillon. En conséquence, on ne peut obtenir avec un échantillon que des variables approchées ou estimateurs de paramètres caractéristiques de la variables aléatoire étudiée.

a- Moyenne – Variance :

La moyenne d'une variable aléatoire X est définie par :

$$E(X) = \int_{-\infty}^{+\infty} x f(x) dx$$

Si l'on dispose d'un échantillon de taille n , $(x_i)_{1 \leq i \leq n}$, cette moyenne peut être estimée par l'expression :

$$E(X) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i$$

La moyenne est appelée moment d'ordre 1 de la variable X .

La variance de X est définie par :

$$V(X) = E((X - E(X))^2) = \int_{-\infty}^{+\infty} (x - E(X))^2 f(x) dx$$

on biaisé :

$$V(X) = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - E(X))^2$$

La variance est appelée moment d'ordre 2 de la variable X.

L'écart type et le coefficient de variation de la variable X sont définis par :

$$\sigma(X) = \sqrt{V(X)} \quad Cdv(X) = \frac{\sigma(X)}{E(X)}$$

b- coefficient de corrélation :

Si un évènement est le résultat de deux (ou plus) variables aléatoires X et Y, la probabilité que cet évènement se produise pour des valeurs x et y, est définie par la fonction de répartition conjointe :

$$F_{X,Y}(x, y) = P(X \leq x \cap Y \leq y) \\ = \int_0^x \int_0^y f_{X,Y}(u, v) du dv$$

Où $f_{X,Y}(.,.)$ est la fonction de densité conjointe. Le coefficient de corrélation est défini par :

$$\rho(X, Y) = \frac{\int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} [x - E(X)][y - E(Y)] f_{X,Y}(x, y) dx dy}{\sigma(X)\sigma(Y)}$$

Ce coefficient est toujours compris entre -1 et +1, l'estimateur suivant peut être utilisé pour le calculer :

$$\rho(X, Y) = \frac{\sum_{i=1}^n [x_i - E(X)][y_i - E(Y)]}{\sqrt{\sum_{i=1}^n [x_i - E(X)]^2} \sqrt{\sum_{i=1}^n [y_i - E(Y)]^2}}$$

Le coefficient de corrélation est une mesure de la dépendance linéaire entre deux variables. Si $\rho(X, Y) = 0$, les deux variables X et Y ne sont pas reliées linéairement entre elles, mais peuvent être d'une autre manière (relation non linéaire).

6- quelques variables aléatoires utiles :

a- loi normale :

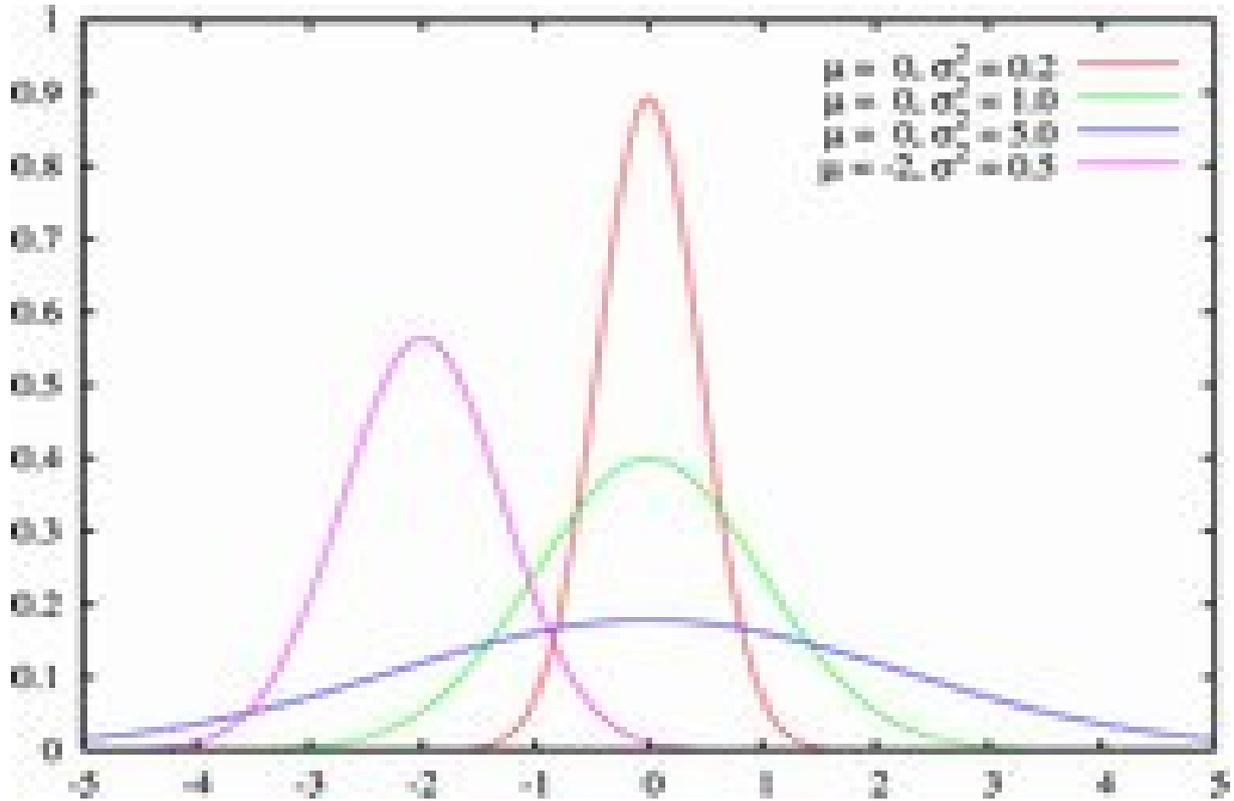
Une loi très utile en pratique est la loi normale ou loi de Gauss. Sa fonction de répartition est donnée par :

$$F(x) = \int_{-\infty}^x \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left(-\frac{(y-m)^2}{\sigma^2}\right) dy$$

Où $m = E(X)$ est la moyenne et σ l'écart type. La variable normale est parfois dénommée variable gaussienne.

variables aléatoires individuelles.

la loi de probabilité d'une somme d'un grand nombre de variables aléatoires indépendantes est une loi normale, ceci quelles que soient les lois des diverses

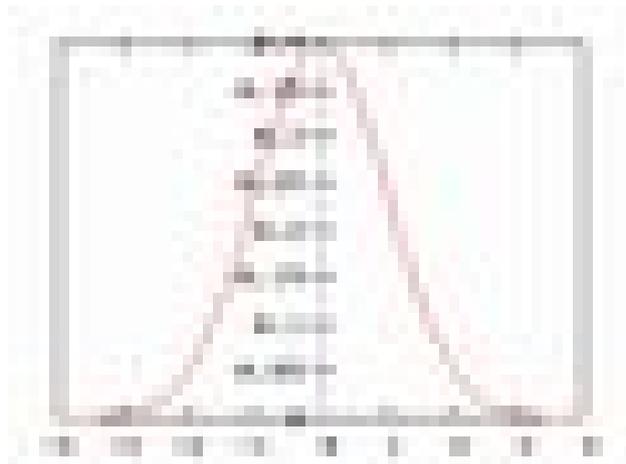


Fonction de densité d'une loi normale

centrée réduite la loi définie par la densité de

$$\varphi(t) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{t^2}{2}}$$

La représentation graphique de cette densité est une courbe en cloche (ou courbe de Gauss).



