

Documents scientifiques et techniques

Renforcements parasismiques de structures en béton armé par matériaux composites

Recommandations provisoires

Juin 2015



AFGC

Renforcements parasismiques de structures en béton armé par matériaux composites

Composition du groupe de travail

Coordination du groupe : Emmanuel FERRIER (Université LYON 1)
 Marc QUIERTANT (IFSTTAR)

Secrétaire technique : Laurent MICHEL (Université LYON 1)

Participants ayant contribué à l'élaboration du document technique :

ASHTARI	Nader	APAVE
BIGAUD	David	Université Angers
BLAISE-MARTIN	Xavier	MAPEI
BUCHIN-ROULIE	Vanessa	Freyssinet
CASTELLAN	Bernard	AC4S
CHATAIGNER	Sylvain	IFSTTAR
DESPREZ	Cédric	IFSTTAR
DEVEAUD	Jean-Paul	Cerema/DTecITM/CTOA/DGOI
DUBREUIL	Julien	NUVIA-TS
DUTHOIT	Alexis	GINGERCEBTP
FECHNER	Jean-Pierre	CEMEX
FERRIER	Emmanuel	Université LYON 1
FORET	Gilles	IFSTTAR
GERAUD	Vincent	VSL France
GICQUEL	Yvon	Sika France
GRACIA	Maria	Freyssinet
HENAULT	Jean-Marie	EDF
KAZANTZIDOU-FIRTINIDOU	Danai	FYFE Europe SA
LACAU	Emmanuel	Vinci construction
LI	Alex	Université Reims
LITIQUE	Marc	Fibrwrap Construction France
MARNAC	Sandrine	CETE SO/DALETT/OAB
MERCIER	Julien	Freyssinet
MICHEL	Laurent	Université LYON 1
PAILLE	Jean-Marie	Socotec
PETIT	Victor	NUVIA-TS
QUIERTANT	Marc	IFSTTAR
RASSELET	Johannès	BOUYGUES Construction
RIVART	Vincent	SPPM
RIZARD	Fabien	Cerema/DTecITM/CTOA/DGOI
SADONE	Raphaëlle	Cerema/DTerCE/DLL/OASMD/DOA
SIMON	Alain	Eiffage TP
TAILLADE	Frédéric	IFSTTAR
TESSIER	Marc	Fibrwrap Construction
THEVENIN	Pierre-Eric	Bureau Veritas
VIVIER	Aurélié	Systra

Sommaire

Composition du groupe de travail	3
1 Généralités sur le comportement sismique des structures	6
1.1 Introduction	6
1.2 La réglementation relative à la prévention du risque sismique	7
1.2.1 Le zonage sismique de la France.....	8
1.2.2 Les catégories d'importance	9
1.2.3 Les classes de sol.....	10
1.2.4 L'action du séisme	11
1.3 Les règles de construction parasismique	12
1.3.1 Règles applicables aux bâtiments à risque normal	12
1.3.2 Règles applicables aux ponts.....	15
1.3.3 Règles applicables aux ouvrages et bâtiments à risque spécial	15
1.4 Exigence de performance et critères de conformité	17
1.4.1 Définition des Etats limites selon EC8-3	17
1.4.2 Rappel des classes de ductilité	18
2 Renforcement parasismique par PRF de structure en béton	20
2.1 Les pathologies types des structures en béton armé sous sollicitations sismiques....	20
2.1.1 Rupture par cisaillement.....	20
2.1.2 Rupture et endommagement sous flexion composée	21
2.1.3 Rupture par plastification des zones critiques.....	22
2.1.4 Synthèse	22
2.2 Stratégies de renforcement	23
2.3 Apport des matériaux composites.....	24
2.3.1 Généralités sur les matériaux composites	24
2.3.2 Constitution des principaux types de PRF	25
2.4 Différentes applications pour les PRF (Polymères Renforcés de Fibres)	28
2.4.1 Renforcement à l'effort tranchant	30
2.4.2 Le chemisage par matériaux composites.....	31
2.4.3 Renforcement à la flexion	34
2.4.4 Rappel succinct sur du mode de ruine par décollement des PRF.....	35
2.4.5 Synthèse et évolution de ces solutions	35
2.5 Exemples de renforcement des structures utilisant des renforcements parasismiques par PRF.....	39
3 Méthodes de modélisation des structures en béton	42
3.1 Loi de comportement des matériaux composites	42
3.2 Définition des méthodes d'analyse	42
3.2.1 Méthodes d'analyse numérique	42
3.2.2 Précautions sur le choix des analyses	46
3.2.3 Méthodes de modélisation.....	47
3.2.4 Conclusion.....	50
4 Dimensionnement d'un renforcement PRF.....	51
4.1 Introduction	51
4.2 Domaine d'application, normes, références et notations	51
4.2.1 Normes et références	51

▪	Notations.....	52
▪	NB : les parties de texte en bleu sont des modifications apportées au texte de l'Eurocode	54
4.3	Actions et sollicitations	54
4.4	Valeurs de calcul des propriétés des renforts PRF	54
4.5	Renforcement vis-à-vis de l'effort normal et de la flexion composée	55
4.5.1	Confinement	55
4.5.2	Cas du renforcement vis-à-vis de la flexion composée	66
4.6	Renforcement par PRF vis-à-vis de l'effort tranchant.....	72
4.6.1	Section rectangulaire	73
4.6.2	Section circulaire.....	81
4.6.3	Contribution du composite à la résistance à l'effort tranchant dans le cas des chargements cycliques au droit d'une rotule plastique	81
4.6.4	Exemple de calcul 1 : Poteau court	82
4.6.5	Exemple de calcul 2 : Voile court	84
4.6.6	Analyses de sensibilité fiabiliste et calibration de coefficients de sécurité à partir des équations de dimensionnement	86
5	Dispositions constructives.....	89
5.1	Dispositions constructives pour la flexion.....	89
5.2	Dispositions constructives pour le confinement	90
5.3	Dispositions constructives pour le cisaillement.....	90
5.4	Ancrages	91
5.4.1	Généralités.....	91
5.4.2	Modes de rupture.....	92
5.4.3	Essais de caractérisation	93
5.4.4	Propositions de calcul.....	98
5.4.5	Dispositions constructives	100
6	Conclusions	101
	ANNEXES	102
	ANNEXE 1 : REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	103
	ANNEXE 2 : ETUDE DE CAS	109
	ANNEXE 3 : ANALYSES DE SENSIBILITE A PARTIR DES EQUATIONS DE DIMENSIONNEMENT, EXEMPLE DU CISAILLEMENT	126
6.1.1	Analyse de sensibilité locale	127
6.1.2	Analyse de sensibilité globale	131
6.1.3	Analyse de sensibilité fiabiliste.....	132
6.1.4	Autre études sensibilistes	135

1 Généralités sur le comportement sismique des structures

1.1 Introduction

Dans différents pays, y compris la France, les codes de construction des bâtiments et des ouvrages d'art émettent des recommandations qui visent à atteindre une performance sismique acceptable au sens où les structures conçues doivent résister, à des tremblements de terre mineurs sans dommages, à des tremblements de terre modérés en subissant quelques dégâts non structurels, ou bien encore résister à des séismes majeurs sans effondrement. Les recommandations sismiques proposées dans les codes de construction ont ainsi été actualisées au fil des ans pour atteindre cet objectif.

En France, la nouvelle carte de zonage sismique et l'évolution réglementaire liée à l'Eurocode 8 (EC 8) fixent des objectifs de performances pour les structures neuves. Pour les structures existantes, il convient de même, du moins dans certains cas, de renforcer les structures vis-à-vis du risque sismique. Cette notion est introduite dans l'Eurocode 8 partie 3 et dans les décrets et arrêtés d'application. Le renforcement parasismique s'inscrit donc soit dans une démarche volontaire, soit dans un cadre obligatoire.

Sachant qu'au taux de construction actuellement observé il faudrait environ 100 ans pour renouveler entièrement le parc immobilier français, le renforcement parasismique des structures existantes apparaît donc nécessaire pour assurer la solidité des ouvrages et veiller à la sûreté et la sécurité des biens et des personnes. Deux cas de figure peuvent permettre d'aborder la réduction des effets d'un séisme sur une structure en béton armé :

1. les points faibles identifiés sont localisés et circonscrits
2. il y a beaucoup de points faibles un peu partout et une approche globale est nécessaire

La première stratégie permet de traiter la défaillance d'un unique composant dont la rupture jugée probable engendrerait des conséquences au niveau global. La seconde stratégie, d'intervention sur la structure au niveau global, consistera à engager des travaux lourds. Dans les deux cas les interventions devront être validées techniquement et économiquement.

Plusieurs scénarios de renforcement sont possibles : une réduction des charges sismiques ressenties (isolateurs, dissipateurs, modification des masses) et/ou une amélioration des performances, résistance et (ou) rigidité de l'ouvrage.

Les techniques de renforcement généralement utilisées sont classées par objectif et technologie :

- o Renforcement par addition (chaînage, mur de contreventement, contrefort etc.)
- o Augmentation de l'amortissement et/ou réduction de la rigidité (isolateurs, dissipateurs, ...)
- o Augmentation de résistance et/ou de ductilité (béton projeté, composite collé, chemisage et corsetage acier etc.)
- o Réalisation d'ancrages (plancher-chaînage, charpente-chaînage, fondation-ossature)

Ce document présente les recommandations concernant le renforcement parasismique par Polymères Renforcés de Fibres (PRF) de structures **en béton**.

Depuis plus de quinze ans, **des recherches engagées aux plans national et international** (U. Meier [1], K. Neale [2], P. Hamelin [3], E. Ferrier [4], A. Triantafillou [5], J-L Clément [6], **ont mis en évidence que les matériaux composites** (matrices polymères – renforts textiles)

pouvaient assurer la protection, la réparation, le renforcement de structures béton armé, béton précontraint, métallique, bois mais aussi d'éléments structuraux maçonnés. Les technologies de mise en œuvre sont de trois types (stratification au contact, collage de plats composites pultrudés, moulage au sac) et les matériaux concernés sont essentiellement les fibres de carbone, de verre, d'aramide associées à des matrices thermodurcissables type époxydes.

La performance du système de renforcement est essentiellement liée au transfert de charge entre le renfort et son support, par l'intermédiaire d'un joint de colle ou par un mécanisme de confinement.

L'exploitation des travaux de recherche a permis d'établir des recommandations, des règles de calcul et de dimensionnement dans le cas des chargements quasi-statiques prenant en considération les conditions d'état limite de service et d'état limite ultime (ACI 440 [7], ISIS Canada [8], JCI Japan [9], AFGC [10], Fib TG9.3 [11], EC8-3).

L'objectif de ce document est d'apporter des éléments de connaissances sur l'utilisation des matériaux vis-à-vis du renforcement parasismique de structures existantes. Il s'agit d'un guide qui s'inscrit comme un complément des guides existants concernant le génie parasismique.

1.2 La réglementation relative à la prévention du risque sismique

La structure de la réglementation relative à la prévention du risque sismique peut être représentée par la figure 1 (à la date de finalisation des présentes recommandations).

Les principaux textes réglementaires fixant les règles de construction parasismiques sont :

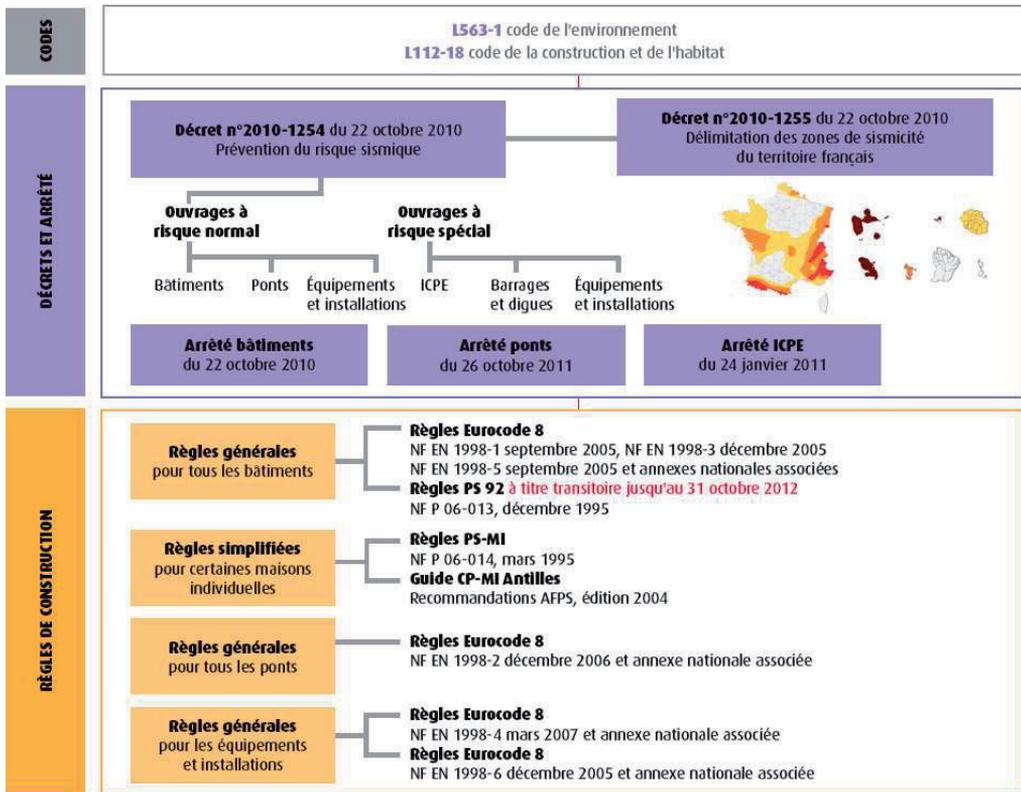
- o le code de l'environnement, en particulier les articles R.563-1 à R.563-8 récemment mis à jour par :
 - o le décret n°2010-1254 du 22 octobre 2010 relatif à la prévention du risque sismique
 - o le décret n°2010-1255 du 22 octobre 2010 portant délimitation des zones de sismicité du territoire français
- o l'arrêté du 22 octobre 2010 modifié relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite « à risque normal¹ »
- o l'arrêté du 4/10/10 risque spécial
- o l'arrêté du 24/1/11 installations classées
- o l'arrêté du 26 octobre 2011 applicable aux ponts de la classe dite « à risque normal »

Ces textes fixent notamment:

- o le zonage sismique de la France,
- o les règles de construction parasismique à appliquer aux bâtiments et aux ponts à risque normal,
- o le classement en catégories d'importance,
- o les paramètres nécessaires au calcul sismique²

¹ les bâtiments à risque "normal" sont ceux pour lesquels les conséquences d'un séisme sont limitées à la structure même du bâtiment et à ses occupants

² catégories établies en fonction de paramètres comme l'activité hébergée ou le nombre de personnes pouvant être accueillies dans les locaux



Note : ICPE : Installations Classées pour la Protection de l'Environnement

Figure 1 : Structure de la réglementation relative à la prévention du risque sismique [12]

1.2.1 *Le zonage sismique de la France*

Le zonage sismique français est défini dans le décret 2010-1255 du 22 octobre 2010. Il divise la France en cinq zones de sismicité (figure 2) :

- o sismicité très faible
- o sismicité faible
- o sismicité modérée
- o sismicité moyenne
- o sismicité forte

Ces zones de sismicité sont caractérisées par une accélération a_{gr} , accélération du sol « au rocher », définie par les arrêtés et rappelée par le Tableau 1.

Tableau 1 : Valeur de a_{gr}

Zone de sismicité	Sismicité	a_{gr} (m/s ²)
1	très faible	0,4
2	Faible	0,7
3	Modérée	1,1
4	Moyenne	1,6
5	Forte	3,0

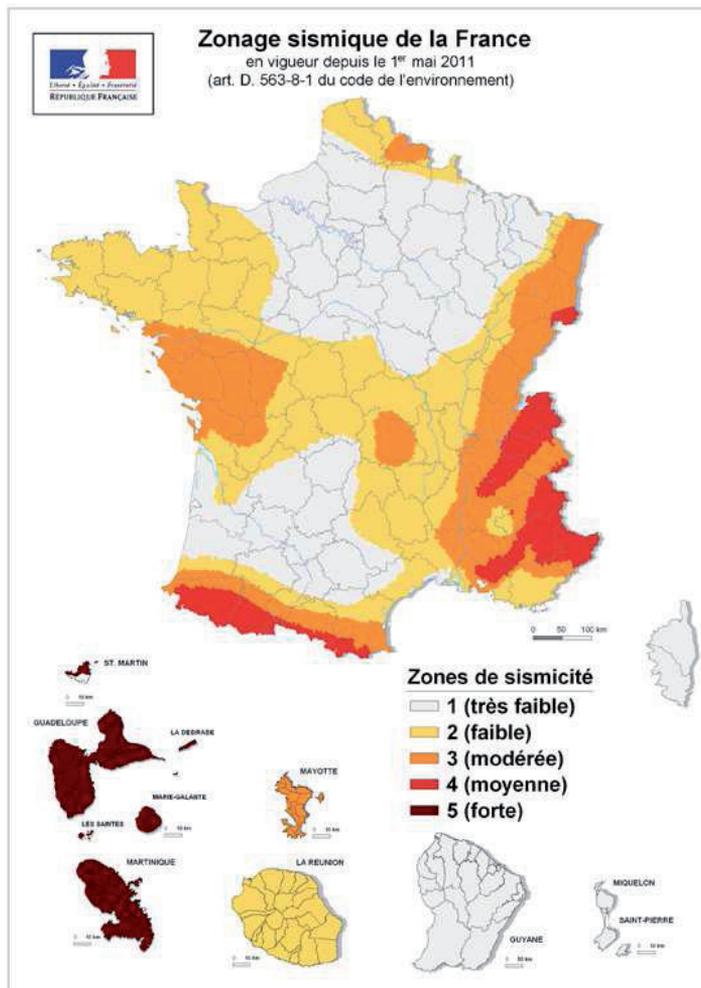


Figure 2 : Zonage sismique de la France

1.2.2 Les catégories d'importance

Le niveau de protection parasismique est modulé suivant l'enjeu de la structure par l'intermédiaire des catégories d'importance. Les catégories d'importance des bâtiments et des

ponts sont détaillées respectivement dans l'arrêté du 22 octobre 2010 et dans l'arrêté du 26 octobre 2011. Elles sont au nombre de quatre (Tableau 2).

Tableau 2 : Catégorie d'importance d'après Ministère de l'Écologie, du Développement Durable, des Transports et du Logement www.planseisme.fr [12]

Catégories d'importance		Description	Exemples
I		<ul style="list-style-type: none"> Bâtiments dans lesquels il n'y a aucune activité humaine nécessitant un séjour de longue durée 	Hangars, bâtiments agricoles
II		<ul style="list-style-type: none"> Habitations individuelles Établissements recevant du public (ERP) de catégories 4 et 5 Habitations collectives de hauteur inférieure à 28m Bureaux ou bâtiments à usage commercial non ERP, h ≤ 28m, max. 300 personnes Bâtiments industriels pouvant accueillir au plus 300 pers. Parcs de stationnement ouverts au public 	Maisons individuelles, petits bâtiments
III		<ul style="list-style-type: none"> ERP de catégories 1, 2 et 3 Habitations collectives et bureaux, h > 28m Bâtiments pouvant accueillir plus de 300 personnes Établissements sanitaires et sociaux Centres de production collective d'énergie Établissements scolaires 	Grands établissements, centres commerciaux, écoles
IV		<ul style="list-style-type: none"> Bâtiments indispensables à la sécurité civile, la défense nationale et le maintien de l'ordre public Bâtiments assurant le maintien des communications, la production et le stockage de l'eau potable, la distribution publique de l'énergie Bâtiments assurant le contrôle de la sécurité aérienne Établissements de santé nécessaires à la gestion de crise Centres météorologiques 	Protection primordiale : hôpitaux, casernes...