Fonction de densité d'une loi normale centrée réduite

b- loi lognormale :

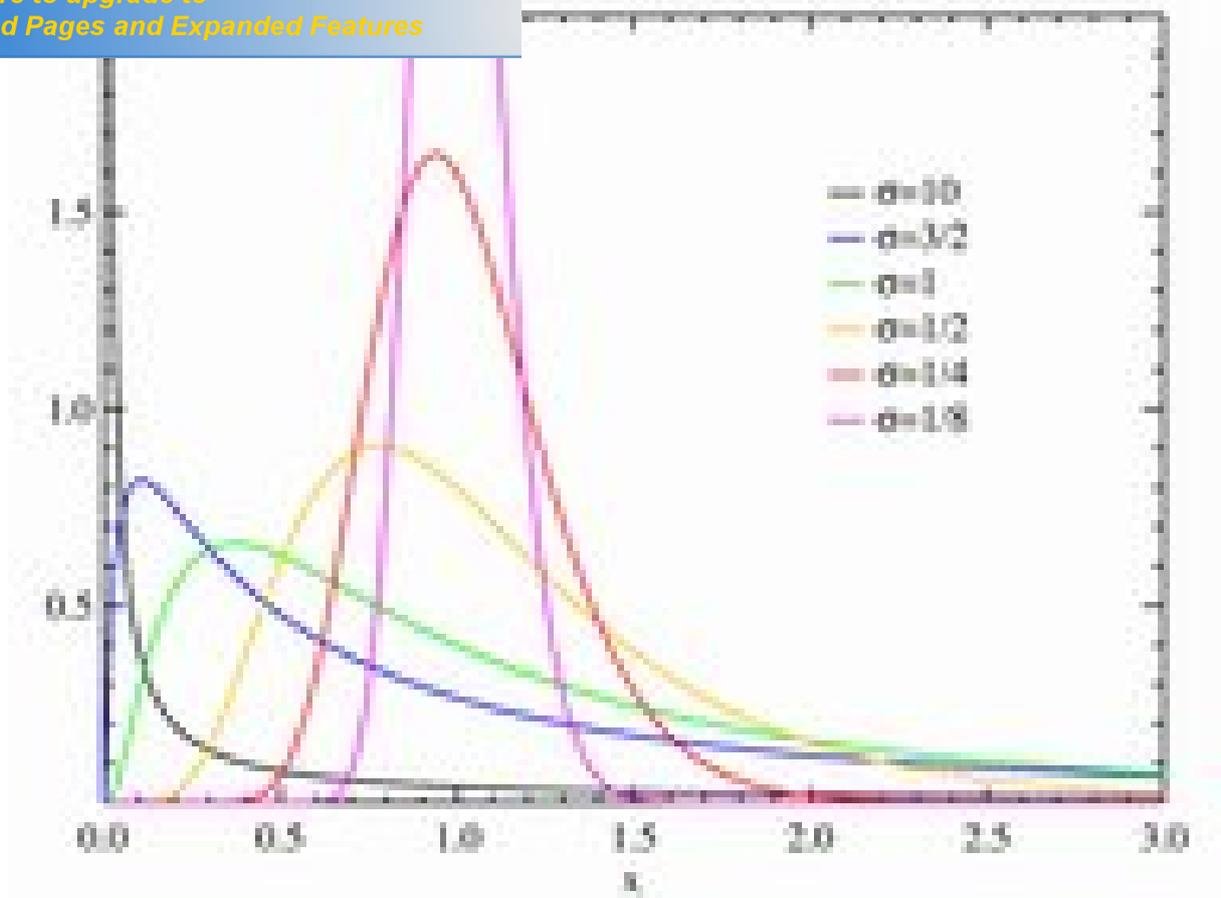
Une autre loi très utile est la loi lognormale. Une variable X est lognormale si $\ln(X)$ est une variable normale. La fonction de répartition est donnée par :

$$F(X) = \int_{-\infty}^{\ln(x)} \frac{1}{\sqrt{2\pi} s} \exp\left(-\frac{(y-\mu)^2}{s^2}\right) dy$$

Où μ est la moyenne et s l'écart type de la variable $\ln(X)$. La moyenne et l'écart type de X s'obtiennent par les expressions :

$$m = E(X) = \exp\left(\mu + \frac{1}{2}s^2\right);$$

$$\sigma = \sigma(X) = \sqrt{1 - \exp(-s^2)} \exp\left(\mu + s^2\right)$$



Fonction de densité d'une loi lognormale

2.2.6 Assurance de qualité

(1) P Les mesures concernant l'assurance de qualité doivent être conformes aux spécifications de l'autorité compétente, voir EN 1991-1.

2.2.7 Robustesse et intégrité de la structure

(1) Il convient de concevoir les ponts pour qu'ils tolèrent les dommages.

(2) Il y a lieu de faire en sorte que, lorsqu'il se produit un dommage résultant d'actions accidentelles, le reste de la structure puisse résister au moins à la combinaison de charges accidentelle.

(4) Afin de garantir une intégrité suffisante, il convient de prévoir l'inspection et l'entretien à intervalles appropriés, selon les spécifications de l'autorité compétente.

(5) Afin de garantir l'accessibilité pour l'entretien et le contrôle, il y a lieu de satisfaire les exigences données dans la section 4.

(3) Il convient de traiter les effets de la détérioration des matériaux, de la corrosion ou de la fatigue par un choix approprié des matériaux ou par une redondance de la structure et par un système de protection anticorrosion.

(3) I Il convient de traiter les effets de la détérioration des matériaux, par une conception adaptée de la structure et par un système de protection anti-corrosion. La vérification à la fatigue tiendra compte du degré de redondance de la structure.