Tous les bâtiments, sont soumis à la règle proposée par l'EC8, mais des coefficients différents s'appliquent selon la catégorie d'importance du bâtiment. Pour les quatre catégories, les coefficients d'importance associés sont rappelés sur le Tableau 3.

Tableau 3 : Coefficients d'importance

Catégorie d'importance	Coefficient d'importance γ du bâtiment	Coefficient d'importance γ du pont
I	0,8	-
II	1	1
III	1,2	1,2
IV	1,4	1,4

1.2.3 Les classes de sol

La nature du sol influence fortement la sollicitation ressentie au niveau des bâtiments. L'EC8 distingue cinq catégories principales de sol (de la classe A pour un sol de type rocheux à la classe E pour un sol mou).

Un coefficient de sol S_e est défini pour chaque catégorie de sol. Le paramètre S_e permet de traduire l'amplification de la sollicitation sismique exercée par certains sols. Cinq classes de

sol sont considérées. La valeur du paramètre de sol associée dépend également de la zone de sismicité (cf. arrêtés, Tableau 4).

Tableau 4 : Valeur des coefficients de sol S_e

Classe de sol	Coefficient de sol S_e , zones 1 à 4	Coefficient de sol S_e , zone 5
A	1	1
B	1,35	1,2
C	1,5	1,15
D	1,6	1,35
E	1,8	1,4

1.2.4 L'action du séisme

Pour l'application des règles de construction, l'action du séisme est généralement représentée par un spectre de réponse élastique en accélération (Figure 3). L'article 4 de l'arrêté du 22/10/2010 modifié définit les paramètres du spectre.

Il est à noter que dans l'Eurocode 8-1, dans le cas d'un calcul linéaire avec coefficient de comportement, c'est le spectre de calcul qui est employé et non le spectre de réponse élastique.

Les paramètres du spectre qui caractérisent l'intensité du mouvement sismique sont l'accélération de calcul a_g et le paramètre de sol S .

L'accélération de calcul a_g est le produit du coefficient d'importance γ_I par l'accélération maximale de référence au rocher a_{gr} : $a_g = \gamma_I \times a_{gr}$.

Les paramètres T_B , T_C et T_D (voir Figure 3) définissent la forme du spectre (Tableau 5). Ils dépendent également de la classe de sol et de la zone de sismicité (Figure 4).

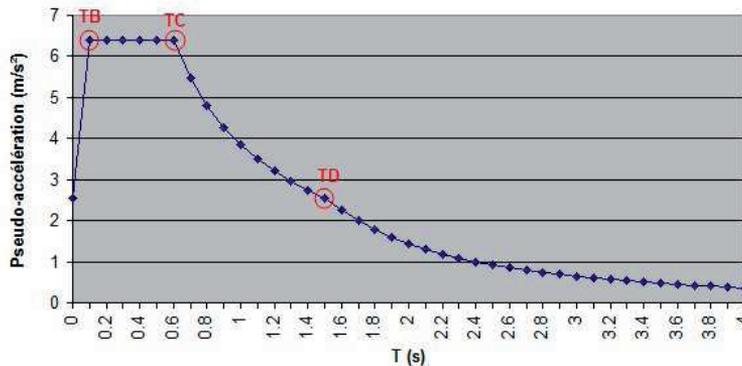
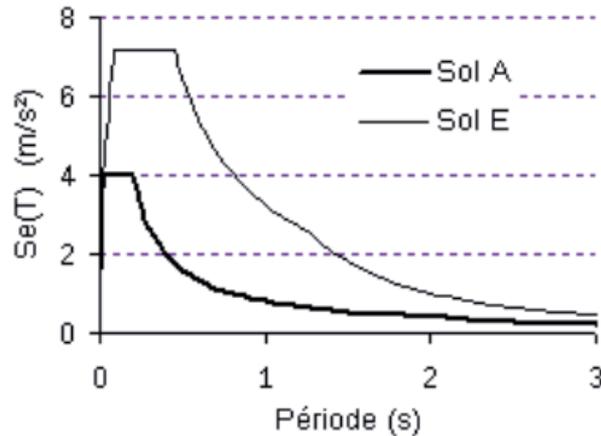


Figure 3 : Spectre de réponse élastique horizontale (EC8-1 [13])

Tableau 5 : Paramètres des spectres d'après [8]

Classe de sol	Zone 1 à 4			Zone 5		
	T_B	T_C	T_D	T_B	T_C	T_D
A	0,03	0,20	2,50	0,15	0,40	2,00
B	0,05	0,25	2,50	0,15	0,50	2,00
C	0,06	0,40	2,00	0,20	0,60	2,00
D	0,10	0,60	1,50	0,20	0,80	2,00
E	0,08	0,45	1,25	0,15	0,50	2,00


Figure 4: Exemple de spectre de réponse élastique pour la zone de sismicité 4 et un bâtiment de catégorie d'importance II

1.3 Les règles de construction parasismique

Les règles de construction parasismique applicables aux structures constituent les six parties de l'Eurocode 8 (NF EN 1998) :

- o Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments
- o Partie 2 : Ponts [14]
- o Partie 3 : Evaluation et renforcement des bâtiments
- o Partie 4 : Silos, réservoirs et canalisations
- o Partie 5 : Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques
- o Partie 6 : Tours, mâts et cheminées

En France, ces textes sont applicables avec leurs annexes nationales.

1.3.1 Règles applicables aux bâtiments à risque normal

1.3.1.1 Règles applicables aux bâtiments neufs

Il n'y a pas d'exigence réglementaire dans les cas suivants :

- o bâtiments de catégorie d'importance I,
- o bâtiments situés en zone de sismicité 1
- o bâtiments de catégorie d'importance II situés en zone de sismicité 2.

Pour les autres bâtiments il y a lieu d'appliquer les règles de construction parasismique qui sont précisées dans l'Eurocode 8 Parties 1 et 5.

Cependant, pour les maisons individuelles et les bâtiments assimilés répondant à certains critères, il existe des règles simplifiées : règles PS-MI en zone de sismicité 3 et 4 et règles CP-MI Antilles en zone de sismicité 5. Ces règles dispensent d'appliquer l'Eurocode 8 [15, 16, 17].

	I	II	III	IV
Zone 1				
Zone 2	aucune exigence			Eurocode 8 ³ $a_{gr}=0,7 \text{ m/s}^2$
Zone 3		PS-MI ¹	Eurocode 8 ³ $a_{gr}=1,1 \text{ m/s}^2$	Eurocode 8 ³ $a_{gr}=1,1 \text{ m/s}^2$
Zone 4		PS-MI ¹	Eurocode 8 ³ $a_{gr}=1,6 \text{ m/s}^2$	Eurocode 8 ³ $a_{gr}=1,6 \text{ m/s}^2$
Zone 5		CP-MI ²	Eurocode 8 ³ $a_{gr}=3 \text{ m/s}^2$	Eurocode 8 ³ $a_{gr}=3 \text{ m/s}^2$

¹ Application possible (en dispense de l'Eurocode 8) des PS-MI sous réserve du respect des conditions de la norme PS-MI

² Application possible du guide CP-MI sous réserve du respect des conditions du guide

³ Application obligatoire des règles Eurocode 8

d'après *planseisme.fr* (La nouvelle RÉGLEMENTATION PARASISMIQUE applicable aux bâtiments dont le permis de construire est déposé depuis le 1^{er} mai 2011) [12]

Figure 5 : Prescription des règles parasismiques aux bâtiments

1.3.1.2 Règles applicables aux bâtiments existants

Pour les bâtiments existants, la réglementation n'impose pas de mise à niveau de la structure en l'absence de travaux prévus par ailleurs sur le bâtiment.

La réglementation se base sur l'obligation de ne pas aggraver la vulnérabilité du bâtiment. Ainsi, si des travaux lourds sont réalisés, telle que la création de surfaces importantes, la suppression de plancher, l'augmentation de masse, alors la prise en compte de l'action sismique pour le dimensionnement du nouvel ensemble devient obligatoire. Les seuils définissant les travaux lourds sont précisés dans l'arrêté du 22 octobre 2010 modifié (art. 3).

Lorsque les travaux envisagés sont en dessous des critères de travaux lourds, seule l'exigence de non-aggravation de la vulnérabilité au séisme du bâtiment subsiste. Aucun niveau de résistance au séisme n'est fixé. Le guide de l'AFPS (Association Française du génie Parasismique) – travaux non aggravants (à paraître [18]) présente la procédure à adopter pour évaluer l'impact des travaux sur un bâtiment existant.

Pour des travaux qui ne sont pas jugés lourds, bien que la réglementation n'impose pas de mise à niveau de la structure, les maîtres d'ouvrages sont encouragés à réduire la vulnérabilité de leur bâtiment dans le cadre d'une démarche volontaire. Dans ce cas, c'est le maître d'ouvrage qui décide du niveau de performance à atteindre.

1.3.1.2.1 Mise à niveau parasismique en cas de travaux lourds (modifications substantielles)

Pour tenir compte des enjeux du bâti existant, l'action sismique à considérer est celle du neuf, minorée de 40 %. Les règles simplifiées pour les maisons individuelles ou bâtiments assimilés (PS-MI et CP-MI, construction parasismique maisons individuelles) peuvent être utilisées si les conditions d'applicabilité sont respectées (Tableau 6).

Tableau 6 : Règles de mise à niveau parasismique en cas de travaux

Zone de sismicité	Cat. d'imp.	Nature des travaux	Règles de construction
Zone 2	IV	> 30% de surface de plancher créée > 30% de planchers supprimés à un niveau	Eurocode 8-1 $a_{gr} = 0,42 \text{ m/s}^2$
Zone 3	II	> 30% de surface de plancher créée > 30% des planchers supprimés à un niveau	PS-MI Zone 2 si conditions d'application PSMI respectées
		> 30% de surface de plancher créée > 30% des planchers supprimés à un niveau	Eurocode 8-1 $a_{gr} = 0,66 \text{ m/s}^2$
	III	> 30% de surface de plancher créée	Eurocode 8-1
	IV	> 30% des planchers supprimés à un niveau	$a_{gr} = 0,66 \text{ m/s}^2$
Zone 4	II	> 30% de surface de plancher créée	PS-MI Zone 3 si conditions d'application PSMI respectées
		> 30% de surface de plancher créée > 30% des planchers supprimés à un niveau	Eurocode 8-1 $a_{gr} = 0,96 \text{ m/s}^2$
	III	> 20% de surface de plancher créée > 30% des planchers supprimés à un niveau > 20% des contreventements supprimés Ajout d'équipement lourd en toiture	Eurocode 8-1 $a_{gr} = 0,96 \text{ m/s}^2$
		IV	
Zone 5	II	> 30% de surface de plancher créée	CPMI si conditions CPMI respectées
		> 20% de surface de plancher créée > 30% des planchers supprimés à un niveau > 20% des contreventements supprimés	Eurocode 8-1 $a_{gr} = 1,8 \text{ m/s}^2$
	III	> 20% de surface de plancher créée	Eurocode 8-1 $a_{gr} = 1,8 \text{ m/s}^2$
	IV	> 30% de plancher supprimé à un niveau > 20% des contreventements supprimés Ajout d'équipement lourd en toiture	

L'accélération de référence a_{gr} du tableau ci-dessus prend en compte la minoration de 40%.

1.3.1.2.2 Renforcement volontaire

L'Eurocode 8-3 propose un cadre d'application pour le renforcement volontaire. Il définit notamment les trois états limites correspondant chacun à un niveau d'endommagement du bâtiment après un séisme. Le choix de l'état limite à considérer relève du maître d'ouvrage.

Le guide AFPS/CSTB* « Diagnostic et renforcement du bâti existant vis-à-vis du séisme » [15] présente la démarche à adopter pour la réduction de la vulnérabilité des bâtiments conformément à l'Eurocode 8-3. Pour cela il rappelle la réglementation parasismique en cas de renforcement volontaire d'un bâtiment existant, la traduction dans les règles de construction de la possibilité de choisir un niveau de renforcement, la collecte d'informations sur le bâtiment, les méthodes de diagnostic et leurs objectifs, le choix de la stratégie de renforcement et la justification des ouvrages renforcés.

* Centre Scientifique et Technique du Bâtiment

1.3.2 Règles applicables aux ponts

1.3.2.1 Règles applicables aux ponts neufs

Il n'y pas d'exigence réglementaire pour les ponts de catégorie d'importance I et pour les ponts situés en zone de sismicité 1. Pour les autres ouvrages, il y a lieu d'appliquer les règles de construction parasismique qui sont précisées dans l'Eurocode 8 parties 1, 2 et 5.

Le guide du Sétra « Ponts en zone sismique, guide de conception » complète et explicite la démarche [17].

1.3.2.2 Règles applicables aux ponts existants

L'arrêté du 26 octobre 2011 ne traite pas des ponts existants. Il n'y a donc pas d'exigence réglementaire pour la mise à niveau des ponts existants vis-à-vis du risque sismique. Cependant une démarche de renforcement volontaire par le maître d'ouvrage est encouragée.

Le guide Sétra « Diagnostic et renforcement sismiques des ponts existants » (à paraître [17]) présente la démarche dans le cas d'un renforcement volontaire en adaptant aux ponts l'approche proposée dans l'EC8-3 pour les bâtiments. Il aborde la hiérarchisation des ouvrages et l'identification de ceux à traiter de manière prioritaire, la définition des aléas à considérer, le recueil des informations nécessaires à un bon diagnostic, l'instrumentation et les investigations de terrain éventuellement nécessaires, la description détaillée des méthodes d'analyse à mettre en œuvre, les niveaux de performance à atteindre ainsi qu'une description des différentes stratégies et techniques de renforcement possibles [19].

1.3.3 Règles applicables aux ouvrages et bâtiments à risque spécial

Les ouvrages à risque spécial sont les ouvrages dont une défaillance en cas de séisme peut produire des effets sur les personnes, les biens et l'environnement au-delà de leur voisinage immédiat (cf. code de l'environnement art. R.563-6). Cette notion de risque spécial s'oppose à celle de risque normal, pour lequel les effets du séisme sont supposés circonscrits à l'environnement immédiat de l'ouvrage.

Les mesures préventives applicables aux installations à risque spécial sont définies par l'arrêté du 4 octobre 2010 (prévention des risques accidentels au sein des installations classées pour la protection de l'environnement soumises à autorisation) complété par l'arrêté du 24 janvier 2011 fixant les règles parasismiques applicables à certaines installations classées.

1.3.3.1 Installations et éléments concernés

Selon l'article 9 de l'arrêté du 4 octobre 2010 modifié, relèvent du risque spécial les équipements des installations soumises à autorisation susceptibles de conduire, en cas de séisme, à un ou plusieurs phénomènes dangereux dont les zones de dangers graves pour la vie humaine dépassent les limites du site sur lequel ces installations sont implantées. Ne sont concernées par le risque spécial que les installations Seveso.

1.3.3.2 Date d'application

Les installations autorisées à partir du 1^{er} janvier 2013 doivent respecter dès leur mise en exploitation les dispositions de l'arrêté du 4 octobre 2010 modifié.

Les installations existantes à cette date (donc celles dont l'autorisation est antérieure au 1^{er} janvier 2013) ont jusqu'au 31 décembre 2015 pour produire une analyse de leur vulnérabilité au séisme, selon les critères de l'arrêté. Elles auront ensuite un délai fixé par arrêté préfectoral (limité au 31 décembre 2020) pour mettre en œuvre les moyens nécessaires pour ramener le risque à un niveau acceptable.

1.3.3.3 Principe des justifications

Les justifications demandées par l'arrêté consistent à démontrer :

- o soit que les phénomènes dangereux ne pourront se produire en cas de séisme ;
- o soit que les conséquences du séisme resteront limitées à une zone sans occupation humaine permanente.

Dans le premier cas, la justification se fait généralement en démontrant la résistance ou la stabilité des équipements et structures concernées (mais parfois aussi des équipements et structures environnantes pour éviter les effets dominos) ou en disposant des éléments de protection active (coupe-circuits, vannes actives ...).

Dans le second cas, les critères permettant de classer une zone comme étant sans occupation humaine permanente sont donnés par l'arrêté (art. 10).

1.3.3.4 Action sismique de référence

Contrairement à la précédente réglementation (arrêté du 10 mai 1993), l'arrêté du 4 octobre 2010 précise l'action sismique de calcul à utiliser. Celle-ci, comme pour les ouvrages à risque normal, est basée sur le zonage réglementaire et est définie par des spectres de calcul.

Toutefois, l'accélération de calcul est plus importante, traduisant ainsi une période de retour pour le séisme de référence plus longue que pour les ouvrages à risque normal (Tableaux 7, 8, 9 et 10).

**Tableau 7 : Accélération applicables aux installations nouvelles
(autorisation depuis le 01/01/2013)**

Zone de sismicité	Accélération horizontale de calcul (m/s ²)	Accélération horizontale de calcul (m/s ²)
Zone de sismicité 1	0,88	0,79
Zone de sismicité 2	1,54	1,39
Zone de sismicité 3	2,42	2,18
Zone de sismicité 4	3,52	2,82
Zone de sismicité 5	6,60	5,28

**Tableau 8 : Accélération applicables aux installations existantes
(autorisation avant le 01/01/2013)**

Zone de sismicité	Accélération horizontale de calcul (m/s ²)	Accélération horizontale de calcul (m/s ²)
Zone de sismicité 1	0,74	0,67
Zone de sismicité 2	1,3	1,17
Zone de sismicité 3	2,04	1,84
Zone de sismicité 4	2,96	2,37
Zone de sismicité 5	5,55	4,4

Tableau 9 Coefficients de sol

Classe de Sol	S _e (pour les zones de sismicités de 1 à 3)	S _e (pour les zones de sismicités de 4 à 5)
	A	1
B	1,35	1,2
C	1,5	1,15
D	1,6	1,35
E	1,8	1,4

Tableau 10 : Paramètres des spectres de calcul pour la composante horizontale du séisme

Classe de Sol	Pour les zones de sismicités de 1 à 3			Pour les zones de sismicités de 4 à 5		
	T _B	T _C	T _D	T _B	T _C	T _D
A	0,03	0,2	2,5	0,15	0,4	2
B	0,05	0,25	2,5	0,15	0,5	2
C	0,06	0,4	2	0,2	0,6	2
D	0,1	0,6	1,5	0,2	0,8	2
E	0,08	0,45	1,25	0,15	0,5	2

1.4 Exigence de performance et critères de conformité

1.4.1 Définition des Etats limites selon EC8-3

Dans le cadre d'une démarche volontaire de renforcement parasismique, l'objectif de comportement d'une structure est défini par le choix d'un état limite au sens de l'Eurocode 8-3. Ce choix est effectué par le maître d'ouvrage.