2.2.7 A Suppression et remplacement des câbles

(1) Les câbles exposés à des détériorations (provoquées, par exemple, par des impacts de véhicules, la fatigue, la corrosion, ou un acte de sabotage) doivent être conçus pour pouvoir être remplacés. Sauf mention contraire dans le cahier des charges du projet pour des raisons fonctionnelles, et sous réserve de l'accord de l'autorité compétente, le pont doit être calculé pour pouvoir continuer à assurer la fonction pour laquelle il a été prévu pendant le remplacement de l'un quelconque des câbles.

(2) Le pont doit être calculé pour résister aux efforts provoqués par la suppression soudaine d'un ou plusieurs câbles dans les limites spécifiées dans (5) ci-après, en prenant en compte les contraintes dynamiques résultantes.

(3) Il convient de traiter la condition de charge spécifiée dans (2) comme une situation de projet post-accidentelle, avec les coefficients ψ_i pour les combinaisons de charges fréquentes, $\gamma_{GA} = 1,0$ et $A_d = 0$.

(4) En l'absence d'une analyse plus précise, l'effet dynamique de la suppression soudaine d'un ou plusieurs câbles comme spécifié dans (2) peut être pris en compte en toute sécurité par la procédure suivante :

a) Détermination des effets de calcul $E_{d,1}$ sous les actions spécifiées en (3) avec tous les câbles intacts ;

b) Détermination des effets de calcul $E_{d,2}$ sous les mêmes actions avec suppression du (ou des) câble(s) concerné(s) ;

c) Estimation des effets de calcul totaux (statiques et dynamiques) E_d résultant de la suppression soudaine du

ou des câble(s) au moyen de :

$$E_d = 2E_{d,2} \text{ ó } E_{d,1}$$

par (2), le nombre maximal de câbles est spécifié par

(6) Lorsque ceci est spécifié dans le cahier des charges du projet, ou exigé par l'autorité compétente, les conséquences de la rupture ou la diminution de résistance d'un ou plusieurs câble(s) provoquées par un incendie doivent être prises en compte.

(7) Le marché doit spécifier les conditions d'exploitation, les combinaisons d'action, la durée du chantier.

Matériaux

3.1 Généralités

(1)P Sauf mention contraire, les dispositions de la Section 3 doivent être respectées, et remplacent la Section 3 de l'EN 1993-1-1.

(2)P Les caractéristiques des matériaux données dans cette Section 3 doivent être traitées comme des valeurs nominales et adoptées comme valeurs caractéristiques dans les calculs.

(3) Sauf spécification contraire de l'autorité compétente, il convient que le dossier de contrôle conforme à 3.1.6 de l'EN 10209 contienne les certificats d'essais des matériaux.

3.2 Acier de construction

3.2.1 Objet

(1)P La présente Partie 2 de l'EN 1993 couvre le calcul des ponts fabriqués à partir d'aciers conformes aux nuances d'acier figurant dans le tableau 3.1.

(2)P D'autres aciers ne doivent pas être utilisés, sauf agrément de l'autorité compétente.

3.2.2 Caractéristiques des matériaux

(1)P Les valeurs nominales de la limite élastique f_y et de la résistance ultime f_u pour l'acier de construction doivent être prises dans le tableau 3.1.

(2) Comme alternative à (1)P, les valeurs spécifiées dans les EN 10025, EN 10113, EN 10137, EN 10210, EN 10219 et EN 10155 pour une gamme d'épaisseurs plus étendue peuvent être utilisées.

3.2.3 Analyse globale plastique (situations de calcul accidentelles uniquement)

(1) L'analyse globale plastique peut être utilisée pour les situations de calcul accidentelles si l'acier satisfait les exigences supplémentaires suivantes :

ô sauf spécification contraire, le rapport de la résistance à la rupture en traction minimale prescrite f_u et de la limite d'élasticité minimale prescrite f_y satisfait la relation :

$$f_u / f_y \geq 3$$

ô l'allongement à la rupture sur une longueur-étalon de 5,65 (où A_0 représente l'aire de section transversale originale) n'excède pas 15 % ;

ô la déformation ultime e_u est d'au moins 15 fois la déformation élastique e_y .

NOTE Pour les essais, voir l'EUROENORM 18.

(2) Les nuances d'acier mentionnées dans le tableau 3.1 peuvent être acceptées comme satisfaisant ces exigences.

3.2.4 Ténacité

(1)P Le matériau doit posséder une ténacité suffisante pour éviter la rupture fragile à la température de service minimale susceptible d'être observée au cours de la durée de vie prévue de la structure.

et CCTG pour les marchés publics et le livret 2.32 de la norme EN 10113 s'appliquent en ce qui concerne le choix des qualités d'acier, en complément des présentes dispositions.

(2) C Ces valeurs seront indiquées dans l'EN 1991-2-5 une fois celle-ci achevée. Elles seront de $\delta 20\text{ }^\circ\text{C}$ ou $\delta 30\text{ }^\circ\text{C}$ selon la situation en France. Dans le tableau 3.2, cette température est désignée par U.

(3) A À défaut d'une prise en compte précise du niveau de traction, on appliquera ce qui suit.

Pour les pièces tendues dont la classe de résistance à la fatigue est supérieure à 100 N/mm², les justifications à la fatigue doivent être effectuées en abaissant la classe à 100 N/mm².

Pour les pièces tendues sur lesquelles sont soudées des attaches longitudinales, lorsque la classe de fatigue est supérieure à 56 N/mm², les justifications à la fatigue au niveau de l'attache longitudinale doivent être effectuées en abaissant la classe à une valeur égale (ou inférieure) à 56 N/mm². Pour de telles pièces le tableau 3.2

(a2) est applicable pour le cas de la classe 50 N/mm² et le cas de la classe 56 N/mm².

Pour les pièces tendues sur lesquelles sont soudées des attaches transversales, le tableau 3.2 n'est pas applicable.

Pour de telles pièces, il est remplacé par le tableau 3.2 (a3), qui donne l'épaisseur limite utilisable en fonction de la classe de fatigue utilisée pour la vérification à la fatigue.

Les tableaux 3.2(a2) et 3.2(a3) ont été établis avec l'hypothèse d'une contrainte de 60 % de f_y en traction pour la combinaison fréquente des ELS. L'annexe C permet de traiter d'autres situations.

Pour les autres détails des pièces tendues, le tableau 3.2 peut être utilisé pour déterminer l'épaisseur limite admissible.

Le tableau s'applique également aux pièces particulières réalisées à partir de tôles (oreilles d'attaches). De plus, on utilisera pour réaliser ces pièces un acier dont l'énergie de rupture sera d'au moins 27 J à $\delta 20\text{ }^\circ\text{C}$.

L'emploi de l'annexe C doit être réservée à des cas très particuliers et les calculs devront alors être confiés à un bureau spécialisé ayant de bonnes références pour les calculs de la mécanique de la rupture.

Tableau 3.2 (a2) — Épaisseurs-limites des pièces tendues sur lesquelles sont soudées des attaches longitudinales

Tableau 3.2 (a2) — Épaisseurs-limites des pièces tendues sur lesquelles sont soudées des attaches longitudinales

	$\Delta\sigma_c = 50\text{ N/mm}^2$		$\Delta\sigma_c = 56\text{ N/mm}^2$	
	- 20 °C	- 30 °C	- 20 °C	- 30 °C
NF EN 10113	Épaisseurs limites (mm)			
S355 N/M	140	120	110	80
S355 NL/ML	> 150	> 150	130	110
S420 N/M	> 100	90	80	70
S420 NL/ML	> 100	> 100	> 100	95
S460 N/M	> 80	> 80	75	60
S460 NL/ML	> 80	> 80	> 80	> 80

3.5 Appuis

(1)P Sauf spécification contraire, les appuis doivent être conformes aux dispositions de la prEN 1337.

(2)P Le type d'appuis doit être homologué par l'autorité compétente.

4.2 Modèles de calcul

(1) Il convient de déterminer les flèches par l'analyse élastique linéaire, en utilisant les caractéristiques de sections transversales brutes avec les largeurs efficaces selon l'EN 1993-1-5, 2.1.

(2) Lors de la modélisation de la répartition de la rigidité et du poids permanent d'un pont, il convient de tenir compte de la répartition non uniforme due aux modifications d'épaisseur, renforts et autres.

(3) Il convient de déterminer les contraintes résultantes aux états limites de service à partir d'une analyse élastique linéaire, en utilisant les caractéristiques de sections transversales brutes comme indiqué dans l'EN 1993-1-5, les contraintes étant ensuite calculées au moyen des caractéristiques de sections transversales efficaces, en tenant compte du traînage de cisaillement.

(3) A Il convient de tenir compte du traînage de cisaillement, aux états limites de service :

ô selon l'EN 1993-1-5 : paragraphe 2.1 pour l'analyse globale ;

ô selon l'EN 1993-1-5 : paragraphe 2.2.4 (1) pour calculer les contraintes dans les sections.

4.7 Exigences de comportement pour les ponts ferroviaires

(1) Des critères spécifiques pour les déformations et les vibrations dans le cas de ponts ferroviaires peuvent être pris dans l'annexe G de l'EN 1991-3.

(2) Les exigences concernant la limitation d'éventuelles émissions de bruit sont, en règle générale, données par le cahier des charges du projet.

4.11 Accessibilité des surfaces et des détails d'assemblages

(1)P Toute la charpente doit être calculée et conçue de sorte à minimiser le risque de corrosion et à permettre le contrôle et l'entretien, voir ISO 12944-3.

(2) Toutes les pièces doivent en règle générale être calculées de sorte à être accessibles pour l'inspection, le nettoyage et la peinture. Lorsque cette accessibilité n'est pas possible, toutes les pièces devraient être effectivement rendues étanches (par exemple l'intérieur de caissons ou de parties creuses), ou elles devraient être construites en acier présentant une résistance améliorée à la corrosion atmosphérique. Dans tous les cas, si l'environnement ou les possibilités d'accès sont tels qu'une corrosion peut apparaître au cours de la durée de vie du pont, il convient d'en tenir dûment compte dans l'échantillonnage des sections.

(3) Aucune des dispositions exposées ci-dessus n'est nécessaire pour les ponts provisoires ou pour ceux dont la durée de vie prévue est suffisamment réduite.

gueur allant jusqu'à et supportant des voies sur ballast, on peut considérer que le tablier est autodrainant, et il est inutile de prévoir des dispositions supplémentaires concernant l'évacuation sur le tablier.

(9) Il convient de prendre des dispositions concernant l'évacuation des eaux de toutes les sections transversales fermées, sauf si celles-ci sont rendues totalement étanches par soudage.

5 États limites ultimes

5.1 Bases

5.1.1 Généralités

(1)P Pour les ponts, les dispositions données dans cette Section 5 remplacent celles de la Section 5 de l'EN 1993-1-1, sauf mention particulière.

(2)P Les ponts métalliques et leurs composants doivent être dimensionnés de telle sorte que les exigences de calcul fondamentales données dans la Section 2 soient satisfaites.

5.1.2 Calcul des ponts

(1)P Le calcul doit satisfaire les exigences concernant :

- ô la résistance des sections transversales (5.4) ;
- ô la résistance des éléments (5.5) ;
- ô la résistance des assemblages (Section 6) ;
- ô la stabilité du pont (5.1.6) ;
- ô l'équilibre statique (2.3.1 et 5.1.7).

(2) Pour les vérifications à la fatigue, voir la Section 9.

5.1.3 Résistance des sections transversales

(1)P Les sections transversales doivent être classées comme indiqué en 5.3 afin de déterminer:

- ô le type d'analyse (plastique ou élastique) ;
- ô la résistance de la section transversale aux contraintes longitudinales (totalement plastique, totalement élastique, ou élastique avec aires efficaces réduites).

(1) Il convient de considérer les sections comportant des tôles raidies longitudinalement, et de Classe 1 ou 2, de la même façon que les sections de Classe 3, sauf pour les états limites accidentels.

5.2 Calcul des sollicitations

5.2.1 Généralités

5.2.1.1 Méthodes d'analyse

(1)P Le modèle de calcul doit représenter de façon appropriée le comportement de la structure à l'état limite ultime concerné.

(2)P Les sollicitations s'exerçant dans une structure hyperstatique doivent être déterminées par l'analyse globale élastique (5.2.1.3), à l'exception des cas de charges accidentels (5.2.1.4), en fonction dans ce cas de la classification des sections transversales selon 5.3.

(3) Pour l'analyse des poutres en acier dans une section mixte, voir l'EN 1994-2.

influence des déformations sur les effets des actions par l'utilisation de la théorie du second ordre, voir 5.2.5.2 de l'EN 1993-1-1.

(2)P Pour les ponts provisoires dans lesquels sont utilisés des boulons non calibrés, les effets du glissement sur la répartition des moments et sur les déformations doivent être pris en compte.

5.2.1.3 Analyse globale élastique

(1)P L'analyse globale élastique est fondée sur l'hypothèse que le comportement contrainte-déformation du matériau est linéaire, quel que soit le niveau des contraintes.

(2) Cette hypothèse est valable pour l'analyse élastique tant au premier ordre qu'au second ordre, même lorsque la résistance d'une section est basée sur sa résistance plastique.

(3) Pour les ponts, il est normalement exclu de procéder à une redistribution des moments élastiques, mais voir également 5.2.1.4.