Les trois états limites sont :

- Etat limite de limitation des dommages (EL-LD)
- Etat limite de dommages significatifs (EL-DS)
- Etat limite de quasi-effondrement (EL-QE)

Cette approche, mise au point pour les bâtiments, est directement extrapolable aux ouvrages d'art. Des définitions qualitatives des états-limites (ou niveaux d'endommagements) sont proposées ci-dessous.

Etat-limite de « Limitation des Dommages » (EL-LD)

L'état-limite de limitation des dommages (EL-LD) correspond à celui d'une structure n'ayant subi que des dommages légers. Les éléments structurels n'ont pas dépassé leur limite élastique et conservent l'intégralité de leurs capacités en résistance et en déformation. Certains éléments secondaires peuvent avoir souffert et certaines parties d'ouvrage peuvent présenter un degré de fissuration plus ou moins étendu. Néanmoins, seules de légères

réparations post-sismiques concernant essentiellement ces éléments secondaires sont éventuellement à prévoir et on ne constate pas de déformation résiduelle.

Etat-limite de « Dommages Significatifs » (EL-DS)

L'état-limite de dommages significatifs (EL-DS) correspond à une structure endommagée de manière significative, mais permettant une utilisation limitée dans le cadre de l'organisation des secours et capable de supporter des répliques d'intensité modérée. Elle présente des déformations résiduelles modérées mais parfois suffisantes à rendre les réparations post-sismiques non rentables en comparaison des coûts de démolition/reconstruction.

Etat-limite de « Quasi -Effondrement » (EL-QE)

L'état-limite de quasi-effondrement (EL-QE) correspond à un ouvrage lourdement endommagé après séisme. Les résistances et rigidités horizontales résiduelles sont faibles, même si la structure est encore capable de soutenir son poids propre. Les éléments non-structuraux sont fortement endommagés ou effondrés et on observe de larges déformations permanentes. La structure est proche de la ruine et ne survivrait vraisemblablement pas à un autre séisme, même modéré.

1.4.2 Rappel des classes de ductilité

En ce qui concerne la capacité de dissipation hystérétique requise, on distingue pour les structures en béton trois classes de ductilité, à savoir : DC «L» (ductilité limitée), DC «M» (ductilité moyenne) et DC «H» (haute ductilité). Cette approche concerne principalement les bâtiments. Pour les ouvrages d'art, les structures peuvent être à ductilité limitée ou ductile.

— DC «L» (correspondance ouvrages d'art : Ductilité limitée)

La classe de ductilité «L» correspond à celle des structures conçues et dimensionnées conformément aux règles de l'Eurocode 2, qui ne nécessitent pas plus de ductilité que celle prévue par l'application de l'Eurocode 2 et pour lesquelles la résistance à l'action sismique est assurée par la capacité de résistance de la structure fonctionnant dans le domaine élastique. La classe de ductilité DCL est autorisée en zone de faible sismicité avec les limites d'accélération de l'EC8.

— DC «M» (Pas d'équivalence en ouvrages d'art)

La classe de ductilité «M» correspond à celle des structures dont la conception, le dimensionnement et les dispositions de détail conformes à des dispositions spécifiques de résistance aux séismes, permettent à la structure d'entrer effectivement dans le domaine inélastique sous des actions alternées, sans subir de rupture fragile.

— DC «H» (correspondance ouvrage d'art : Ductile)

La classe de ductilité «H» correspond à des structures pour lesquelles la conception, le dimensionnement et les dispositions de détail sont en mesure d'assurer, en réponse à l'excitation sismique, le développement de mécanismes stables choisis, associés à une importante dissipation d'énergie hystérétique.

Afin d'assurer dans chacune des trois classes la ductilité appropriée, l'Eurocode 8 indique que des dispositions constructives spécifiques doivent être appliquées (voir 2.6 à 2.11 de l'Eurocode 8-1 et 6 de l'Eurocode 8-2).

En fonction de la ductilité disponible dans chacune des trois classes, des valeurs différentes du coefficient de comportement (q) sont utilisées [18].

Dans les zones à faible sismicité (voir 4.1 de la partie 1-1), les bâtiments en béton peuvent être dimensionnés en considérant la combinaison sismique d'actions et en respectant seulement les règles de l'Eurocode 2, sans tenir compte des dispositions particulières de l'Eurocode 8 partie 1 autres que l'utilisation d'armatures de ductilité de classe B ou C.

Dans le cas d'une conception ductile, il convient d'appliquer le dimensionnement en capacité afin de protéger les zones non dissipatives. Il convient de rappeler que le dimensionnement en capacité n'est pas une méthode de calcul des sollicitations en divers points d'une structure mais une façon de protéger certains éléments par rapport à d'autres (extrémités des poteaux par rapport aux extrémités des poutres ; assemblages et autres attaches, etc.) et/ou de retarder l'émergence de certains modes de ruine non dissipatifs. Le fait de majorer les sollicitations de calcul concernées est équivalent à l'application d'un coefficient de sécurité partiel approprié dans les zones et pour les sollicitations concernées.

Le dimensionnement en capacité crée une surcapacité de l'ordre de 20 à 30 % des sollicitations de calcul concernées (de calcul et non pas de résistance concernée car dans les cas courants ce pourcentage couvre également la surcapacité des matériaux ainsi que l'excès des ferraillements concernés par la vérification).

2 Renforcement parasismique par PRF de structure en béton

2.1 Les pathologies types des structures en béton armé sous sollicitations sismiques

Les actions sismiques sur les bâtiments et les ouvrages conduisent au développement d'efforts additionnels pour lesquels les structures n'ont pas forcément été dimensionnées. Au droit des sections concernées, les résistances des matériaux (compression et traction) sont souvent atteintes, ce qui conduit à une ou plusieurs ruptures locales ce qui peut provoquer la ruine de la structure.

De nombreux guides font état des désordres d'origine sismique dans le domaine des bâtiments et des ouvrages d'art [20-22], l'objectif est ici simplement de rappeler ceux qui peuvent être traités par les Polymères Renforcés de Fibres (PRF).

Peu de bâtiments ou d'ouvrages d'art sont dimensionnés aux séismes en France métropolitaine. Les séismes passés, notamment dans les Antilles et à l'étranger, ont permis d'identifier les principaux modes de rupture possibles des structures :

Pour les bâtiments :

- Rupture par flexion des poteaux et poutres
- Rupture par effort tranchant des nœuds, poteaux, poutres ou murs
- Insuffisance des armatures de confinement
 - Manque de ductilité
 - Flambement des armatures longitudinales
 - Eclatement du béton
 - Ecrasement du béton
- Insuffisance des longueurs d'ancrage ou de recouvrement des aciers
- Rupture au niveau des nœuds
- Endommagement du remplissage

Pour les ouvrages d'art :

- Rupture par flexion des piles ou fondations
- Rupture par effort tranchant des piles ou fondations
- Insuffisance des armatures de confinement
 - Manque de ductilité
 - Flambement des armatures longitudinales
 - Eclatement du béton
 - Ecrasement du béton
- Insuffisance des longueurs d'ancrage ou de recouvrement des aciers

2.1.1 *Rupture par cisaillement*

Ce type de ruptures est brutal (fragile) et non dissipatif, il est caractérisé par l'apparition de fissures diagonales dans le béton puis par la rupture des armatures transversales, suivie du flambement des armatures longitudinales. Par exemple, dans le cas des éléments de type porteurs verticaux très rigides, les déplacements induits par le séisme se traduisent par le développement d'efforts de cisaillement non évalués sous sollicitations usuelles (i.e. non sismiques). Les pathologies type se traduisent par des fissurations à 45° croisées sous l'effet des chargements alternés. Ce mode de rupture doit être soigneusement évité.

La rupture par cisaillement apparaît lorsque les armatures transversales sont insuffisantes (voir Figure 6(a) et (b)) et principalement dans les poteaux courts. Il est important de noter que les poteaux peuvent être conçus initialement courts (sous-sol avec ouverture de faible

hauteur, vide sanitaire, rampe de parking...), ou qu'ils peuvent être devenus courts suite à la mise en place d'allèges ou de remplissage partiel en maçonnerie disposé symétriquement ou dissymétriquement par rapport au poteau. Dans ce cas le renforcement par composites collés est particulièrement efficace et de nombreux travaux [23-27] montrent la pertinence de cette solution.



(a) : Rupture par cisaillement d'une poutre lors du séisme de Northridge 1994 [28]

Crédit photos : AFPS



(b) Rupture par cisaillement des piles lors du séisme de Kôbé 1995

Crédit photos : AFPS

Figure 6 : Rupture type par cisaillement

2.1.2 Rupture et endommagement sous flexion composée

Les efforts horizontaux qui sont issus des déplacements induits par l'action sismique génèrent des flexions dans les éléments porteurs verticaux qui, en fonction de la stabilité d'ensemble de la structure, peuvent conduire à des ruptures des poteaux en flexion. Localement l'équilibre de la section fléchie ne pouvant être assuré sous les effets de flexion composée, des écrasements de béton, et des ruptures des aciers tendus peuvent être observés (Figure 7). En compression les effets des contraintes normales peuvent conduire à un flambement.



Figure 7 : Exemple de rupture en flexion de poteau

Crédit photos : AFPS

Les renforts composites peuvent alors être utilisés comme armatures longitudinales visant à jouer le rôle d'armatures additionnelles de traction. Les effets de ces contraintes normales au droit de la section peuvent également conduire à un flambement des armatures longitudinales.

Les composites sont également utilisés pour confiner les poteaux. Ce confinement peut conduire à une amélioration des résistances à la compression du béton. Il permet également d'éviter le flambement des armatures longitudinales. L'Eurocode 8 précise très clairement les éléments de dimensionnement concernant la compression.

2.1.3 *Rupture par plastification des zones critiques*

Les zones critiques sont les parties des poteaux (ou poutres) où le moment est maximum ou encore les parties qui se trouvent au droit d'un affaiblissement des quantités de ferrailage. Ce mode de rupture survient suite à de larges déformations inélastiques, ce qui lui procure un caractère dissipatif (ductile) souhaité ou non, contrairement à la rupture par effort tranchant.

Il est caractérisé par l'éclatement du béton d'enrobage, puis l'apparition de fissures de flexion provoquées par l'allongement des armatures longitudinales, enfin un allongement et/ou rupture des armatures transversales qui induit un écrasement du noyau de béton, et/ou le flambement des armatures longitudinales (voir Figure 8 (a) et (b)). Il faut noter que le béton confiné par des armatures transversales peut subir des déformations largement supérieures à celles du béton seul, et cette déformabilité est d'autant plus importante que le ratio volumétrique des armatures de confinement est important. La rupture de l'élément étant gouvernée par la rupture des armatures de confinement, une attention particulière a été portée dans l'Eurocode 8 aux armatures transversales.



(a) : Rupture par plastification de la zone critique lors du séisme de Northridge 1994

(b) : Rupture par plastification de la zone critique du poteau.

Figure 8 : Exemples de rupture par plastification

Lorsque les porteurs horizontaux et verticaux sont suffisamment résistants, l'endommagement sous sollicitations sismiques peut être localisé dans la jonction poteau/poutre, cet endommagement conduit généralement à un effondrement des structures.

Des travaux de recherche [29-31] ont montré que le confinement des nœuds permet de supprimer ce problème. Cependant, malgré ces recherches peu d'éléments techniques sont disponibles pour dimensionner aujourd'hui des solutions de renforcement de ces nœuds.

2.1.4 *Synthèse*

En conclusion des éléments présentés précédemment, les principaux désordres constatés lors d'un séisme sont résumés dans le Tableau 11.

Tableau 11: Conclusions des principaux désordres d'origines sismiques

	Colonne courte et voile court	Colonne élancée et voile élancée	Poutre	Nœud poteau-poutre	Dalle*
Nature des dommages	Cisaillement	Flexion	Effort tranchant et flexion	Rupture du nœud (cisaillement, ancrage)	Poinçonnement
Origine structurelle	Manque d'aciers transversaux	Plastification et flambement des aciers longitudinaux Eclatement du béton	Manque d'aciers transversaux	Manque d'aciers transversaux Mauvais ancrage des armatures	Mauvaise diffusion des efforts
Localisation des dommages	Zone d'insuffisance d'armatures	Zone d'encastrement (Pied et/ou tête de colonne) ou réduction des aciers	Zone d'insuffisance d'armatures	Zone de liaison poteau/poutre	Zone de liaison poteau/dalle

* Le risque de dommages graves ou d'effondrement lié aux dalles reste toutefois marginal.

2.2 Stratégies de renforcement

Lorsque le diagnostic de l'état de l'ouvrage révèle que la structure doit être renforcée : différentes stratégies sont possibles [22] :

- Augmenter la résistance : cette approche est parfois nécessaire mais reste tant que possible à éviter. En effet, menée sans discernement, elle peut s'avérer dangereuse car susceptible d'induire une augmentation des sollicitations et donc d'aggraver la situation auquel l'ouvrage doit faire face. De plus, quand elle est accompagnée d'une augmentation de rigidité, elle peut conduire à un report d'efforts et donc à une éventuelle rupture fragile de l'élément sur lequel s'est reportée la sollicitation.
- Augmenter la ductilité : cette démarche est intéressante car elle permet de développer le domaine plastique de la structure, et donc d'améliorer le comportement sismique. L'augmentation de ductilité est généralement réalisée par la mise en place d'un chemisage en béton, acier ou matériaux composites. Il faut cependant prêter attention à l'augmentation de rigidité induite par le chemisage, qui peut conduire à une augmentation des efforts.
- Modifier la rigidité : une diminution de la rigidité permet de réduire les efforts. Elle est généralement réalisée par la mise en place d'isolation sismique (appareils d'appui en élastomère...). A l'inverse, toute rigidification est à éviter car elle augmente les efforts dans la structure.
- Augmenter l'amortissement : l'augmentation de l'amortissement peut permettre une réduction des efforts et des déplacements. Cela se réalise par la mise en place d'appareils d'appui souples ou d'amortisseurs.

Il convient de bien garder à l'esprit que le fonctionnement dynamique de la structure est très différent de son fonctionnement en statique et que par conséquent des raisonnements statiques peuvent conduire à des renforcements plus dangereux et coûteux qu'efficaces (augmentation

de la résistance par exemple). Il convient donc, avant de toute opération de renforcement, de se référer aux différents documents normatifs et méthodologiques sur le renforcement des structures.

Attention : avant toute validation d'un procédé de renforcement, il convient de réaliser une analyse de la structure renforcée, pour vérifier que le renforcement améliore effectivement le comportement de la structure (Figure 9) dans son ensemble (validité du renforcement et non report d'effort dans certains éléments fragiles). Cette analyse doit être conduite en considérant le comportement statique et dynamique de la structure.

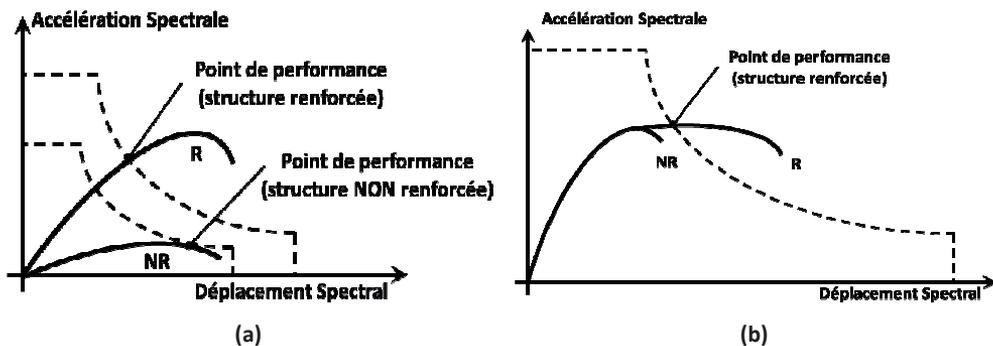


Figure 9 : Effet du (a) renforcement conventionnel (augmentation de résistance/rigidité) et (b) de l'augmentation de capacité de déformation

2.3 Apport des matériaux composites

2.3.1 Généralités sur les matériaux composites

Les matériaux composites offrent de multiples possibilités dans le domaine de la construction, et se sont développés progressivement à partir des années 90. Luyckx [32] décrit par exemple l'évolution et l'utilisation des matériaux composites en Europe, au Japon et en Amérique du Nord.

En effet, dans les années 1990 au Japon, de nombreux ponts en béton ont dû être renforcés extérieurement en raison de la corrosion des aciers. Ces renforcements ont été appliqués sur les piles ou sur les surfaces inférieures des tabliers en utilisant des pré-imprégnés à base de fibres de carbone comme renfort. La technique de mise en œuvre était classique, c'est-à-dire suivant la méthode de « stratification directe ».

D'autre part, outre les phénomènes de corrosion, suite au séisme de Kobe de 1995, de nouvelles normes drastiques relatives à la protection parasismique furent imposées au Japon pour les ouvrages et bâtiments, ce qui a encore amplifié le développement et l'utilisation des matériaux composites comme méthode de renforcement.

La résistance globale de ces structures renforcées permettrait, d'après les résultats d'études réalisées dans des universités japonaises, de résister à des séismes d'amplitude 6 à 7 sur l'échelle de Richter.

On peut ainsi citer comme exemple de renforcement par matériaux composites au Japon les ouvrages suivants : Fujimi Bridge (Tokyo), Johetsu Shikansen Bridge (Nugata), ou encore le Sakawa River Bridge (Tomei Highway). Pour ce dernier ouvrage les piles de plus de 7m de

diamètre (dont certaines dépassaient 60m de hauteur) ont été renforcées. Le chantier se termina en 1998, après un an de travaux durant lesquels deux tonnes de fibres de carbone furent posées.

Aux Etats-Unis, les recherches concernant le renforcement par matériaux composites ont débuté suite au séisme de Loma Prieta (Californie) survenu en octobre 1989. Des essais de renforcement à l'aide de tissus pré-impregnés, basés sur les méthodes japonaises, ont été réalisés dans de nombreuses universités, dont notamment celle de Californie. A partir de 1994, des tests sismiques en laboratoire, sur des maquettes de plus en plus grandes, ont démontré l'intérêt de l'utilisation des fibres de carbone. Il s'ensuivi de nombreux travaux de renforcement d'ouvrages par matériaux composites dont le Highway Bridge à Butler (Ohio), le Great Western Bank Building à Sherman Oaks (Californie) ou encore le Foulk Road Bridge à Delaware (Californie).

En Europe, les principales applications industrielles de réhabilitation sont apparues en Suisse fin 1991, puis en France à partir de 1996. En 1996, Freyssinet renforçait le premier pont autoroutier français en remplaçant les plats collés métalliques classiques par des tissus secs et imprégnés sur place par un adhésif spécifique à base de résine époxyde, mis au point par Ato Findley, compatible avec le béton et capable d'imprégner les fibres de carbone [33]. Même si initialement les matériaux composites étaient le matériau phare de l'industrie aéronautique, les PRF ont progressivement gagné le domaine du génie civil, et même si le marché français est encore loin d'égaliser l'utilisation intensive des PRF au Japon (estimée actuellement à environ 1 million de m²), on estime qu'environ 40 000 m² de tissus de fibres de carbone ont été utilisés, sur le territoire national, pour le renforcement de structures en béton armé en 2007 ([34]).