5.2.1.4 Analyse globale élastique-plastique

(1) Sauf spécification contraire, une analyse élastique-plastique prenant en compte les redistributions des moments ne peut être appliquée qu'aux parties d'un pont soumises à des charges accidentelles, lorsqu'une capacité de rotation suffisante des sections transversales est garantie dans les zones plastiques. Pour les charges accidentelles, voir l'EN 1991-3.

5.2.2 Hypothèses de calcul

5.2.2.1 Bases

(1)P Les hypothèses prises dans l'analyse globale du pont doivent correspondre au type de comportement prévu pour les sections transversales, les éléments, les assemblages et les appuis. Pour évaluer l'interaction sol-structure, il convient de considérer les caractéristiques du sol et des appuis.

(2)P L'hypothèse prise dans le calcul des éléments doit correspondre (ou offrir toute garantie de sécurité par rapport) à la méthode utilisée pour l'analyse globale et au type de comportement prévu pour les assemblages.

5.2.2.2 Modèles pour l'analyse globale

(1) Pour la détermination des effets des actions verticales ou horizontales, différents modèles de structures peuvent convenir.

(2) Les caractéristiques des sections transversales peuvent être déterminées à l'aide de l'EN 1993-1-5.

(3)P Pour la détermination des effets des actions dans les ponts métalliques, le comportement d'ensemble de la structure du pont doit être pris en compte ; par exemple, le tablier du pont représente une structure d'un seul tenant dans laquelle le tablier sert de plateau répartiteur des charges et en même temps de semelle tendue ou comprimée de la poutre maîtresse, ou de tirant d'un arc.

(4) Pour les besoins de la modélisation, la structure peut être décomposée en sous-structures simplifiées afin de faciliter son analyse.

les assemblages peuvent en général être considérés comme des assemblages articulés ou d'assemblages de câbles qui peuvent être considérés comme normalement articulés. Cependant, lors de la modélisation pour l'état limite ultime, un assemblage peut être considéré comme articulé lorsque cette hypothèse va dans le sens de la sécurité.

5.4 Résistance des sections transversales

5.4.1 Généralités

(1)P La résistance de la section transversale d'un élément doit normalement être limitée à sa résistance plastique (plastification de la section transversale brute). Une résistance supérieure (prise en compte de l'écrouissage, par exemple pour le cisaillement) ne peut être utilisée que si les déformations plastiques sont locales. Les effets du voilement local et du traînage de cisaillement doivent être pris en compte par une réduction appropriée de la résistance en fonction de l'état de contrainte, de l'élançement des plaques, des imperfections et de l'importance des déformations plastiques, voir EN 1993-1-5.

5.4.2 Caractéristiques des sections transversales

5.4.2.1 Section transversale brute

(1) Pour la section transversale brute, voir l'EN 1993-1-1.

5.4.2.2 Section nette

(1) Pour la section nette, voir l'EN 1993-1-1.

5.4.2.3 Effets du traînage de cisaillement

(1) Pour les effets du traînage de cisaillement, voir l'EN 1993-1-5.

5.4.3 Traction

(1) Pour la traction, voir l'EN 1993-1-1.

5.4.4 Compression

(1) Pour la compression, voir l'EN 1993-1-1.

5.4.5 Flexion

(1) Pour la flexion, voir l'EN 1993-1-1.

5.4.7 Effort tranchant et flexion

(1) Pour l'interaction de la flexion et du cisaillement, voir l'EN 1993-1-1.

5.4.8 Effort normal et flexion

5.4.8.1 Sections de Classes 1 et 2

(1) Pour l'interaction dans les sections de Classes 1 et 2, voir l'EN 1993-1-1.

5.4.8.2 Sections de Classe 3

(1) Pour l'interaction dans les sections de Classe 3, voir l'EN 1993-1-5.

5.4.8.3 Sections de Classe 4

(1) Pour l'interaction dans les sections de Classe 4, voir l'EN 1993-1-5.

5.4.9 Effort normal, cisaillement et flexion

(1) Pour les critères d'état limite ultime, voir l'EN 1993-1-5.

5.5 Résistance des éléments au flambement

5.5.1 Éléments comprimés

5.5.1.1 Résistance au flambement

(1) Pour la résistance au flambement, voir l'EN 1993-1-1.

5.5.1.3 Éléments non uniformes

(1) Pour les éléments non uniformes, voir l'EN 1993-1-1.

(2) Comme alternative à l'EN 1993-1-1, les éléments non uniformes peuvent également être vérifiés conformément à 5.5.1.1 et 5.5.1.2 lorsque $\beta_A A f_y$ est déterminé là où la contrainte de compression est maximale et que N_{crit} représente l'effort critique élastique à cet endroit, pour le mode de flambement approprié.

5.5.1.4 Flambement par flexion

(1) Pour le flambement par flexion, voir l'EN 1993-1-1.

(2) Pour le choix des courbes de flambement pour une section transversale, voir le tableau 5.5.

5.5.1.5 Longueur de flambement

(1) Pour la longueur de flambement, voir l'EN 1993-1-1.

(2) Pour la vérification au flambement des membrures comprimées des ponts comportant des sections transversales ouvertes, voir 5.5.2.4.

A.14 Protection anticorrosion des câbles et équipements

(1) Les câbles à haute résistance sont extrêmement sensibles aux phénomènes de corrosion comme la corrosion sous contrainte, la fatigue, la corrosion par fretting, etc. Il est donc essentiel de s'assurer que leur protection anticorrosion est de la plus grande qualité, particulièrement dans les régions des culots, des selles et des colliers.

(2) Il est à présent de pratique courante en Europe de protéger les fils constituant un toron en les galvanisant par immersion à chaud avec une épaisseur de zinc d'environ 45 mm (masse de revêtement de zinc d'environ 300g/m²). Dans le passé, certains pays ont interdit la galvanisation sous prétexte qu'elle favorise la fragilisation, mais il semble que cette crainte soit peu fondée en ce qui concerne les fils étirés à froid, à condition que la galvanisation soit réalisée par immersion à chaud. Il convient de ne pas utiliser de méthodes de galvanisation électrolytique. D'autres méthodes de protection des fils de torons, comme le revêtement époxyde, peuvent être envisagées.

(3) Pour les câbles hélicoïdaux, les câbles clos et les câbles torsadés, il convient de remplir les interstices entre les fils avec un produit lubrifiant approprié afin d'empêcher la pénétration d'humidité. Il convient que la surface extérieure soit ensuite peinte ou encore gainée comme indiqué en (4).

(4) Il convient que les câbles formés de torons à fils parallèles soient normalement gainés au moyen de tubes en acier ou en polyéthylène, en remplissant ensuite l'espace entre l'intérieur de la gaine et le câble avec un produit approprié. Comme alternative, on peut utiliser un gainage polyéthylène directement extrudé sur les câbles ou sur chaque toron.