2.3.2 Constitution des principaux types de PRF

Les Polymères Renforcés de Fibres (PRF) conviennent pour une gamme très étendue d'utilisation ; ceci s'explique notamment par le fait qu'ils sont disponibles sous diverses formes. Ils peuvent s'utiliser sous forme de lamelles, feuilles, tissus ou enveloppes préformées, collés sur les parois extérieures de la structure (moulage au contact) ou encore sous forme de barres pour le renforcement interne du béton.

Les PRF sont constitués de deux éléments principaux : de fibres de résistance élevée et d'une matrice polymère dans laquelle elles sont noyées. Ce sont les propriétés propres à ces deux éléments qui vont conférer au matériau composite ses propriétés globales si intéressantes. Néanmoins, les propriétés générales du matériau dépendent aussi de la fraction volumique des fibres, de leur orientation, ou encore de la méthode de fabrication. *In fine*, l'efficacité du processus de réparation dépendra aussi de la technique de mise en œuvre, et plus particulièrement du type de procédé liant mécaniquement le matériau de renforcement à la structure que l'on cherche à renforcer.

2.3.2.1 Les fibres

Ce sont les fibres qui fournissent la résistance et la rigidité au matériau composite, mais leur utilisation doit être précise car les fibres sont orientées et confère un comportement orthotrope; ainsi les matériaux composites sont beaucoup plus efficaces dans la direction des fibres. Il existe différents types de fibres permettant de fabriquer un PRF. Cependant les principales fibres utilisées dans le domaine de la construction sont les fibres de carbone, les fibres de verre (Figure 10), et les fibres d'aramide, chacune offrant des propriétés bien spécifiques qui détermineront leur emploi. Les fibres de carbone présentent un coût très élevé (environ 10 fois celui des fibres de verre) mais sont néanmoins de plus en plus employées en raison de leur haut module élastique, de leur très haute résistance, de leur faible masse

volumique et de leur résistance aux divers effets environnementaux. Le domaine du renforcement structural s'appuie donc plus particulièrement sur ce type de fibres pour constituer les armatures composites.

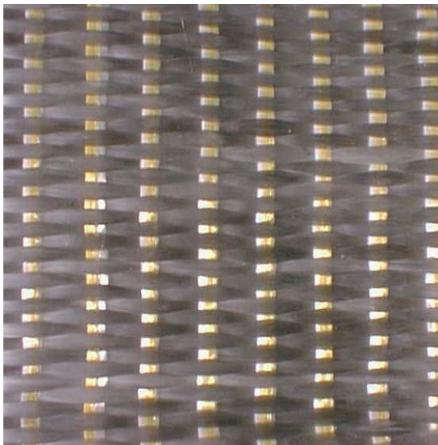
A titre d'exemple, le Tableau 12 liste les principales caractéristiques des fibres et de l'acier.

Tableau 12: Principales caractéristiques mécaniques des fibres et de l'acier

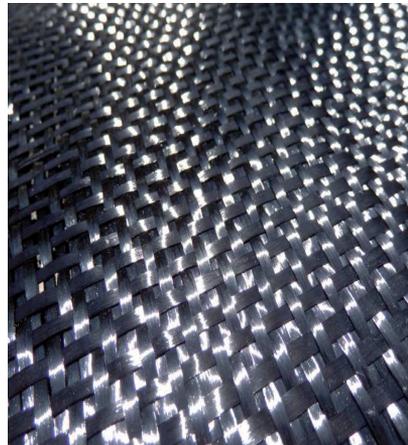
	Module d'Young (GPa)	Résistance à la traction (MPa)	Allongement à la rupture (%)	Densité (g/cm ³)
Verre E*	70 à 80	2000 à 3500	3,5 à 4,5	2,5 à 2,6
Verre S*	85 à 90	3500 à 4800	4,5 à 5,5	2,46 à 2,49
Fibre carbone HM**	390 à 760	2400 à 3400	0,5 à 0,8	1,85 à 1,89
Fibre carbone HR**	240 à 280	4100 à 5100	1,6 à 1,73	1,75
Fibre aramide	62 à 180	3600 à 3800	1,9 à 5,5	1,44 à 1,47
Matrice polymère	2,7 à 3,6	40 à 82	1,4 à 5,2	1,1 à 1,25
Acier	200-210	250 à 400 (plastification) ou 350 à 600 (rupture)	10 à 30	7,8

* La fibre de verre E, la plus commune, est un silicate d'Al-Si-Ca contenant du Bore. Ces propriétés électriques sont acceptables et supérieures aux autres dénominations de verre. La fibre de verre S est un silicate d'Al-Mg présentant des résistances mécaniques améliorées.

** HM : Haut Module - HR : Haute Résistance.



(a) tissus de verre Ud avec fils de liage



(b) tissus de fibre de carbone

Figure 10 : Photo de divers tissus de renforcement

2.3.2.2 Les matrices

Même si ce sont les fibres qui confèrent au PRF sa résistance et sa rigidité, la matrice joue néanmoins plusieurs rôles essentiels au bon fonctionnement du PRF : elle lie les fibres ensemble tout en les répartissant sur l'ensemble du volume du composite, elle les protège d'un environnement parfois agressif et permet de transférer les forces entre les différentes fibres. Un des principaux avantages des PRF étant leur très faible poids, la masse volumique de la matrice doit être minimisée et être inférieure à celle des fibres.

Les polymères les plus utilisés sont les polyesters, en raison de leur faible coût et de leur facilité de fabrication. Les vinylesters, bien que proposés à un coût plus élevé que les polyesters, sont cependant très appréciés du fait de leur haute résistance aux acides et aux alcalins, permettant ainsi de faire face aux alcali-réactions pouvant avoir lieu à l'intérieur du béton. Pour ces raisons, les vinylesters sont donc souvent employées pour la fabrication des barres et armatures composites destinées à renforcer les ouvrages en béton. Enfin les matrices époxydes présentent de très bonnes qualités d'adhérence et sont donc largement employées lors de l'imprégnation sur place des plaques et feuilles de PRF (par collage). Elles ont cependant un coût encore bien supérieur à celui des polyesters et vinylesters.

2.3.2.3 Les renforts composites

Les matériaux composites à fibres de carbone (PRFC) sont les plus courants avec un grammage compris en 200 à 600 g/m². A titre d'exemple, il est possible de fournir les caractéristiques mécaniques génériques suivantes (données pour un PRF à base de fibres HR et de matrice époxy Figure 11) :

- Module d'Young longitudinal en traction = 90 à 165 GPa
- Résistance longitudinale en traction = 500 à 3000 MPa
- Déformation à la rupture = 1,2 à 1,3%
- Epaisseur de composite comprise entre 0,4 mm et 2 mm
- Force/cm de large de composite compris entre 5 et 30 kN/cm *
- Un taux volumique de fibres de 30 à 70 %

*Ces propriétés sont définies en considérant une épaisseur nominale



Figure 11 : Photo d'une plaque composite stratifiée au contact et de plats pultrudés

2.3.2.4 La mise en œuvre

Il existe différentes techniques de mise en œuvre des matériaux composites [35] :

- Moulage au sac :

Ce procédé permet d'obtenir des caractéristiques mécaniques élevées à court terme. Après avoir ragréé la surface de béton (injection des fissures, préparation de surface par sablage,

application d'un mortier polymère), les couches de tissus pré-imprégnées sont découpées et appliquées sur la zone à renforcer.

Une couverture chauffante est ensuite appliquée sur la surface des tissus et une enveloppe étanche raccordée à une pompe à vide permettent d'appliquer une pression externe pendant toute la durée de polymérisation ou de polycondensation.

- Stratification directe :

Cette fois la polymérisation est réalisée à température ambiante selon les étapes suivantes :

- traitement de surface du béton
- application d'une couche primaire d'imprégnation
- pose des tissus (aux dimensions voulues)
- imprégnation et marouflage des renforts
- application d'une couche de protection

Pour ce mode de mise en œuvre, le renfort atteint généralement sa résistance totale au bout d'une semaine.

- Collage de plaques (ou « plats ») composites :

Cette méthode consiste simplement à coller des plats composites sur la surface à renforcer à l'aide d'une colle époxyde. Ces plaques sont généralement en carbone ou en verre époxy et fabriquées par pultrusion. Les étapes à respecter sont les suivantes :

- nettoyage à l'acétone de la surface à encoller du plat
- traitement de la surface à réparer par sablage, par eau ou sous pression et meulage
- nettoyage et dépoussiérage de la surface
- application du polymère époxyde (colle) sur le plat composite
- dans le cas de la technique dite du « double encollage », application du polymère époxyde sur la surface de béton
- pressage de la plaque sur la surface et enlèvement de l'excédent de colle
- pression exercée sur le plat (marouflage) pour enlever les éventuelles bulles d'air et assurer une bonne adhérence.

2.4 Différentes applications pour les PRF (Polymères Renforcés de Fibres)

Les matériaux PRF sont donc de plus en plus utilisés dans le domaine du Génie Civil, particulièrement pour la réparation et le renforcement des structures en béton armé ; on les utilise notamment pour le renforcement en flexion, en cisaillement et vis-à-vis des chargements axiaux. Pour ceci, différentes techniques sont employées selon le type de renforcement recherché, comme le montrent les figures du Tableau 13.

Pour le renforcement à la flexion, des plaques ou feuilles de PRF sont collées sur les faces tendues de l'élément, les fibres étant disposées dans l'axe longitudinal, de manière à augmenter la résistance vis-à-vis des moments de flexion (Tableau 13 (a)). Le principe du renforcement est alors celui d'armatures additionnelles composites passives. Dans certains cas, des lamelles de PRF précontraintes avant collage peuvent être utilisées.

Pour le renforcement au cisaillement, les matériaux composites sont cette fois collés sur les faces latérales (souvent en forme d'enveloppe en U) et leur action va s'ajouter à celle des armatures en acier transversales, pour améliorer la résistance de la structure au cisaillement (Tableau 13 (b)).

Une autre technique largement employée consiste à confiner les éléments des structures comprimées (Tableau 13 (c)), en appliquant des feuilles de PRF sur le périmètre des poteaux (fibres orientées perpendiculairement à l'axe du poteau). Ainsi lorsqu'un chargement axial est appliqué au poteau, le béton se dilate latéralement, créant des contraintes de traction dans le PRF. Celui-ci confine alors le béton, induisant ainsi un état de contrainte tridimensionnel dans le béton. Il en résulte une augmentation de la capacité portante et de la ductilité de la structure. Le confinement dans le cas de poteau court permet de renforcer les poteaux au cisaillement (Tableau 13 (d)).

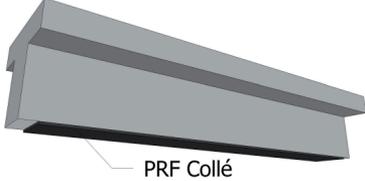
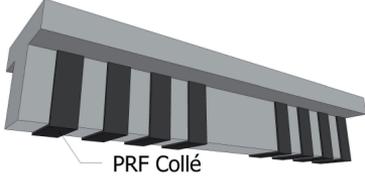
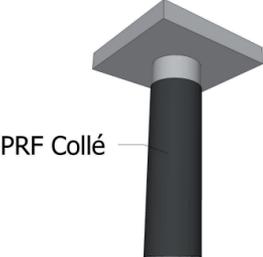
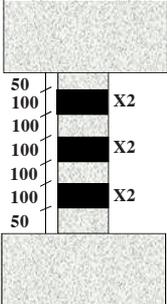
Une variante de ces techniques de collage consiste à insérer des bandes ou des barres de PRF dans des rainures préalablement fraisées dans le béton (ou le bois), à la surface des éléments de la structure (technique de « mise en place de barres d'armature en surface »). Un adhésif à base de résine ou de ciment est alors utilisé pour coller le composite dans la rainure. Cette technique est généralement employée pour augmenter la résistance de la structure à la flexion.

Les matériaux composites peuvent ainsi être utilisés de manière très variée, en fonction du type de sollicitations que va subir la structure et donc de la façon dont il est utile de la renforcer.

Dans le secteur du génie civil, trois types de produits de construction en matériaux composites sont principalement utilisés : les tissus (secs - figure 10 ou pré-imprégnés sous forme de feuilles), les plats (ou lamelles - figure 11) et les équerres. La différence entre les tissus et les plats réside dans la technique de confection du composite, les tissus étant collés sur site, ils polymérisent lors de la mise en œuvre (moulage au contact) créant ainsi le matériau composite, alors que les plaques sont déjà un composite préfabriqué (par pultrusion).

Cependant, ces différents types de matériaux composites ont des propriétés mécaniques proches, qui sont notamment gouvernées par le comportement (résistance et rigidité) des fibres. Néanmoins, la pultrusion permet d'introduire un taux plus important de fibres, et donc d'augmenter la rigidité et la résistance du PRF.

Tableau 13 : Application des PRF selon différentes configurations de renforcement (d'après Pinho *et al.* [36])

<p>(a) Renforcement à la flexion d'une poutre ou poteau par matériaux composites</p>	 <p>PRF Collé</p>
<p>(b) Renforcement au cisaillement d'une poutre par matériaux composites</p>	 <p>PRF Collé</p>
<p>(c) Confinement d'un poteau par matériaux composites</p>	 <p>PRF Collé</p>
<p>(d) Renforcement d'un poteau court par bandes continues autour du poteau</p>	

2.4.1 Renforcement à l'effort tranchant

Comme indiqué précédemment, la rupture par cisaillement est une des causes majeures d'effondrement lors des séismes. Cette rupture est fragile et non dissipative, et touche principalement les colonnes courtes (d'élancement inférieur à 3).

Ces ruptures par cisaillement sont notamment dues à une insuffisance d'armatures d'effort tranchant, à laquelle peuvent palier les matériaux composites ; les PRF (généralement sous la forme de bandes de tissus) jouent alors le rôle d'armatures externes additionnelles.

Les bandes de composite peuvent, si la configuration le permet, entourer la poutre, ou simplement être appliquées en forme de U (sur les faces latérales et sous la poutre).

La résistance à l'effort tranchant des poutres mais aussi des poteaux ainsi renforcé correspond alors à la somme des efforts que peuvent reprendre le béton, l'acier et le composite. Il s'agit donc de dimensionner les bandes de composite (largeur et espacement) en vue d'atteindre la résistance à l'effort tranchant souhaitée. Une méthode de dimensionnement, basée sur le treillis de Ritter-Morsch sur une section réduite, est par exemple décrite dans [23].

Quelques études expérimentales ([23, 24], ou encore Galal *et al.* [25] par exemple) tendent à démontrer l'efficacité du renforcement parasismique de colonnes courtes par matériaux composites. D'autre part, l'étude menée par Colomb, [26] et qui vise à faire varier les configurations de renforcement (renforcement continu, discontinu, variation des largeurs de bandes et du taux de renfort) appliquées sur ces colonnes, a permis de montrer que le renforcement par bandes permet d'obtenir une meilleure résistance couplée à une meilleure ductilité, alors que le renforcement continu permet surtout d'obtenir une meilleure résistance. D'autre part, les essais ont montré que les matériaux composites permettent de changer le mode de rupture : passage d'une rupture fragile par effort tranchant à une rupture ductile en effort tranchant ou en flexion.

2.4.2 Le chemisage par matériaux composites

Si l'on s'intéresse plus particulièrement au confinement des poteaux, le chemisage par matériaux composites conserve un comportement élastique jusqu'à rupture, contrairement au chemisage acier qui permet d'appliquer une pression de confinement constante après plastification. Ainsi, le chemisage par matériaux composites des poteaux permet d'appliquer une pression de confinement qui croît continuellement. Le chemisage par PRF est un mode de confinement passif : il ne joue aucun rôle tant que le béton ne se dilate pas et qu'il ne fissure pas. C'est pourquoi la liaison entre le chemisage et le béton doit être parfaite. Plusieurs études ont démontré l'efficacité des chemisages PRF. Ainsi, si l'on reprend l'étude de Vadoros *et al.* [27], ces derniers ont comparé les résultats obtenus pour les différentes techniques de chemisage béton avec les résultats obtenus pour les mêmes corps d'épreuve, mais cette fois renforcés par PRF (Figure 12). Il en résulte que les deux techniques permettent d'améliorer la ductilité des éléments renforcés, et même si le chemisage béton permet une plus grande augmentation de la résistance et de la raideur que le chemisage PRF, ce dernier présente l'avantage d'une très faible perte de résistance post-pic. Rappelons de plus qu'une augmentation de rigidité dans le cadre du renforcement parasismique peut être dommageable.

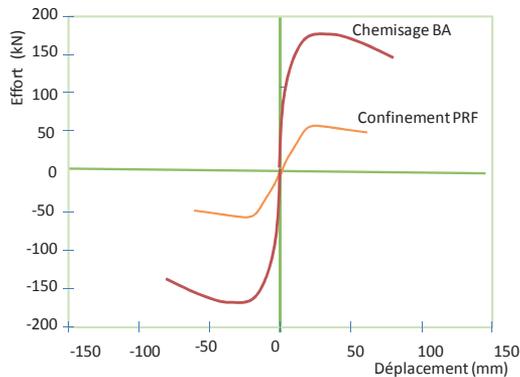


Figure 12: Performances comparées du chemisage en béton armé ou par PRF ([27])

Seible *et al.* [37] ont validé le dimensionnement d'un chemisage PRF sur différents corps d'épreuve et en fonction de divers modes de ruptures. La campagne expérimentale a

notamment porté sur la vérification des performances de poteaux dont une seule extrémité est sollicitée selon un moment de flexion (encastrement dans la semelle et effort horizontal en tête). Les essais ont montré que le chemisage par PRFC a permis d'augmenter la ductilité et de conserver une certaine résistance sans dégradation pendant les cycles (Figure 12).

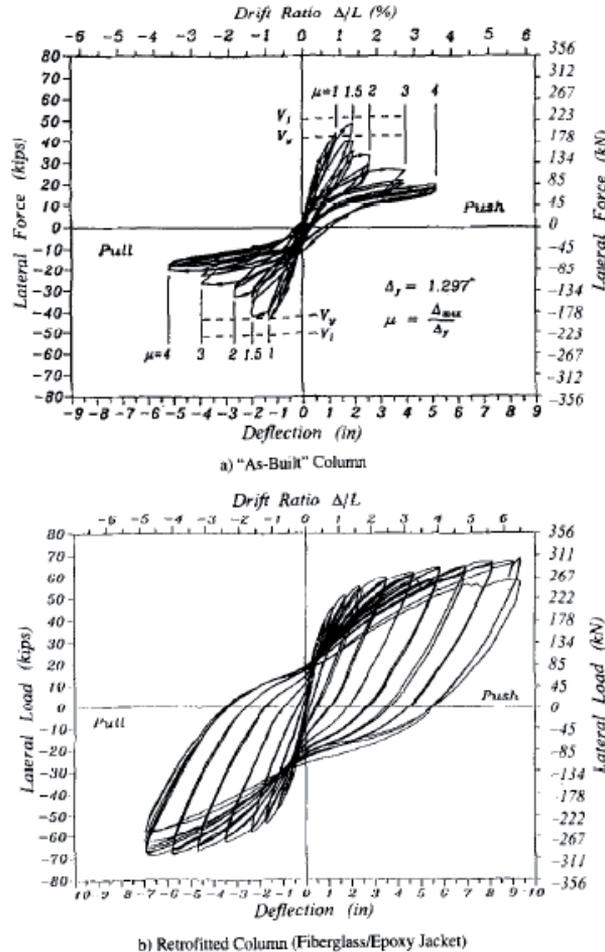


Figure 13 : Renforcement à la flexion de poteaux suivant différentes configurations de renforcement PRF (d'après [37]).

D'autre part, si l'on compare les performances d'un même corps d'épreuve renforcé par chemisage PRFC d'une part et par chemisage acier d'autre part, on constate (Figure 13) de très bonnes performances dans les deux cas ; le chemisage acier permet d'atteindre un niveau de résistance légèrement supérieur mais rend le poteau un peu moins ductile. L'étude menée par Iacobucci *et al.* [38] sur 8 poteaux, renforcés par PRFC dans la zone de rotule plastique (sur 610 mm à partir de la base du poteau) et par PRFV (Polymère Renforcé de Fibres de Verre) sur le reste de la hauteur du poteau, montre également une augmentation de la ductilité et de la capacité de dissipation d'énergie. Le paramètre principal d'étude est le nombre de couches de PRFC dans la zone de rotule plastique. La Figure 14 permet de conclure que le comportement cyclique s'améliore progressivement grâce à la diminution des taux de dégradation de la

rigidité et de la résistance, à mesure que le nombre de couches de PRFC augmente. Les mêmes conclusions sont obtenues par Qazi *et al.* sur des voiles en béton armé renforcés par PRF [39, 40].

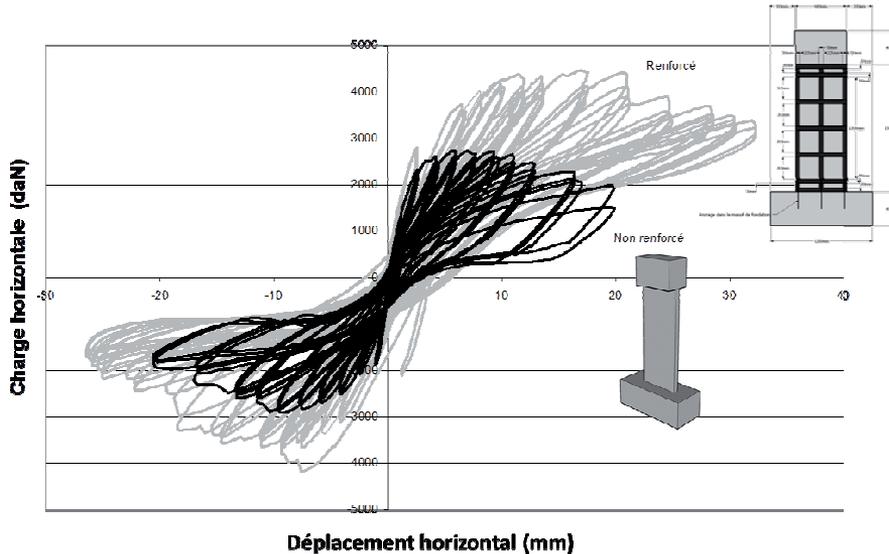


Figure 14 : Effet des renforts PRF sur des voiles élancés en BA [39, 40]

Pantelides *et al.* [41] ont quant à eux réalisé des tests quasistatiques cycliques *in situ* sur le South Temple Bridge aux Etats-Unis. L'objectif était de tester deux tronçons transversaux du pont, le premier restant tel qu'il avait été construit (la construction datant de 1962) et le deuxième tronçon étant renforcé par matériaux composites (les tronçons sont composés de 3 piles et 2 travées). Les matériaux composites ont été dimensionnés de manière à doubler la ductilité de l'ensemble testé ; ils ont été disposés de manière à renforcer la jonction pile/poutre, à confiner les piles et à renforcer au cisaillement les piles et chevêtres. Le chargement latéral est appliqué au niveau des chevêtres. La ductilité en déplacement obtenue pour le tronçon non renforcé fut de 2,8 contre 6,3 pour le tronçon renforcé. L'objectif de doublement de la ductilité en déplacement fut donc largement atteint. Les réponses hystériques sont données sur la Figure 15.

Cette campagne expérimentale montre donc que les essais menés sur ouvrages réels sont concluants quant aux performances des matériaux composites. Ils ont permis d'améliorer significativement les performances en termes de ductilité sur des tronçons d'ouvrages qui n'avaient pas été dimensionnés pour résister à de tels déplacements (et donc à des sollicitations sismiques).

Les campagnes d'essais portant sur le renforcement parasismique par PRF de poteaux en béton armé sont assez nombreuses. Elles ont porté sur des poteaux à section variable (circulaire, carrée, rectangulaire), de dimensions variables, présentant ou non des zones de recouvrement d'acier en pied de poteau, utilisant différents PRF (principalement à fibres de verre et de carbone), mettant en œuvre différentes épaisseurs de tissu pour le chemisage, etc.

Cependant, le fait est que si l'on souhaite renforcer un élément vis-à-vis de sollicitations sismiques, il faut, comme expliqué précédemment, confiner le poteau de manière à ce qu'il résiste mieux aux charges gravitaires et qu'il présente un comportement plus ductile, mais

également renforcer le poteau à la flexion, en appliquant notamment longitudinalement des plats pultrudés.

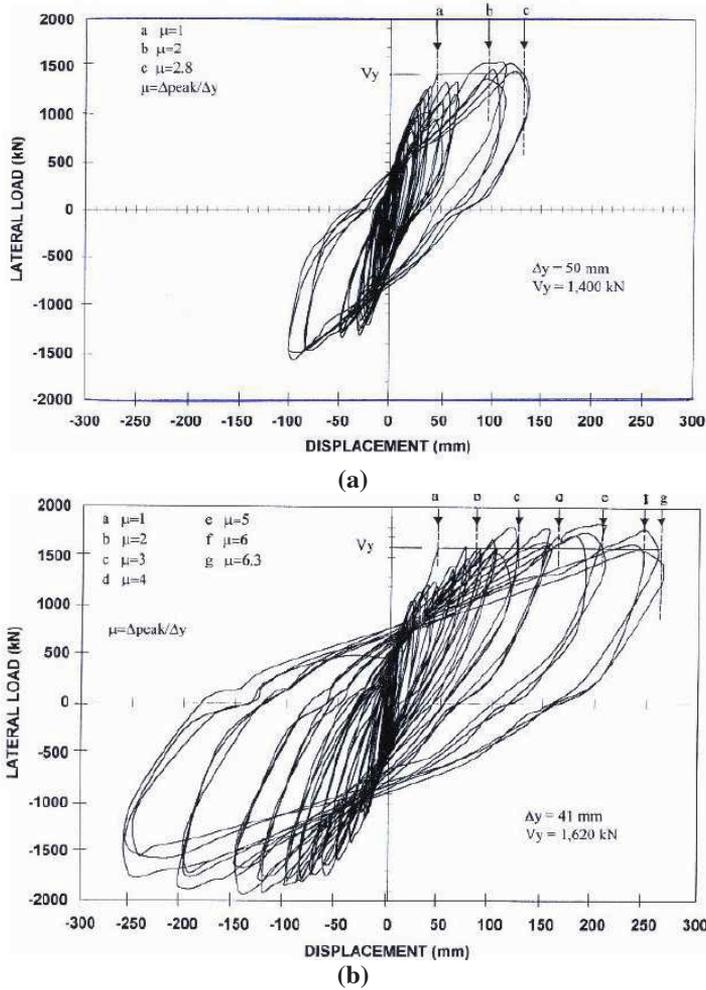


Figure 15 : Réponse aux cycles de chargement cas non renforcés (a) et renforcés (b) [41]

2.4.3 Renforcement à la flexion

Actuellement, très peu d'études menées dans le domaine du renforcement parasismique de poteaux incluant ce renforcement longitudinal par PRF permettent de dissocier l'action bénéfique du confinement de celle du renforcement à la flexion. Harries *et al.* [42] ont toutefois réalisé une campagne expérimentale mettant en jeu des renforts longitudinaux. Deux séries de poteaux ont été testées : une première série avec des aciers longitudinaux continus et une série avec un recouvrement des aciers longitudinaux (de longueur insuffisante). Sur cette deuxième série, un poteau n'était pas renforcé, un était confiné par PRFC (4 couches sur 500 premiers millimètres à partir de la base du poteau puis 2 couches sur les 500 millimètres suivants), et le dernier était confiné par PRFC (même configuration que le deuxième poteau) et du tissu PRFC était également disposé de manière longitudinale, faisant ainsi office de renforcement à la flexion. Le renforcement par matériaux composites a permis d'améliorer la

ductilité et de retarder le glissement des aciers en zone de recouvrement, mais le tissu longitudinal n'a pas eu d'effet sur la capacité du poteau, notamment parce que le tissu n'était pas continu avec la semelle [65]. Colomb *et al.* [43] ont quant à eux analysé l'effet d'un renfort longitudinal associé à du confinement, mais uniquement pour des poteaux sollicités en flexion simple (chargements quasi-statique et oligo-cyclique).

Pour les essais quasi-statiques on constate une augmentation de la raideur (+50% pour le poteau renforcé longitudinalement et +120% pour le poteau renforcé longitudinalement et confiné) ainsi qu'une meilleure dissipation d'énergie pour un drift de 8% (rapport entre le déplacement en tête de poteau et la hauteur de celui-ci) : +80% pour le poteau renforcé et +98% pour le poteau renforcé longitudinalement et confiné. En ce qui concerne les essais oligo-cycliques, le renfort composite a permis de limiter la fissuration du béton et donc de réduire l'endommagement, tout en augmentant la capacité de dissipation d'énergie. Cependant, le confinement local (nécessaire pour éviter le flambement local du renfort longitudinal) provoque une concentration des efforts au droit de l'encastrement ; encore une fois, la non-continuité du renfort longitudinal entre le poteau et la semelle peut être mise en cause dans cet endommagement de l'encastrement.

Ces études démontrent que les PRF jouent un grand rôle dans la réhabilitation des structures en béton armé. Cependant, actuellement, les données expérimentales concernant le renforcement de poteaux par confinement et par renforts à la flexion sont trop peu nombreuses pour fournir une base de données fiable. Le comportement des poteaux chemisés par PRF est certes désormais bien connu, mais il reste à appréhender et quantifier l'action des renforts longitudinaux lors de sollicitations de flexion composée de type sismique.

2.4.4 *Rappel succinct sur du mode de ruine par décollement des PRF*

Lors du calcul aux Etats Limites, la conception du renfort s'appuie sur les seuils imposés par le décollement du composite ou de son ancrage. En raison des chargements cycliques induits par le séisme, ce mode de rupture est déterminant. C'est pourquoi la déformation et la résistance efficace du composite prises en compte dans les calculs, sont inférieures aux propriétés indiquées sur les fiches produits ou aux valeurs de l'Etat Limite Ultime indiquées dans le Chapitre 2.2 des recommandations de l'AFGC concernant la Réparation et Renforcement des structures en béton au moyen des matériaux composites [10]. Les valeurs de calcul sont ainsi déterminées en leur, appliquant un coefficient de sécurité. En renforcement parasismique, les modes de rupture par délaminage à l'interface béton-composite doivent être vérifiés, notamment vis-à-vis des déformations cycliques induites par le séisme. Par conséquent, l'ancrage du renfort doit être garanti par une longueur de collage en extrémité adéquate, ou par des dispositifs d'ancrage appropriés (par exemple, des mèches d'ancrage).

2.4.5 *Synthèse et évolution de ces solutions*

La technique du chemisage des poteaux et piles, destinée à leur permettre de supporter des sollicitations sismiques, est une technique qui a largement été utilisée, en particulier par la mise en œuvre de chemisages en béton armé ou en acier. Cette méthode a prouvé son efficacité en termes de gain en ductilité et en résistance. Le chemisage par PRF commence cependant à progressivement supplanter ces deux solutions en raison de la résistance élevée des composites (dans la direction des fibres), de leur facilité de mise en œuvre qui nécessite très peu d'interruption de l'exploitation du bâtiment ou de l'ouvrage d'art, et surtout grâce à leur insensibilité aux agressions extérieures. Les différentes recherches menées sur l'utilisation des PRF ont montré qu'ils offraient de vrais gains en termes de performances mécaniques et qu'ils permettent d'adapter aisément la typologie et l'étendue du renforcement

selon les besoins spécifiques de l'élément défectueux. L'un des principaux avantages du chemisage en matériaux composites réside dans la faible augmentation de rigidité qu'il induit par rapport à un autre type de chemisage, notamment en béton. Il en résulte donc le peu de modification du comportement dynamique du poteau. Cependant, l'efficacité du confinement par chemisage dépend fortement des dimensions et de la forme des poteaux (cf. recommandations de l'AFGC : Réparations et renforcement des structures béton armé par matériaux composites [10]).

Dans le cas des chemises de faible épaisseur, le PRF utilisé peut être un composite à base de fibres de verre, carbone, aramide ou autre, enroulé autour de la pile et collé par une résine.

Au vu des différentes campagnes expérimentales sur les poteaux et les poutres qui ont été menées et des retours d'expériences obtenus, la technique de réhabilitation par matériaux composites est donc désormais largement acceptée.

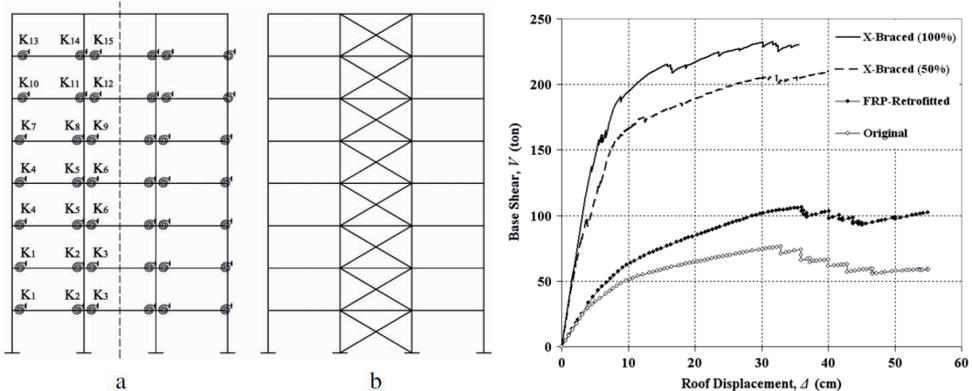
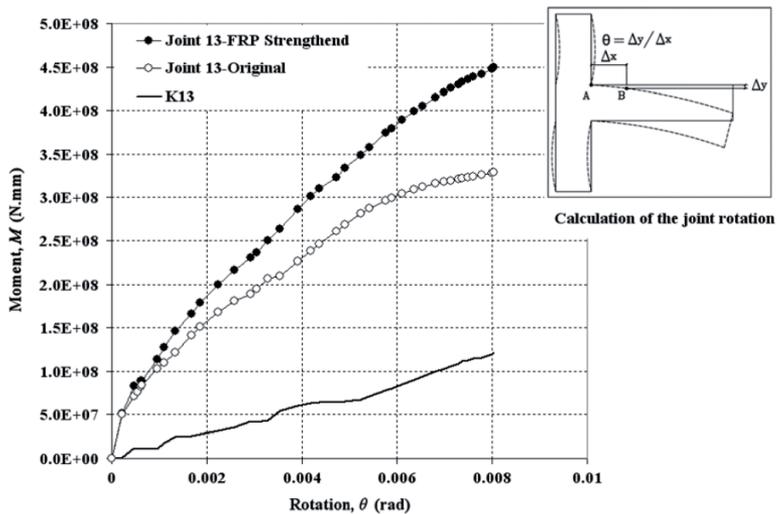


Figure 16 : Comparaison de la réponse hystérétique d'un nœud avec ou sans renforcement par PRF [45]

Outre d'éventuels problèmes de durabilité des matériaux composites et/ou des adhésifs, un autre inconvénient pourrait résider dans le coût initial des matériaux (de 25 à 30 US\$/kg pour les fibres de carbone contre 1US\$/kg pour l'acier d'après Bakis, [44]). Cependant, même si le matériau se révèle initialement plus cher que les matériaux traditionnels, il permet, grâce à la simplicité et à la rapidité de sa mise en œuvre, de réduire les temps d'intervention sur chantier et donc de réduire les coûts.

Les matériaux composites semblent ainsi se positionner comme une solution innovante de choix, conférant aux structures à réhabiliter de bons niveaux de performances, notamment en termes de ductilité [45]. L'enjeu est donc désormais de disposer de règles de calcul performantes de manière à optimiser les capacités des matériaux composites appliqués sur les structures existantes, notamment afin de permettre à celles-ci de résister à un aléa sismique donné.

En résumé, les matériaux composites en renforcement sismique sont utilisés principalement sous forme de tissus ou plats pultrudés collés en surface pour un renforcement à la flexion, en confinement ou au cisaillement. Ils permettent ainsi une augmentation de la résistance et/ou de la ductilité. Dans le cas des poteaux élancés (donc souples et par conséquent ductiles), le collage de plats longitudinaux permet d'augmenter la résistance à la flexion alors que le chemisage par matériaux composites permet surtout d'accroître la capacité ductile de l'élément renforcé grâce au confinement apporté et de prévenir les risques liés aux insuffisances d'armatures, d'ancrage ou de recouvrement. Dans le cas des poteaux courts (donc raides et par conséquent peu ductiles), le collage externe de matériaux composites permet d'augmenter la résistance à l'effort tranchant. Signalons enfin que le confinement des nœuds permet l'amélioration de la réponse de l'ouvrage au séisme, ainsi que l'augmentation de la dissipation d'énergie (Figure 16).

Les Tableaux 14, 15 et 16 proposent une synthèse des pathologies possibles pour lesquelles les renforts composites peuvent présenter un intérêt.