(5) Il convient que les gaines utilisées pour protéger les torons soient rendues totalement imperméables, avec des joints d'extrémités soudés de façon à ne pas se rompre lorsque la gaine est tendue.

utilisés pour le gainage soient conformes aux normes de rupture d'au moins 22 %. Il convient que l'épaisseur de paroi soit suffisante pour résister aux contraintes d'installation et d'exploitation. Il convient de ne pas effectuer de soudage avec les câbles à l'intérieur des tubes.

(7) Il convient que le polyéthylène utilisé pour les tubes, ou pour les gaines extrudées, soit du polyéthylène à haute densité conforme aux normes appropriées. Il convient qu'il possède une résistance adéquate aux rayons ultraviolets, et présente un allongement à la rupture de 350 %. Il convient que le rapport maximal du diamètre extérieur à l'épaisseur de paroi des tubes en polyéthylène soit égal à 18, et que l'épaisseur de paroi soit suffisante pour résister aux contraintes de manutention et d'injection. Il convient que les gaines extrudées possèdent une épaisseur d'au moins 1,5 mm. Il convient que les soudures par fusion réalisées sur les tubes en polyéthylène soient capables de développer la résistance élastique totale de la section transversale du tube.

(8) Bien que l'on ait utilisé du ciment comme produit de remplissage entre gaine et câble dans de nombreux pays, son comportement est fréquemment peu satisfaisant étant donné que l'on peut difficilement garantir que tous les espaces sont bien remplis et que le produit ne se fissure pas sous l'effet de la charge. Il est presque impossible d'empêcher la pénétration d'humidité par cette méthode, particulièrement lorsque les fils ne sont pas protégés individuellement (par galvanisation ou autre revêtement approprié), et de telles fautes ont entraîné inévitablement une corrosion grave.

(9) D'autres produits de remplissage ont été proposés ou utilisés pour les câbles gainés, tels la graisse, la cire, le goudron époxyde, le ciment polymère, le polybutadiène ou le polyuréthane. Dans ce cas, l'avis d'un spécialiste est nécessaire.

(10) Il convient de prendre des dispositions particulières au niveau des ancrages, selles, colliers, etc. pour empêcher la pénétration d'humidité. Ces mesures peuvent comprendre l'utilisation de caissons bien ajustés, etc.

(11) La protection anticorrosion des éléments tels que les câbles principaux des ponts suspendus exige une approche particulière. Une méthode couramment adoptée comprend les opérations suivantes :

a) Compactage du câble principal pour obtenir une aire de section transversale aussi réduite que possible.

b) enveloppement serré du câble avec un fil tendre galvanisé tendu posé dans une couche de produit approprié suffisante pour remplir totalement les espaces vides entre les fils extérieurs du câble et le fil d'enveloppe.

c) Élimination du surplus de produit à l'extérieur du fil d'enveloppe, de façon à obtenir une surface galvanisée nette pouvant être peinte.

(12) Une alternative possible au gainage ou à l'enveloppement avec un fil consiste à utiliser un ruban plastique. Il convient de consulter alors un spécialiste.

(13) Les surfaces extérieures des culots, selles, colliers et autres pièces similaires exigent une protection anticorrosion.

Elle est normalement réalisée par application d'une projection de zinc, d'une couche primaire d'accrochage et de peinture, en employant un système compatible avec celui généralement utilisé sur la charpente en acier du pont. Il est nécessaire de veiller à ne pas altérer le coefficient de frottement des surfaces qui doivent résister aux efforts par frottement.

(14) Pour les détails de programmation, d'exécution et d'entretien des dispositions concernant la protection anticorrosion, il convient d'utiliser les règles nationales.

ARTICLE I.1. OBJET DU FASCICULE

Le présent fascicule s'applique à la construction des ouvrages de génie civil à ossature en acier.

Il ne s'applique pas à la réparation ni au confortement des ouvrages.

Il ne traite pas les câbles de ponts suspendus ni les haubans de ponts à haubans.

ARTICLE I.2. ASSURANCE DE LA QUALITÉ

I.2.1. PLAN D'ASSURANCE DE LA QUALITÉ

Sauf indication contraire du marché, un plan d'assurance de la qualité

(P.A.Q.), spécifique à l'opération, doit être établi par l'entrepreneur et soumis

au visa du maître d'œuvre.

ARTICLE I.3. QUALITÉ STRUCTURALE

I.3.1. STIPULATIONS

Les documents d'exécution, dont la présentation par l'entrepreneur est demandée à l'article III.1 du présent fascicule, doivent permettre:

- que l'ouvrage satisfasse les exigences du maître d'œuvre exprimées dans le projet;
- d'éviter toute condition d'exécution susceptible de compromettre la conformité des structures aux documents constituant le projet, dans le respect des tolérances spécifiées;
- de préserver l'exécution de tout incident susceptible :
 - Soit de porter atteinte à la sécurité des personnes,
 - Soit de compromettre, par ses séquelles éventuelles, le comportement à terme des structures.

I.3.2. EXERCICE DU CONTRÔLE DE CONFORMITÉ

Le contrôle de conformité s'exerce aux différents stades de l'exécution dans les conditions stipulées aux chapitres suivants du présent fascicule.

En cas de non conformité d'un résultat intermédiaire, l'entrepreneur doit soumettre à l'acceptation du maître d'œuvre les mesures correctives qu'il propose d'appliquer.

En cas de non conformité du résultat final, le mode de rétablissement de la qualité structurale spécifiée, ou, à défaut, les dispositions à prendre, sont stipulées à l'article III.10 ci-après ou dans les normes visées.

IPOSANTS

Lorsque les matériaux, produits ou composants utilisés sont soumis à une procédure de "certification de conformité", les conditions d'exécution de l'identification à effectuer sur les lots livrés doivent être précisées; l'identification consiste à comparer, d'une part le marquage et (ou) les informations portées sur les documents accompagnant la livraison, d'autre part le marquage prévu par le règlement de la certification et (ou) la décision accordant le bénéfice du certificat. Avant tout commencement d'exécution, l'entrepreneur met le maître d'œuvre en mesure de s'assurer qu'il a bien été procédé à cette identification ; en cas de marque non conforme, le lot (ou le produit ou composant) est refusé.

En l'absence de procédure de certification, ou lorsque le produit livré ne bénéficie pas, par dérogation, de la certification existante, les conditions d'identification et d'exécution du contrôle de conformité des lots doivent être précisées en indiquant les opérations qui incombent aux fournisseurs ou sous-traitants.

ARTICLE II.2. ACIERS LAMINÉS

II.2.1. QUALITÉ DES ACIERS

La commande des aciers par l'entrepreneur doit faire référence au fascicule 4, titre III, du C.C.T.G.

Sauf prescription contraire du marché, les dispositions suivantes sont applicables :

- Aciers relevant de la norme NF EN 10025 "produits laminés à chaud en aciers de construction non alliés - conditions techniques de livraison" : la qualité K2G3 est requise pour les éléments en acier S 355; les qualités J0 et J2G3 sont admises pour les éléments en acier S 235 ou S 275;

- Aciers relevant de la norme NF EN 10155 "aciers de construction à résistance améliorée à la corrosion atmosphérique - conditions techniques de livraison »:

L'utilisation d'aciers de nuance S 355 WP est proscrite ; la qualité K2G1 est requise pour les éléments en acier S 355 W; les qualités J0 et J2 sont admises pour les éléments en acier S 235 W ;

- Aciers relevant de la norme NF EN 10113 "produits laminés à chaud en aciers de construction soudables à grain fin", parties 1,2 et 3 :

La qualité L, avec caractéristiques garanties à -50°C, est requise :

- pour les éléments en acier S 355 de plus de 80 millimètres d'épaisseur;

- pour les éléments en acier S 420 ou S 460 de plus de 50 millimètres d'épaisseur ; la qualité de base, avec caractéristiques garanties à -20°C, est admise dans les autres cas.

Sauf cas particulier précisé dans le marché, il n'est pas demandé de garantie de striction dans le sens de l'épaisseur.

Les tolérances dimensionnelles et de planéité doivent être conformes aux dispositions de la norme expérimentale P 22-810 "construction métallique - ouvrages d'art - tolérances dimensionnelles" concernant les produits sidérurgiques.

ARTICLE II.3. RIVETS

La fourniture des rivets doit satisfaire aux stipulations du fascicule 4, titre IV, du C.C.T.G..

Les rivets utilisés doivent être de classe de qualité 37R ou 42R.

ARTICLE II.4. BOULONS

II.4.1. BOULONS D'USAGE GÉNÉRAL

Des boulons d'usage général ne peuvent être utilisés que pour assembler entre eux des éléments accessoires ne participant pas à la résistance ni à la stabilité de l'ossature ou pour assembler des éléments provisoires d'ossature démontés avant la mise en exploitation de l'ouvrage.

Dans le cas d'éléments provisoires d'ossature, ces boulons doivent être au minimum de classe 8.8.

II.4.2. BOULONS À SERRAGE CONTRÔLÉ

Les boulons utilisés pour assembler définitivement les éléments d'ossature, ou pour fixer définitivement des éléments accessoires à l'ossature, doivent être uniquement des boulons à serrage contrôlé destinés à l'exécution des constructions métalliques.

Ces boulons doivent être de classe 10.9 et satisfaire aux stipulations du fascicule 4, titre IV, du C.C.T.G.

ARTICLE II.5. PRODUITS D'APPORT POUR SOUDAGE

II.5.1. CHOIX ET PROVENANCE DES PRODUITS D'APPORT POUR SOUDAGE

Le programme de soudage doit préciser la symbolisation (désignation normalisée), la désignation commerciale et la provenance des produits d'apport pour soudage.

II.5.2. COMPATIBILITÉ DES PRODUITS D'APPORT POUR SOUDAGE AVEC

L'ACIER DE BASE

Les produits d'apport pour soudage doivent être compatibles avec les nuances d'acier mises en œuvre. En particulier, la limite d'élasticité du métal d'apport doit être au moins égale à celle de l'acier de base.

minimale égale ou supérieure à 355 N/mm² doivent être assemblés avec des produits d'apport pour soudage de nature basique, à basse ou très basse température, en fonction de la teneur en hydrogène diffusible, suivant l'épaisseur des éléments à assembler.

Les aciers de limite d'élasticité nominale inférieure à 355 N/mm² peuvent être assemblés avec des produits d'apport pour soudage de nature rutile ou basique suivant l'épaisseur des éléments à assembler.

Les aciers relevant de la norme NF EN 10155 "aciers de construction à résistance améliorée à la corrosion atmosphérique - conditions techniques de livraison " doivent être assemblés avec des produits d'apport ayant une composition chimique (éléments d'addition) permettant d'obtenir un métal déposé qui présente un comportement à l'atmosphère similaire à celui du métal de base. Cette composition chimique doit éviter la dilution des additions au niveau du joint.

ARTICLE II.6. CONNECTEURS

L'entrepreneur doit proposer les modalités de réception des connecteurs si elles ne sont pas fixées par le C.C.T.G. ou par le C.C.T.P.

ARTICLE II.8. PROTECTION CONTRE LA CORROSION

Les matériaux et produits destinés à la protection contre la corrosion doivent satisfaire aux stipulations du fascicule 56 du C.C.T.G.

Le programme d'exécution de la protection contre la corrosion doit préciser les procédés et les systèmes de peinture retenus.

Sauf disposition contraire du marché, les systèmes de peinture doivent être des systèmes de type A tels que définis par le fascicule 56 du C.C.T.G.

ARTICLE III.3. ASSEMBLAGES RIVÉS

Les assemblages rivés doivent être exécutés conformément aux dispositions de la norme NF P 22-411 " construction métallique - assemblages rivés - exécution des assemblages" (ou équivalente), en appliquant la classe la plus sévère de cette norme.

Lorsqu'il est utilisé des rivets à tête fraisée, les cavités destinées à recevoir la tête des rivets doivent avoir exactement les mêmes dimensions que ces têtes.

ARTICLE III.4. ASSEMBLAGES BOULONNÉS

III.4.1. ASSEMBLAGES PAR BOULONS D'USAGE GÉNÉRAL

Les assemblages par boulons d'usage général doivent être exécutés conformément aux dispositions de la norme NF P 22-431 " construction métallique - assemblages par boulons non précontraints - exécution des assemblages" (ou équivalente), en appliquant la classe la plus sévère de cette norme.

BONNS À SERRAGE CONTRÔLÉ

Les assemblages par boulons à serrage contrôlé doivent être préparés conformément aux dispositions de la norme NF P 22-462 "construction métallique - assemblages par boulons à serrage contrôlé - usinage et préparation des assemblages" (ou équivalente), en appliquant la classe la plus sévère de cette norme.

L'exécution des assemblages et le contrôle du serrage des boulons doivent être conduits conformément aux dispositions des normes NF P 22-463 "construction métallique - assemblages par boulons à serrage contrôlé ó exécution des assemblages" (2) et NF P 22-466 "construction métallique - assemblages par boulons à serrage contrôlé - méthodes de serrage et de contrôle des boulons" (ou équivalentes).