Tableau 14 : Récapitulatif des dommages sur les colonnes courtes (Crédit photos : AFPS)

Elément	Origines mécanique	Problème de conception	Aspect des dommages	Photo	Solution proposée
Colonne courte	Rupture par cisaillement	Armatures transverses insuffisantes ou inexistantes	Fissuration à 45°		Pose d'un PRF autour du poteau renforcement au cisaillement

Tableau 15 : Récapitulatif des dommages sur les colonnes courantes (Crédit photos : AFPS)

Elément	Origine mécanique	Problème de conception	Aspect des dommages	Photo	Solution proposée
Colonne courante	Rupture par plastification des armatures longitudinales	Armatures longitudinales et/ou transversales insuffisantes	Fléchissement des colonnes		Renfort par collage de fibres orientées dans la direction de l'élément ou perpendiculairement
Colonne courante	Rupture par écrasement du béton	Section de béton insuffisante ou résistance du béton trop faible	Eclatement du béton Ecrasement du béton		Confinement Renfort par collage de fibres orientées dans la direction perpendiculaire à l'élément
Colonne courante	Rupture par cisaillement	Armatures transversales insuffisantes	Fissuration à 45°		Renfort à l'effort tranchant Renfort par collage de fibres orientées dans la direction perpendiculaire à l'élément
Colonne courante	Rupture par formation de rotules plastiques	Armatures transversales insuffisantes	Flambement des armatures non-confinées Ecrasement du béton		Confinement : Renfort par collage de fibres orientées dans la direction perpendiculaire de l'élément

Tableau 16 : Récapitulatif des dommages sur les jonctions (Crédit photos : AFPS)

Elément	Origine mécanique	Problème de conception	Aspect des dommages	Photo	Solution proposée
Jonction	Rupture par effort tranchant	Nœud insuffisamment ferrillé	Fissurations en croix		Renfort à l'effort tranchant
Jonction	Rupture par flexion	Mauvaise ou non-continuité des armatures, ou des ancrages	Désolidarisation des éléments		Renfort à la flexion, renforts des ancrages

2.5 Exemples de renforcement des structures utilisant des renforcements parasismiques par PRF

Des exemples de renforcement ont été fournis par les entreprises impliquées dans le groupe de travail pour y présenter qualitativement les principes de renforcements par composites collés, la localisation et les méthodes d'application des PRF. Les fiches présentant les études de cas sont proposées en Annexe 2. Ces documents, qui proviennent principalement des fournisseurs de produits et des entreprises applicatrices, n'abordent pas explicitement le dimensionnement des renforts mis en œuvre mais décrivent des exemples réels de renforcement jugés représentatifs. Parmi ceux-ci, on retrouve de nombreux cas liés aux bâtiments en béton armé ou béton précontraint (centre commercial, usine, bâtiment administratif, gratte-ciel, ...), aux ouvrages d'art (ponts souvent anciens) mais aussi des exemples d'application sur maçonnerie et sur structures de génie civil (cheminée industrielle).

Le contexte des renforcements est souvent celui de la remise en conformité parasismique, et/ou de réparation (même si, pour ce dernier, les études de cas recensées sont plus limitées) qui s'impose suite à des travaux de réparation ou de renforcement d'éléments structuraux vis-à-vis de sollicitations statiques et/ou de service. Dans ce contexte, en France, la remise à niveau parasismique est simplement préconisée pour les ouvrages d'art alors qu'elle relève d'une obligation réglementaire pour les bâtiments. Dans les exemples proposés, les renforts structuraux visent à pallier une insuffisance de dispositions constructives vis-à-vis de chargements dynamiques (longueur de recouvrement ou longueur d'ancrage des aciers, quantité d'armature de renfort à l'effort tranchant ou à la flexion,...), à renforcer la structure suite à une nouvelle affectation ou configuration, ou à réparer la structure endommagée par un précédent séisme.

Il ressort des exemples fournis que les matériaux de renforcement actuellement appliqués sont bien souvent des PRF à base de fibres de carbone et que l'élément structural le plus fréquemment renforcé est le poteau.

Celui-ci est souvent confiné par un tissu, généralement appliqué de manière continue. Cependant, le confinement est parfois complété par un renforcement à la flexion ou destiné à pallier de mauvaises dispositions constructives (longueurs de recouvrement ou d'ancrage). Celui-ci est réalisé par bandes de PRF longitudinales placées sous le confinement en tissu. Les cheminées industrielles font partie des éléments verticaux qui peuvent être renforcés vis-à-vis de la flexion avec des PRF placés à l'intérieur ou à l'extérieur de la structure.

Le renforcement des liaisons poteaux/poutres, ainsi que des éléments horizontaux vis-à-vis de la flexion fait également l'objet de plusieurs fiches. On note que ces renforts peuvent, dans certains cas, être ancrés à la structure.

Enfin, sur plusieurs fiches, il apparaît que le renforcement par PRF n'est pas l'unique solution mise en place pour renforcer l'ouvrage vis-à-vis des sollicitations sismiques. En effet, pour répondre aux exigences induites par ce type de sollicitation, une combinaison de plusieurs techniques de renforcement dont le renforcement par PRF, peut être appliquée. Ainsi, certains ouvrages sont renforcés en combinant le béton projeté, la précontrainte additionnelle, des dispositifs parasismiques et les PRF.

Le Tableau 17 récapitule les différentes fiches.



Tableau 17 : Synthèse des études de cas

Description	Type d'ouvrage	Type de défaillance*	Technique de renforcement**	Matériaux de renforcement***	Photo	Exemples de projet en annexe
Renforcement local de poteau	Pile de pont, poteau de bâtiment	Confinement	Confinement	PFRV, PRFV		Usine pétrochimique, Katon mall, Piles de pont Californie
Renforcement de poteau sur toute la hauteur	Poteau de bâtiment	Confinement	Confinement	PFRV, PRFV		Bât JO Athènes, Piles du pont Lautaro, Samsung Skyscraper, Bât Athènes, Clinique Ioannina, Bureaux AYGAZ
Renforcement de poutres	Bâtiment	Flexion, cisaillement	Renforcement par collage de composite longitudinaux	PFRV		Cimenterie d'Iligan, Katong mall, Tribunal l'Aquila
Renforcement de nœuds	Bâtiment	Conditions aux limites	Confinement	PFRV		Knight Street Bridge, Bât. Galiléo, Résidence Barranquilla



Description	Type d'ouvrage	Type de défaillance*	Technique de renforcement**	Matériaux de renforcement***	Photo	Exemples de projet en annexe
Renforcement de cheminée	Ouvrage industriel	Flexion, confinement	Renforcement par collage de renfort longitudinaux +Confinement	PFR		Cheminée Arkansas
Pied de poteau	Bâtiment	Conditions aux limites	Renforcement par collage de renfort longitudinaux +Confinement	PFR		Pont d'Arroyo Quemado
Voile BA	Bâtiment	Flexion, cisaillement	Renforcement par collage de renforts longitudinaux	PFR		Crolle –bât. B2ST, Hôpital CSB, Palais Naples

3 Méthodes de modélisation des structures en béton

Ce chapitre traite des moyens adaptés à l'analyse vis-à-vis du risque sismique des ouvrages de génie civil existants. Y sont abordées d'une part les méthodes d'analyse et d'autre part les méthodes de modélisation par différentes approches définies au paragraphe 3.2.3.

Le Tableau 18 présente un résumé des méthodes et approches :

Tableau 18 : Méthodes de modélisation des structures en béton

		Méthodes d'analyse			
		Force latérale Modale spectrale	Temporelle linéaire	Pushover	Temporelle non-linéaire
Généralités		Structure relativement régulière Conception élastique ou ductile	Structure irrégulière ou complexe Conception élastique	Structure relativement régulière Conception ductile	Structure relativement régulière Conception ductile ou avec isolation
Méthodes de modélisation	Approche globale	X	X		
	Approche locale			X	X
	Approche multifibres ou multicouches			X	X

3.1 Loi de comportement des matériaux composites

Pour valider le procédé de renforcement, il convient d'effectuer une analyse de la structure renforcée. La simulation effective du renfort est alors essentielle. Par exemple, dans le cas de l'augmentation de la résistance de l'élément structurel, les bandes de composite sont intégrées dans le modèle comme renforcement des sections, modélisées avec un comportement linéaire jusqu'à la rupture. Ils sont alors affectés d'une résistance et d'un module d'élasticité élevés, correspondants à leurs caractéristiques réelles. L'augmentation de la ductilité peut être induite par l'effet de confinement sur la loi de comportement du béton en compression. Les matériaux sont considérés dans les modèles au travers de leurs lois de comportement statique.

3.2 Définition des méthodes d'analyse

3.2.1 Méthodes d'analyse numérique

L'Eurocode 8 permet l'emploi de méthodes d'analyse linéaire et non linéaire, en condition statique, pseudo-statique ou dynamique, selon les configurations de l'étude. Ces méthodes diffèrent notamment par leurs complexités de mise en œuvre, la richesse des résultats obtenus et le niveau de connaissance de l'ouvrage nécessaire. On considère ainsi :

- les analyses linéaires « force latérale », « modale spectrale » et « temporelle linéaire » dont le champ d'application concerne principalement la conception de structures neuves, selon leur complexité
- les méthodes non linéaires d'analyse « statique par poussée progressive » et « dynamique temporelle non linéaire » (§3.2.1.2.3) dont l'intérêt actuel réside principalement dans l'évaluation des structures existantes et que l'Eurocode 8 préconise à cette fin. Néanmoins, ces méthodes peuvent toutefois aussi être utilisées en conception neuve malgré la difficulté de leur mise en œuvre.

3.2.1.1 Méthodes d'analyse linéaire

3.2.1.1.1 Analyse linéaire par force latérale ³

Les recommandations liées à l'emploi de ce type d'analyse sont précisées en partie 4.4.2 de l'Eurocode 8-3.

Dans cette approche, la structure concernée est représentée avec une raideur élastique linéaire et un amortissement équivalent forfaitaire (2% à 5%). L'hypothèse principale consiste à considérer que la structure se déforme selon sa déformée modale principale. Chacune des directions de la structure est chargée indépendamment, simultanément ou non, par un effort statique latéral correspondant à l'effort inertiel maximal induit par le séisme. L'objectif est alors de connaître les efforts équivalents induits dans la structure. L'influence des non-linéarités et donc de la dissipation est introduite par l'hypothèse de Newmark en considérant une réduction des efforts par le biais d'un coefficient de comportement « q ». L'Eurocode 8 définit la valeur à adopter dans le cas de la conception des structures neuves. Dans le cas des bâtiments, l'utilisation de cette méthode est cependant assez rare.

La méthode force latérale s'avère peu coûteuse en ressources de calcul, et est employée dans le cadre de la conception de structures régulières en plan et en élévation fonctionnant principalement selon un mode dominant. L'analyse des structures ne respectant pas ces critères doit, par contre, être menée suivant une autre méthode.

3.2.1.1.2 Analyse linéaire modale spectrale

Les recommandations liées à l'emploi de ce type d'analyse sont précisées en partie 4.4.3 de l'Eurocode 8-3. L'intérêt majeur que présente l'analyse modale spectrale vis-à-vis de l'approche par force latérale est de prendre en compte l'influence des modes supérieurs et d'utiliser des spectres d'accélération réglementaires. La méthode s'appuie sur les mêmes hypothèses de base que l'analyse par force latérale, à savoir le comportement élastique linéaire de la structure et l'utilisation d'un coefficient de comportement q. La réponse de la structure (déplacement, efforts...) peut-être approchée par la combinaison des effets de chaque mode propre significatif.

3.2.1.1.3 Analyse temporelle linéaire

Dans le cas d'une analyse temporelle linéaire, avec accélérogrammes, la réponse de la structure de matrices structurelles M et K et de viscosité C est calculée 'pas à pas' pour chaque pas de temps de chargement P(t), l'équation du mouvement (1) étant directement intégrée.

$$MU''(t) + CU'(t) + KU = P(t) \quad (1)$$

L'importance de chaque mode de vibration au cours du temps peut-être évaluée en exprimant la réponse en déplacement U de la structure sous la forme de la somme des réponses de chaque mode (Intégrale de Duhamel). Toutefois, au vu de la relative simplicité de l'approche modale spectrale, la méthode dynamique linéaire ne présente d'avantages que pour les structures non régulières ou complexes (ponts à haubans par exemple). Ce type d'analyse n'est pas traité par l'Eurocode 8-3.

3.2.1.1.4 Prises en compte des PRF

Dans le cas des analyses linéaires, les PRF ne sont généralement pris en compte que dans la vérification de la résistance des sections ou de la ductilité ainsi qu'au travers du coefficient de

³ Ce type d'analyse est parfois nommé "Pseudo-Dynamique", mais ne doit pas être confondu avec des essais expérimentaux de type pseudo-dynamiques.

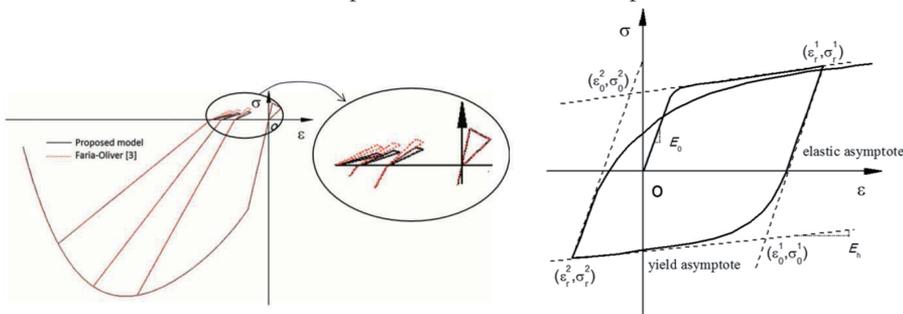
comportement. Cette approche est valable car les PRF ne modifient que très peu les masses et les raideurs. Ils peuvent cependant fortement modifier le comportement de la structure, notamment en modifiant la localisation des mécanismes de ruine (modification de la localisation des rotules plastique).

3.2.1.2 Méthodes d'analyse non linéaire

3.2.1.2.1 Analyse statique par poussée progressive (Pushover)

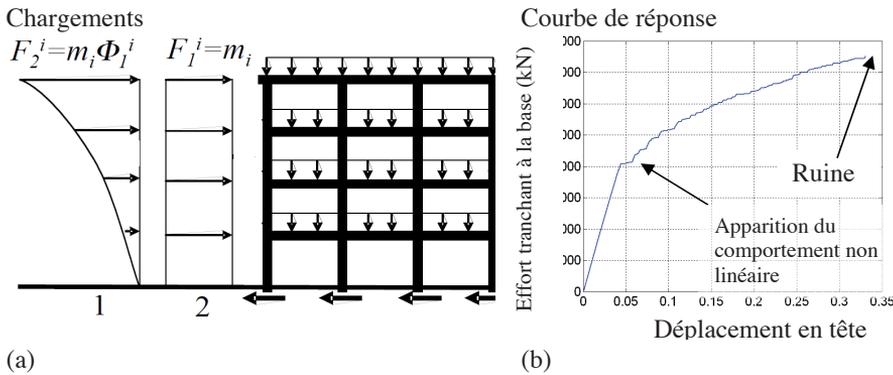
Les recommandations liées à l'emploi de ce type d'analyse sont précisées en partie 4.4.4 de l'Eurocode 8-3.

Les lois constitutives utilisées pour la description des matériaux sont non linéaires (Figure 17) et permettent ainsi de caractériser les phénomènes de mécanismes plastiques et la distribution des dommages dans la structure (Figure 18). Le comportement des PRF est décrit au travers de leurs lois constitutives, en limitant la déformation du renfort pour tenir compte du décollement du renfort. Il est aussi envisageable d'introduire l'effet des PRF en modifiant la loi de comportement du béton en compression (confinement du béton). Cependant, de nombreux travaux en cours amènent à conclure que la modélisation par poussée progressive de structures en béton renforcées par PRF nécessite des compléments de recherche.



(a) Lois de comportement du béton (b) Lois de comportement de l'acier

Figure 17 : Exemple de lois constitutives cycliques introduites dans les programmes aux éléments finis [46]



(a) Exemple de chargement latéral sur une structure (b) Exemple d'évolution Force-Déplacement

Figure 18 : Méthode Pushover - (a) Exemple de chargement latéral sur une structure et (b) Exemple d'évolution Force-Déplacement

L'apparition des phénomènes non linéaires (plastification et endommagement des matériaux) ainsi que la ruine de la structure sont deux informations importantes permettant de quantifier la capacité et la ductilité de la structure. Le lien entre l'analyse Pushover et le comportement dynamique de la structure est défini par la détermination du « point de performance » (Figure 19 « efforts en pied et déplacements en tête »).

Une méthode pour la détermination de la courbe de capacité et du point de performance est proposée en partie 4.4.4.2 et 4.4.4.3 de l'Eurocode 8-3.

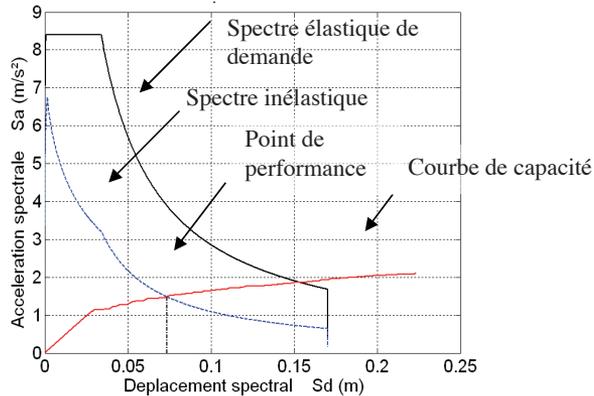


Figure 19 : Méthode Pushover : Détermination du point de performance

3.2.1.2.2 Extension des méthodes Pushover

L'analyse Pushover est une méthode de référence pour l'analyse des structures existantes et de leur renforcement. Toutefois son application à des structures non régulières ou dont l'influence des modes supérieurs est importante nécessite des adaptations [20].

Parmi elles, on notera les Pushover multimodaux [47] qui utilisent plusieurs profils de chargements issus des principales déformées modales ; les Pushover Multimodaux Adaptatifs [48, 49] qui proposent de prendre en compte ce phénomène en adaptant le profil de chargement à chaque pas de calcul pour tenir compte de l'endommagement de la structure (Figure 20). Signalons de plus que certaines approches proposent d'introduire un coefficient de torsion pour tenir compte des non régularités de certaines structures [50, 51, 52, 53].

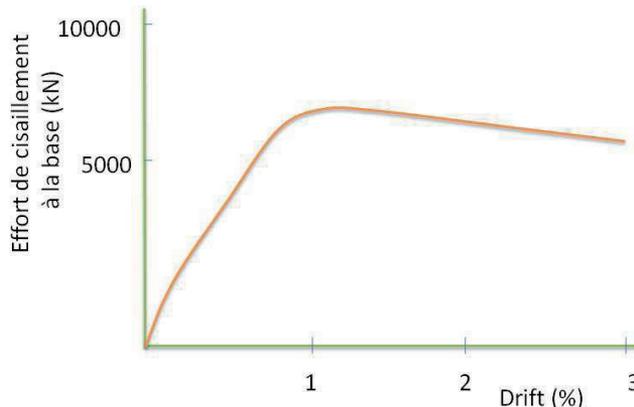


Figure 20 : Exemple de résultats obtenus par Méthode Pushover Adaptive [53]

L'utilisation des méthodes citées précédemment reste encore limitée, certaines d'entre elles étant encore au stade de développement. Par ailleurs, le coût numérique de ces méthodes est plus élevé que celui du Pushover « classique ». En conséquence, dans le cas de structures pour lesquelles l'analyse Pushover classique est inadaptée, l'utilisation de méthodes non-linéaires dynamiques peut se révéler plus pertinente [54-58].

3.2.1.2.3 Analyse dynamique temporelle non linéaire

Les recommandations liées à l'analyse dynamique temporelle non linéaire sont précisées en partie 4.4.5 de l'Eurocode 8-3.

L'analyse dynamique non linéaire par intégration temporelle est une approche dans laquelle les lois de comportement des matériaux sont linéaires ou non-linéaires (béton, acier, PRF) et l'équation fondamentale de la dynamique est satisfaite à intervalles de temps donnés. On résout alors un système en équilibre incluant les forces d'inertie et d'amortissement au cours d'une série de temps discrets. La sollicitation sismique est appliquée sous forme de plusieurs accélérogrammes.

L'intérêt de cette approche sur une structure 3D est de déterminer, à chaque pas de temps, le comportement exact des différents éléments de la structure. Néanmoins, il convient de préciser que cette méthode est lourde en temps de calcul et en données à exploiter. Les lois de comportement en 3D (notamment pour le béton) ne sont pas complètement robustes, surtout pour le comportement au cisaillement.