ARTICLE III.5. ASSEMBLAGES SOUDÉS

III.5.1. GÉNÉRALITÉS

Les assemblages soudés doivent être exécutés et contrôlés conformément aux dispositions de la norme NF P 22-471 "construction métallique ó assemblages soudés - fabrication" (ou équivalente).

III.5.2. PRÉPARATION DES ASSEMBLAGES SOUDÉS

La préparation du bord des pièces à assembler et leur présentation doivent correspondre aux valeurs nominales du procédé de soudage qualifié pour l'assemblage considéré, avec les tolérances fixées par la norme P 22-810 "construction métallique - ouvrages d'art - tolérances dimensionnelles" (ou équivalente).

Si ces tolérances ne sont pas respectées, l'entrepreneur doit soumettre au maître d'œuvre un nouveau mode opératoire de soudage. Toutefois, si l'écartement des pièces ne dépasse pas 20 mm, le rechargement du bord des pièces est autorisé à condition que l'entrepreneur dispose d'un mode opératoire de soudage de rechargement qualifié.

III.5.3. CLASSES DE QUALITÉ DES ASSEMBLAGES SOUDÉS

La classe de qualité 1 de la norme NF P 22-471 "construction métallique - assemblages soudés - fabrication" est requise pour :

- les joints transversaux tendus en situation d'exploitation, sous charges d'état limite de service, des membrures de poutres principales des tabliers de ponts ;
- les autres assemblages soudés éventuellement désignés pour la classe de qualité 1 par les pièces particulières du marché.

La classe de qualité 2 de la norme NF P 22-471 est requise pour:

- tous les assemblages soudés de l'ossature (y compris ceux fixant à l'ossature des éléments accessoires) autres que ceux classés en qualité 1;

iellement désignés pour la classe de qualité 2 par les

La classe de qualité 3 de la norme NF P 22-471 est à adopter pour les assemblages soudés d'éléments accessoires ne participant pas à la résistance ni à la stabilité de l'ossature, autres que ceux classés en qualité 2.

Des exigences particulières tant sur les défauts admissibles que sur l'étendue des contrôles peuvent être spécifiées dans le cas d'assemblages sollicités en fatigue.

III.5.5. RÉPARATION D'ASSEMBLAGE SOUDÉ

En cas de réparation d'un assemblage soudé, le contrôle après réparation doit porter le même repère que le contrôle initial, suivi de la lettre R. Dans le cas de réparations successives, un indice d'ordre, débutant à 2, suit la lettre R.

Dans le cas où deux réparations successives donnent des résultats non acceptables, le soudage doit être arrêté et l'entrepreneur doit proposer de nouvelles dispositions qui sont examinées par le maître d'œuvre.

Une réparation d'ordre 3, exécutée sans l'accord du maître d'œuvre, peut occasionner le rebut de l'ensemble de l'assemblage.

Par ailleurs, un assemblage soudé comportant de nombreuses zones de défauts internes hors tolérances peut être rebuté dans son ensemble par le maître d'œuvre.

III.5.6. RÉCEPTION DES SOUDURES

Les assemblages soudés de classe de qualité 1 ou 2 doivent faire l'objet d'une réception par le représentant du maître d'œuvre, au sens de la norme NF P 22-471 "construction métallique - assemblages soudés - fabrication".

III.5.7. SOUDAGE DES CONNECTEURS

Le soudage des connecteurs sur l'ossature, ainsi que des armatures sur les connecteurs, doit être effectué suivant un mode opératoire pour lequel l'entrepreneur possède la qualification.

III.5.8. SOUDAGE DES DALLES ORTHOTROPES

Les cordons de soudure des dalles orthotropes doivent être arasés sur la face supérieure par meulage.

ARTICLE III.10. TRAITEMENT DES NON-CONFORMITÉS

III.10.1. GÉNÉRALITÉS

Le traitement des non-conformités, à tous les stades d'exécution de l'ossature métallique, doit faire l'objet de modalités permettant de dégager les solutions les plus appropriées sur le plan de l'exigence de la qualité.

TIVES AUX TOLÉRANCES GÉOMÉTRIQUES

Les corrections relatives au non-respect des tolérances géométriques de l'ossature métallique en place ne doivent pas mettre en cause la sécurité, la capacité portante de l'ouvrage, le confort des usagers.

ARTICLE III.12. EXÉCUTION DE LA PROTECTION

CONTRE LA CORROSION

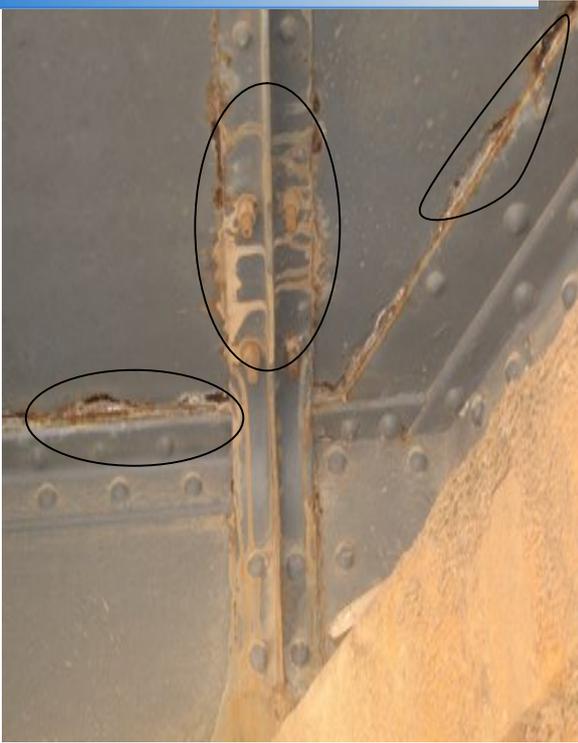
Avant que les éléments d'ossature ne sortent de l'atelier, les arêtes des tôles doivent être meulées en arrondi en vue de la mise en œuvre de la protection contre la corrosion.

Les perçages éventuels d'éléments d'ossature pour fixation de coffrages doivent être obturés par des bouchons ou par un mastic compatible avec le système de protection contre la corrosion.

ARTICLE III.13. QUALITÉ D'ASPECT

Les surfaces vues doivent faire l'objet d'une fabrication garantissant un aspect soigné. En particulier, les défauts de surface dus au laminage et à l'oxycoupage doivent être éliminés; les cordons de soudure présentant des défauts de bombement, des morsures ou des traces de réparation localisée doivent être meulés.

T L'ETAT DU PONT RAIL METALLIQUE PK 107+373



Corrosion



Détachement de boulons



Déformation



Perforation