3.2.2 Précautions sur le choix des analyses

Les analyses linéaires qu'elles soient statiques, modales spectrales ou temporelles s'avèrent efficaces pour la conception des structures. L'emploi du coefficient de comportement pour les analyses statiques et modales spectrales simplifie beaucoup la prise en compte des non-linéarités. Ces méthodes sont en revanche peu adaptées à l'évaluation des structures existantes. Les incertitudes sur la conception de la structure conduisent à utiliser une valeur de du coefficient « q » non adaptée et dont la conséquence est de sur ou sous-estimer les efforts que doit reprendre la structure. Vis-à-vis d'une étude de renforcement de structures, ceci conduit souvent à des coûts de confortement excessifs, voire au choix de la démolition. Dans ce contexte, les analyses « non linéaires » permettent d'estimer plus précisément la capacité de la structure sans recourir à un coefficient de comportement.

L'analyse statique non linéaire (Pushover) est une méthode adaptée à une majorité de structures respectant une régularité en plan et en élévation. Cette méthode est généralement plus adaptée à l'étude des structures existantes que les seules analyses linéaires.

La complémentarité des analyses statiques non linéaires et dynamiques linéaires permet d'appréhender le comportement de la structure de manière plus riche. Ce type d'analyse reste toutefois inadapté aux structures présentant des irrégularités en plan et/ou en élévation. L'emploi de cette méthode sur des structures soumises à une sollicitation de torsion où à la concomitance de plusieurs modes n'est pas adapté.

L'analyse dynamique temporelle non linéaire offre un niveau très poussé d'examen du comportement de la structure. Cette méthode permet de traiter tout type de structure. En revanche, l'obtention de résultats pertinents nécessite un niveau de connaissance élevé de la structure étudiée et une forte expérience de la part de l'ingénieur. De plus, l'apparition des mécanismes plastiques dans les différents éléments structuraux nécessite une puissance de calcul nettement accrue comparativement aux méthodes linéaires et une exploitation minutieuse des résultats.

Les méthodes d'analyses non linéaires, par leur prise en compte réaliste des lois de comportement des matériaux, sont particulièrement adaptées à l'évaluation de l'apport du renforcement par PRF dans la réponse structurale. Pour ce type de modélisation, l'adhérence entre le PRF et le béton est souvent considérée comme parfaite et n'est pas modélisée.

3.2.3 *Méthodes de modélisation*

Concernant la modélisation des structures existantes, les recommandations de l'Eurocode 8-3 partie 4.3 renvoient à celles de l'Eurocode 8-1 partie 4.3.1 et 4.3.2 relatives aux structures neuves.

Si l'Eurocode 8 précise à l'ingénieur les caractéristiques que doit vérifier son modèle, il ne préconise pas une méthode de modélisation particulière. Les méthodes de modélisation présentées ici se concentrent sur les approches par éléments finis (incluant les modèles à barres, voir par exemple Figure 21), celles-ci englobant la très grande majorité des outils actuels qui permettent une représentation pertinente des structures existantes⁴.

3.2.3.1 **Approche globale**

Dans le cadre d'une démarche d'ingénierie, la majorité des modèles discrétise une structure en éléments poutres et/ou coques, chaque élément possédant une loi de comportement « globale » dépendant de sa géométrie. Cette approche se base donc sur des lois de comportement simplifiées (par exemple élastiques linéaires) et/ou représentatives du fonctionnement de chaque type d'élément structurel (poutre, poteau, voile...) et non des matériaux seuls. Les renforts par PRF sont donc modélisés à cette étape. Dans ce type d'analyse, les mécanismes de ruine sont localisés dans les zones présupposées ou calculées de rotules plastiques.

Cette approche offre l'avantage de conduire à une modélisation dont le nombre de degrés de liberté et les coûts de calcul sont faibles. En revanche plusieurs limites apparaissent, notamment lors de l'analyse de vulnérabilité d'une structure existante. Tout d'abord, si la localisation des mécanismes de ruine peut être cohérente avec un dimensionnement de structure (notamment selon la philosophie de l'Eurocode 8), elle peut s'avérer plus difficile pour une structure existante dont les éléments n'ont pas été dimensionnés pour exploiter les mécanismes plastiques. Néanmoins, il est possible de prendre en compte d'éventuelles mauvaises dispositions constructives ainsi que la présence de zones fragiles dans ces modèles à approche globale.

Enfin, cette approche permet un accès rapide aux efforts, déformations et contraintes dans tous les éléments.

⁴ Une incursion des méthodes par éléments discrets couplés aux éléments finis commence à émerger dans le cadre d'analyses locales sur une structure, telles que l'étude des impacts en dynamique rapide [52], cet aspect de la modélisation n'est pas présenté ici.

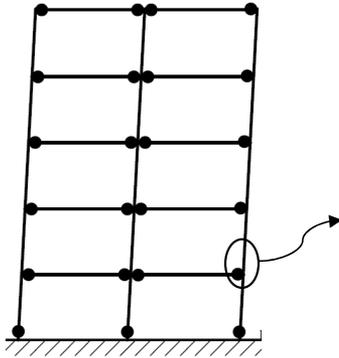


Figure 21 : Modèle EF – Discretisation globale d'une structure et localisation des mécanismes plastiques

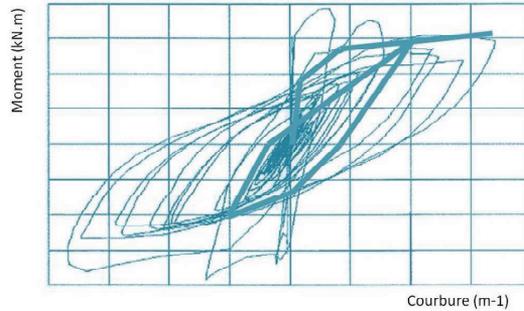


Figure 22 : Modèle EF – Comportement global cyclique d'un mur en béton armé – exemple d'expérimentation et de résultats de modélisation cyclique par le modèle de Takeda [58]

3.2.3.2 Approche locale

A l'opposé des méthodes globales, existent les méthodes locales dont l'avantage est de permettre la représentation détaillée de la structure au plus proche de la réalité (Figure 23). A ce niveau, chaque matériau constitutif des éléments structuraux peut être décrit par une loi de comportement propre (y compris les PRF). Cette approche ne fait pas d'hypothèse sur la distribution spatiale des champs de déplacements (théorie des poutres ou plaques et coques). Le comportement est entièrement décrit par des variables locales en contraintes et déformations, et les lois de comportement sont généralement indépendantes de la géométrie de l'élément représenté. Ces modèles sont souvent basés sur des critères de plasticité, d'endommagement et/ou de fissuration.

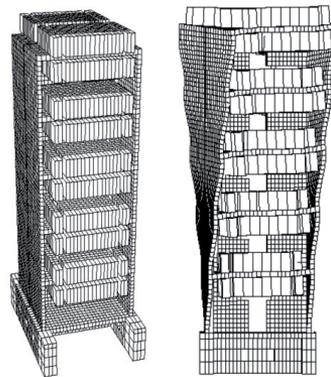


Figure 23 : Modèle EF – Discretisation locale tridimensionnelle d'une structure – Projet Ecoleader - Structure Camus [60]

Ce type de représentation offre à l'utilisateur l'avantage d'accéder à des informations précises sur le comportement structurel de l'ouvrage. La modélisation EF permet ainsi d'évaluer les déformations en tout point de la structure à partir des déplacements nodaux. Les contraintes correspondantes sont intégrées sur le volume de l'élément afin de calculer les efforts internes.

Cependant, malgré l'évolution croissante des capacités de calcul, ce type de modèle reste coûteux en temps de modélisation et de réalisation du calcul. Il nécessite de plus un savoir-faire de haut-niveau. Enfin, son application n'est possible que sur des structures dont le niveau de connaissance est important.

3.2.3.3 Approche multifibres et multicouches

Les éléments poutres multifibres et multicouches permettent un niveau d'analyse à mi-chemin entre les analyses globales et locales⁵. Leur utilisation permet de simplifier la modélisation d'une structure comparativement à une approche locale tout en apportant un degré d'analyse supérieur à une approche globale. En général, dans le cas de l'approche multifibres, chaque élément de la structure (poteau, poutre...) est décomposé en plusieurs éléments poutres possédant un nœud à chaque extrémité. La section d'un élément poutre multifibres est décomposée en plusieurs fibres parallèles à l'axe de l'élément (Figure 24 et Figure 25). A chacune des fibres peut être associée une loi de comportement propre. Les PRF sont ainsi modélisés comme un composant de la section. Ceci permet de représenter plusieurs matériaux dans une même section. Le principe de l'approche multicouche est identique à celui de l'approche multifibres discrétisant la section en couche en lieu et place des fibres.

Outre la limitation du nombre de degrés de liberté, l'utilisation de lois de comportement locales rend possible l'accès aux informations concernant les zones d'endommagement ainsi que leur nature (fissuration du béton, plastification des armatures en acier, endommagement du PRF...). L'utilisation de ce type de modèle produit de bons résultats et son intégration dans les bureaux d'études est croissante même s'il reste assez coûteux en temps de modélisation et de calcul et nécessite un réel savoir-faire. De plus la modélisation (et souvent la non modélisation) du comportement à l'effort tranchant dans les approches multifibres est un problème ouvert.

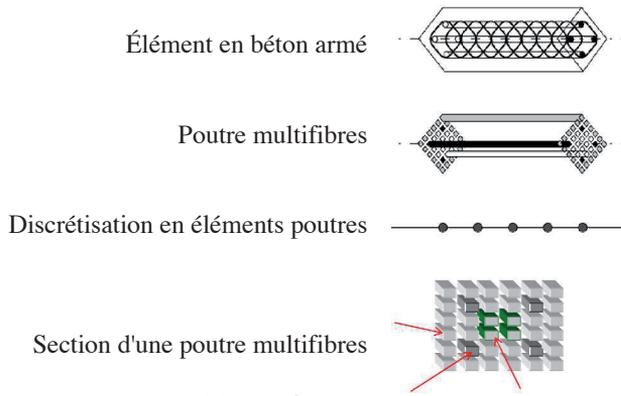


Figure 24 : Modèle EF –Principe d'une poutre multifibres

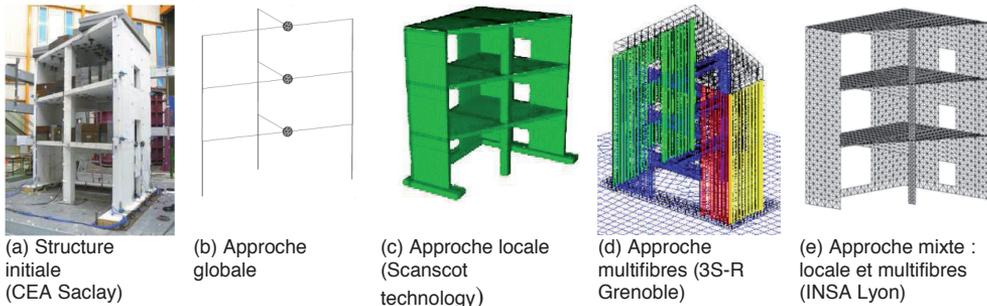


Figure 25 : Modèle EF – Synthèse des différentes approches - Projet Smart (CEA) [61]

⁵ Le terme 'semi-global' est couramment utilisé pour ce type de modélisation et concerne également les modélisations de type multicouches (représentation 2D).

3.2.4 *Conclusion*

Ce chapitre décrit brièvement les principales méthodes d'analyse et de modélisation permettant d'appréhender l'apport des renforts en PRF dans le comportement d'un ouvrage renforcé vis-à-vis du risque sismique. Il convient bien entendu de se reporter aux normes et guides méthodologiques pour se documenter de manière exhaustive sur chaque méthode et mener une analyse complète de la structure.

Il apparaît que la prise en compte des PRF par les diverses méthodes se révèle inégalement précise selon la méthode d'analyse et de modélisation adoptée. Le choix de la méthode de calcul doit donc résulter du type de structure, des données disponibles et du degré de renforcement nécessaire et envisagé, ainsi que de la précision du résultat ciblée.

Les méthodes non-linéaires sont très utiles à la définition des points faibles de la structure ou d'un élément spécifique. Le renforcement par des matériaux composites des éléments, leur procure la possibilité de se déformer sans modification notable de la rigidité, de l'amortissement et des caractéristiques dynamiques de la structure. Dans le même temps, le confinement des éléments, ou de leurs rotules plastiques, entraîne une augmentation négligeable de la raideur, ce qui permet un meilleur contrôle des mécanismes de rupture de la structure.

La modélisation directe du délaminage/décollement du renfort reste un problème ouvert dans le domaine de la modélisation.

Quelle que soit la méthode d'analyse adoptée, elle démontre que le renfort par matériaux composites est une technique de réhabilitation peu perturbante, très efficace et économique, car elle permet à la structure de développer toutes ses réserves de capacité et d'énergie potentielle dans le domaine plastique.

Dans le cas de déficiences sismiques importantes, l'emploi d'armatures collées en PRF peut être combiné avec des techniques de renfort traditionnelles.

4 Dimensionnement d'un renforcement PRF

4.1 Introduction

Ce chapitre présente les différentes solutions de renforcement effectuées à l'aide des PRF vis-à-vis de l'effort normal, de la flexion, du confinement et de l'effort tranchant.

L'Eurocode 8-3 étant entièrement consacré au renforcement des bâtiments existants, il n'a donc pas vocation à s'appliquer aux ouvrages d'art. Cependant, faute d'autre publication réglementaire, et considérant que le comportement d'une pile de pont est similaire à celui d'un poteau de bâtiment, les règles de l'EC8-3 seront dans ce document supposées applicables aux ouvrages d'art.

4.2 Domaine d'application, normes, références et notations

Le domaine d'application des présentes recommandations couvre le calcul des éléments en béton armé nécessitant d'être réparés ou renforcés avec des matériaux composites (à base de fibres de carbone, de verre ou d'aramide). Les méthodes de calcul présentées font référence aux documents réglementaires de l'Eurocode 8 et s'inscrivent dans ce cadre.

L'élément structural sur lequel est prévue la pose du PRF doit être sain et exempt de toutes pathologies susceptibles de dégrader la capacité de son parement à transmettre durablement les efforts au composite. Un diagnostic de l'état du béton s'avère donc indispensable.

Compte tenu des différents procédés de renforcement, pour assurer une fiabilité et une durabilité de la procédure de réparation, il est recommandé de consulter les chapitres I, III et IV du guide de l'AFGC [10], intitulés respectivement « Recommandations concernant la caractérisation des matériaux composites utilisés pour la réparation des structures en béton », « Recommandations concernant la mise en œuvre *in situ* des matériaux composites pour le renforcement » et « Recommandations concernant le contrôle *in situ* des matériaux composites pour le renforcement », ainsi que les norme NF P 95101 et NF EN 1504

Il convient ici, tout d'abord, d'insister sur le fait qu'une analyse globale de la structure doit être menée conformément aux prescriptions de l'Eurocode 8 et des guides sur l'évaluation des structures existantes aux séismes. Cependant, l'analyse sismique étant un domaine trop complexe pour être détaillée dans ce document, ne seront fournis dans le présent chapitre que les éléments relatifs au dimensionnement du composite en renforcement sismique (ELU accidentel). Rappelons que la structure doit être vérifiée à l'ELU aussi bien qu'à l'ELS, et qu'à l'ELS il conviendra de prendre en compte le phasage de construction.

4.2.1 Normes et références

Les matériaux composites sont employés dans de nombreux pays pour le renforcement parasismique.

Ces pays disposent donc déjà de règles de dimensionnement dédiées à ce type de renforts: au Japon « Seismic retrofit design and construction guidelines » [62], en Italie « Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures » [60], en Europe avec le document du groupe de travail de la Fib [11] et l'Eurocode 8 « Calcul des structures pour leur résistance aux séismes ». Le présent chapitre est essentiellement basé sur les règles européennes, donc l'Eurocodes 8-3 [64].

Dans la documentation technique concernant l'utilisation des PRF pour le renforcement structural, on retrouve principalement deux types de normes :

- Normes de caractérisation des matériaux : cf. chapitre I du guide de l'AFGC [10], « Recommandations concernant la caractérisation des matériaux composites utilisés pour la réparation des structures en béton »,
- Normes de mise en œuvre ou de contrôle *in situ* : cf. chapitres III et IV du guide de l'AFGC [10], « Recommandations concernant la mise en œuvre *in situ* des matériaux composites pour le renforcement » – « Recommandations concernant le contrôle *in situ* des matériaux composites pour le renforcement ».

▪ **Notations**

Afin de faciliter la lecture du présent document, le tableau suivant propose une synthèse des notations utilisées dans le document AFGC [10] ainsi que dans l'Eurocode 8.

Eurocode	AFGC	Définition
b		Côté d'un poteau dans le cas du confinement
b_w	B	largeur de la poutre
b_0		dimensions du noyau confiné limité par l'axe des armatures de confinement
b_i		espacement entre axe des barres longitudinales
D	d	hauteur utile de la section
d'		distance du centre de gravité des armatures de compression à la face la plus comprimée
d_b		diamètre moyen des armatures tendues
D		diamètre du chemisage autour de la section transversale circulaire
$E_{depldiff}$	-	effet de la variabilité spatiale de l'action sismique
E_f	E_f	module du composite
E_p		module de confinement
E_s		module de l'acier
E_{vib}	-	action sismique inertielle vibratoire
f_c		résistance caractéristique du béton en compression
$f_{cc,d}$		Résistance de calcul du béton confiné
f_{ctm}	-	résistance à la traction du béton
f_{fd}	-	résistance de calcul vis-à-vis du décollement
f_l		pression de confinement
f_l	$f_{pu,d}$	pression effective de confinement
$f_{fd,e}$		résistance maximale que peut reprendre le renfort qui est définie par la résistance efficace
$f_{fu,w}$		résistance ultime de la bande de polymère qui enrobe l'angle avec un rayon R
$f_{fu,d}$	$f_{f,d}$	résistance de calcul du composite
$f_{pu,d}$	$f_{f,d}$	résistance de calcul du composite pour le confinement
f_{yw}		limite d'élasticité des aciers
H		hauteur de la section transversale
h_0		dimensions du noyau confiné limité par l'axe des armatures de confinement
H	H	hauteur de la section
I_x		Indice de ductilité
k	-	coefficient de calcul

k_l		Coefficient de réduction de l'efficacité du confinement
k_h		Coefficient de réduction de l'efficacité du confinement
k_b	-	coefficient d'enrobage
k_g		coefficient géométrique de confinement
k_s		coefficient géométrique de confinement section rectangulaire
L_e	-	longueur d'adhérence utile
L_{eq}	-	longueur d'adhérence utile dans le cas d'un enrobage sur les cotés
L_V		rapport moment/effort tranchant au droit de la section d'extrémité
M_{ED}		moment sollicitant de calcul
M_{RD}		moment résistant de calcul
R ou R_c	r_c	rayon d'arrondi de la section
S_{diff}	-	effets des déformations différées du béton
S_f	s_f	espacement des bandes de composite
S_h		espacement des cadres
S_{perm}	-	effets des actions permanentes
S_{th}	-	effets des actions thermiques
S_{trafic}	-	effets des charges de trafic
t_f	t_f	épaisseur du polymère
V_f	V_f	contribution du polymère à la résistance d'effort tranchant
V_R	-	contribution de la section en béton armée existante à la résistance d'effort tranchant
V_{R_totale}	V_u	résistance à l'effort tranchant de la section
$V_{w,f}$	V_a	contribution du composite à la contribution des aciers pour la résistance à l'effort tranchant
w_f	b_f	largeur de la bande de composite
z	Y	bras de levier interne de la section
α_x		coefficient d'efficacité du confinement par étrier
α_f		Coefficient de pondération sur les fibres
β	θ_f	angle compris entre la direction des fibres et l'axe de l'élément
ϵ_{cu}		déformation ultime du béton
ϵ_{ju}		déformation limite ultime du composite
ϵ_{jud}		déformation ultime de calcul du composite
$\epsilon_{f,ed}$	ϵ_f	déformation du composite
ϵ_{ju}		déformation ultime adoptée pour le chemisage de polymère renforcé de fibres
ϵ_y		déformation limite élastique de l'acier
η	-	coefficient partiel affecté au composite
$\eta_{R,p}$		coefficient de sécurité
η_{el}		coefficient de sécurité
$\mu_{f,tar}$		indice de ductilité en courbure cible
$\mu_{f,ava}$		indice ductilité en courbure disponible
η_R		coefficient pour minorer l'effet du composite à l'effort tranchant
θ_{um}		rotation de corde ultime
θ_{um}^{pl}		rotation de corde plastique
θ_y		rotation de corde élastique
N		ratio de niveau de compression d'une section

ϕ_y		courbure à la limite élastique au droit de la section d'extrémité
ψ_{trafic}	-	coefficient de combinaison pour les actions variables
ω		pourcentage mécanique d'armatures longitudinales tendues
ω'		pourcentage mécanique d'armatures longitudinales comprimées
ρ_f	ρ_f	rapport géométrique du composite
ρ_{sx}		pourcentage d'armatures transversales parallèles au sens x de chargement
ρ_d		pourcentage d'armatures diagonales
τ_{max}	-	résistance maximale par adhérence

- *NB : les parties de texte en bleu sont des modifications apportées au texte de l'Eurocode*

4.3 Actions et sollicitations

Pour le calcul des sollicitations dans la structure complète, il convient de considérer un état initial (état 0) qui correspond à l'état de la structure au moment du renforcement. La combinaison d'action à prendre en considération est celle de l'Eurocode 0, qui est définie spécifiquement pour le cas sismique :

$$\sum G_{kj} + A_{Ed} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + P_k \quad (2)$$

avec

G_{kj} : valeur caractéristique de l'action permanente, (dans le cas sismique le poids propre et le poids des équipements)

A_{Ed} : valeur de calcul de l'action sismique

$\psi_{2,i}$: coefficient définissant la valeur quasi-permanente d'une action variable

$Q_{k,i}$: valeur caractéristique de l'action variable (trafic dans le cas des ponts et surcharges dans le cas des bâtiments)

P_k : Précontrainte

Il convient de se référer aux Eurocodes 0, 1 et 8 ou aux guides méthodologiques « Diagnostic et renforcement sismiques des ponts existants » et du Guide technique du CSTB, « Renforcement parasismique des bâtiments - Guide méthodologique pour le renforcement préventif du bâti existant » pour plus de détails [16].

4.4 Valeurs de calcul des propriétés des renforts PRF

Dans le cas des matériaux composites unidirectionnels, une loi de comportement élastique linéaire est retenue par les recommandations provisoires de l'AFGC éditées en 2011 [10]. Il convient de conserver cette loi. Les avis techniques du CSTB fixent les valeurs de calcul de la résistance du composite $f_{fu,d}$ écrit encore $f_{f,d}$ qu'il convient de retenir. A défaut, les recommandations provisoires de février 2011 donnent une formule définissant $f_{fu,d}$ ou $f_{f,d}$ en fonction du module d'élasticité et de la déformation ultime du composite :

$$f_{fu,d} = \frac{\alpha_f E_f \varepsilon_{fu}}{\gamma_f} \quad (3)$$

avec :

$\alpha_f = 0,65$. Il est proposé de conserver cette valeur pour les ouvrages d'art par contre une valeur $\alpha_f = 1$ peut être considérée dans le cas des bâtiments et des renforts destinés uniquement aux sollicitations sismiques ne subissant sous chargement de service aucune contrainte.

γ_f est égale à 1,25 pour les pultrudés carbone-époxy, 1,4 pour les stratifié carbone-époxy.

γ_f est égale à 1,4 pour les pultrudés verre-époxy, 1,6 pour les stratifié verre-époxy.

Les caractéristiques mécaniques des PRF peuvent varier de façon très importante selon le procédé de fabrication :

Pour les composites à base de tissus de fibres :

- le module d'élasticité peut varier classiquement de 30 000 MPa à 100 000 MPa ;
- la résistance de traction à la rupture (f_{tu}) varie classiquement de 400 à 1800 MPa.

Pour les plats pultrudés à bases de fibres de carbone :

- le module d'élasticité peut varier classiquement de 150 000 MPa à 300 000 MPa ;
- la résistance de traction à la rupture (f_{tu}) varie classiquement de 2 000 à 3 000 MPa.

4.5 Renforcement vis-à-vis de l'effort normal et de la flexion composée

Comme évoqué dans le paragraphe 2, les poteaux et voiles élancés soumis au séisme peuvent rencontrer des problèmes vis-à-vis des sollicitations de flexion et présenter des défaillances de confinement. Le renforcement vis-à-vis de l'effort normal et de la flexion composée les concernent donc plus particulièrement.

4.5.1 Confinement

L'amélioration du confinement n'est possible que lorsque l'armature composite enrobe la section totalement, avec une longueur de recouvrement bande sur bande suffisante qui doit être justifiée. L'efficacité du confinement est à pondérer en fonction de la forme de la section. Il est maximum pour une section circulaire, encore très intéressant pour une section carrée et décroît de manière importante pour les sections rectangulaires.

L'action mécanique du confinement peut se résumer à deux phénomènes liés. Le premier est associé à une augmentation de la résistance à la compression du fait des pressions latérales de confinement, le composite s'opposant au développement de la déformation transverse de l'élément. Le deuxième phénomène est lié à l'augmentation de la ductilité d'ensemble de la structure rendu possible par le confinement de la rotule plastique.

Les armatures de confinement mises en place évitent en effet les phénomènes de flambement des armatures longitudinales.

La loi de comportement du béton confinée est modifiée selon la Figure 26 :

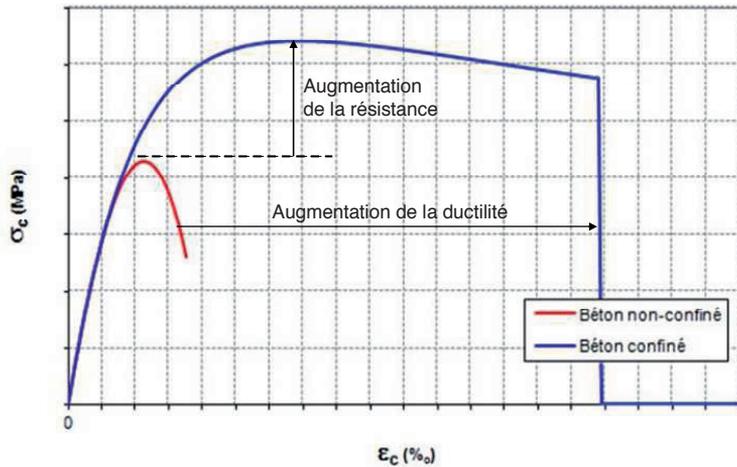


Figure 26 : Illustration de l'effet du confinement sur le comportement du béton en compression

Dans d'un confinement par composite, la rupture intervient généralement par traction excessive du composite (Figure 27). Une attention particulière doit alors être apportée aux concentrations locales de contrainte pouvant induire un déchirement du composite et ce particulièrement dans les cas suivants :

- présence de barres avec un très faible enrobage qui créent une pression sur le composite lors de leur flambement;
- au droit des arêtes des sections carrées ou rectangulaires.

Pour assurer la résistance à l'effort tranchant, la hauteur de la zone à confiner devra être supérieure à celle de la rotule plastique. Dans de nombreux cas le chemisage est nécessaire sur toute la hauteur de la pile.



Figure 27 : Test en laboratoire de la capacité de confinement par chemisage à base de PRF

Le choix du type de fibre (fibres carbone ou fibres de verre) devra tenir compte du contexte lié à la zone d'implantation de l'ouvrage et du fonctionnement souhaité de la chemise (élastique ou ductile). Le composite pourra être protégé si nécessaire par une enveloppe de protection (gel-coat) adaptée aux agressions environnementales (température, pH, rayonnement UV...).

4.5.1.1 Augmentation de la résistance à la compression

La résistance de la colonne confinée par renforts composites peut être déterminée en suivant les recommandations provisoires de l'AFGC [10] portant sur le renforcement par matériaux composites des structures en béton armé ou à l'aide de l'annexe A de l'Eurocode 8 partie 3.

Le calcul s'effectue à partir de l'évaluation de la pression effective de confinement ($f_{pu,d}$) qui est identique pour les deux méthodes de calcul (AFGC et EC8). Cette pression dépend des propriétés géométriques de l'enveloppe composite et des dimensions de la pile à renforcer.

Suivant le guide AFGC paragraphe 2.8 la pression de confinement (f_{pud} ou f_l selon l'EC) est évaluée par :

$$f_{pu,d} = E_p \cdot \varepsilon_{fu,d} \quad (4)$$

Avec :

$$E_p = \frac{t_f \cdot n_p}{r} \cdot E_f \quad (5) \text{ pour une section circulaire}$$

$$E_p = \frac{2t_f \cdot n_p}{b} \cdot E_f \quad (6) \text{ pour une section rectangulaire}$$

E_p : module de confinement,

t_f : épaisseur d'une couche de renfort

n_p : nombre de couches de renfort,

r : diamètre de la colonne

b : côté du poteau

$\varepsilon_{fu,d}$: déformation limite maximale du composite ;

Suivant l'EC8-3, §A.4.4.3, la pression de confinement (f_{pud} ou f_l selon l'EC) est évaluée par :

$$f_l = \frac{2t_f}{d_j} E_f \varepsilon_{ju} \quad (7)$$

avec

d_j : diamètre de la colonne,

t_f : épaisseur totale du composite (attention équivalent au $n_p \cdot t_f$ de l'AFGC)

E_f : module d'élasticité du renfort

ε_{ju} la déformation ultime adoptée pour le chemisage en PRF (qui est inférieure à la déformation ultime dudit polymère renforcé ε_{fu}), selon l'Eurocode 8 partie 3 (A.4.4.3).

L'Eurocode n'apporte aucune information sur cette valeur de déformation (ε_{ju}), mais la relation 3 de l'AFGC et la relation 6 sont équivalentes et il convient donc de considérer les coefficients de sécurité sur les matériaux et donc de considérer que ε_{ju} est égale à la valeur $\varepsilon_{fu,d}$ proposée par l'AFGC. L'Eurocode ne distingue pas le cas d'un confinement continu ou discontinu, les relations de l'AFGC introduisent cette différence.

La résistance à la compression de la colonne confinée ($f'_{cc,d}$) peut alors être calculée en tenant compte de la résistance initiale du béton (f_{cd}) et des différentes caractéristiques géométriques du renforcement et de la section. Celles-ci sont prises en compte au travers de divers coefficients (k_1, k_c, k_h, ψ_f) tel que définis dans le texte de l'AFGC ([10] et Figure 28).

Ainsi, la résistance à la compression de la colonne confinée se détermine suivant :

$$f_{cc,d} = f_{cd} + \psi_f k_1 k_c k_h f_{pu,d} \quad (8)$$

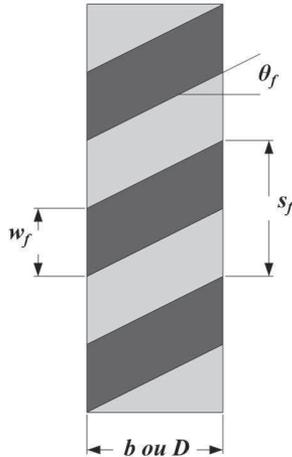


Figure 28 : Paramètres de dimensionnement pour un chemisage par composite, liés à la géométrie de renforcement.

Dans le cas d'un confinement, sauf prescriptions particulières au procédé de renforcement, il est important pour la dernière couche de PRF de maintenir une longueur de recouvrement de 150 mm et de tenir compte des dispositions constructives précisées au chapitre 5 du présent document (Figure 29).



Figure 29 : Illustration de la longueur de recouvrement

4.5.1.2 Augmentation de la ductilité

Le confinement du béton au moyen d'un chemisage de polymères renforcés de fibres permet d'améliorer la capacité de déformation de la section, tel que précisé dans l'Eurocode 8 partie 3 (A. 4.4.3).

4.5.1.2.1 Sections circulaires

Dans le cas des *sections transversales circulaires* totalement enrobées de bandes continues (et non de bandes discontinues ou ne recouvrant que partiellement la surface du poteau), la pression de confinement exercée par le composite est égale à :

$$f_l = \frac{1}{2} \rho_f E_f \varepsilon_{ju} \quad (9)$$

E_f étant le module d'élasticité du composite,

ρ_f le rapport géométrique du chemisage de polymère renforcé de fibres par rapport à son épaisseur, avec :

$$t_f = \rho_f \frac{D}{4} \quad (10)$$

où

D est le diamètre de la section transversale circulaire autour de laquelle on effectue le chemisage

t_f représente l'épaisseur totale du chemisage.

Dans le cas d'un *enrobage au moyen de bandes avec un espacement s_f* (voir Figure 28), la pression de confinement effective (f'_l) prenant en compte la géométrie de la section et du renforcement par PRF est évaluée comme suit :

$$f'_l = k_g f_l$$

avec

$$k_g = \left(1 - \frac{s_f}{2D}\right)^2 \quad (11)$$

En fonction de la ductilité souhaitée de l'élément, il est alors possible de calculer la pression de confinement à atteindre. Le niveau de pression de confinement devant être appliqué dépend du rapport I_x entre la ductilité en courbure cible $\mu_{f,tar}$ et la ductilité en courbure disponible $\mu_{f,ava}$, et peut être calculée comme suit :

$$f_l = 0.4 I_x^2 \left(\frac{f_c \varepsilon_{cu}^2}{\varepsilon_{ju}^{1.5}} \right) \quad I_x = \left(\frac{\mu_{f,tar}}{\mu_{f,ava}} \right) \quad (12)$$

où

f_c est la résistance du béton

ε_{cu} est la déformation ultime du béton.

$\mu_{f,tar}$ est la ductilité en courbure cible

$\mu_{f,ava}$ est la ductilité en courbure disponible, qui peut être évalué sur la base de la modélisation non linéaire de l'élément considéré par une méthode Push over qui permet d'obtenir le déplacement limite élastique et celui à la rupture.

NB : Une précision supplémentaire à l'eurocode :

La pression de confinement minimale pour que le renfort permette un gain de ductilité est donnée par :

$$f_l' \geq \frac{0.4 f_c \varepsilon_{cu}^2}{\varepsilon_{ju}^{1.5}} \quad (13)$$

En effet, dans le cas contraire, le terme I_x devient inférieur à 1 et cela conduit à une réduction théorique de la ductilité, ce qui n'est pas observé expérimentalement.

La condition exprimée par l'équation 12 permet au final de déterminer l'espacement s_f à retenir pour un niveau souhaité de pression de confinement donc de ductilité.

4.5.1.2.2 Sections rectangulaires

Dans le cas des sections transversales rectangulaires dont les angles ont été arrondis (rayon R) afin de permettre l'enrobage par un polymère renforcé de fibres, la pression de confinement exercée par l'enveloppe de polymère est évaluée comme suit :

$$f_l' = k_s f_l \quad (14)$$

avec

$$k_s = \frac{2R_c}{D} \quad (15)$$

$$f_l = 2E_f \varepsilon_{ju} \frac{t_f}{D} \quad (16)$$

où

D est la plus grande largeur de section rectangulaire, soit h , hauteur de la section du poteau.

R_c est le rayon des « angles » de la section après rectification.

Par ailleurs, pour les éléments de section rectangulaire (dont les angles ont été arrondis), l'Eurocode 8 partie 3 ([EN 1998-3]) propose également une solution alternative qui consiste à calculer la capacité totale de rotation de corde (ou sa partie plastique) des éléments en béton sous l'action de charges cycliques.

4.5.1.2.3 Alternative pour les sections rectangulaires

A partir d'une base de données portant sur 2000 poutres, poteaux et voiles, des règles de calcul ont été formulées afin de prédire le moment de flexion sollicitant et la courbure de l'élément à l'instant de la plastification, ainsi que la rotation de corde ultime et la rotation de corde à plastification, en fonction des caractéristiques géométriques et mécaniques des corps d'essai ([66]). Ces travaux ont été repris dans l'Eurocode 8 partie 3 ([EN 1998-3]).

Les équations suivantes ([EN 1998-3]) permettent ainsi le calcul de la rotation de corde ultime θ_{um} , de la rotation de corde élastique θ_y et de la rotation de corde plastique θ_{um}^{pl} (avec $\theta_{um} = \theta_{um}^{pl} + \theta_y$) de poteaux en béton armé soumis à des sollicitations cycliques:

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \cdot \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,225} \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0,35} 25^{\left(\alpha_{ps} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100 \rho_d}) \quad (17)$$

$$\theta_{um}^{pl} = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot 0,0145 \cdot (0,25^v) \cdot \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} \right]^{0,3} \cdot f_c^{0,2} \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0,35} 25^{\left(\alpha_{ps} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,275^{100 \rho_d}) \quad (18)$$

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v + \alpha_v z}{3} + 0.00135 \cdot \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_v} \right) + \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \frac{d_b f_y}{6 \sqrt{f_c}} \quad (19)$$

où :

- o La valeur assignée à γ_{el} est :
 - pour le calcul de θ_t :
- o $\gamma_{el} = 1,5$ pour les éléments sismiques primaires
- o $\gamma_{el} = 1,0$ pour les éléments sismiques secondaires.
 - pour le calcul de θ_{int}^{pl} :
- o $\gamma_{el} = 1,8$ pour les éléments sismiques primaires
- o $\gamma_{el} = 1,0$ pour les éléments sismiques secondaires.
- o h est la hauteur de la section transversale ;
- o $L_v = M/V$ est le rapport moment/effort tranchant au droit de la section d'extrémité ;
- o α_χ est le coefficient d'efficacité du confinement des cadres aciers, qui peut être pris égal à :

$$\alpha_\chi = \left(1 - \frac{S_h}{2b_0} \right) \left(1 - \frac{S_h}{2h_0} \right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_0 b_0} \right) \quad (20)$$

où :

- o b_0 et h_0 sont les dimensions du noyau confiné limité par l'axe des armatures de confinement ;
- o b_i est l'espacement entre axe des barres longitudinales (d'indice i) retenues latéralement par un angle d'étrier ou une épingle le long du périmètre de la section transversale.
- o S_h est l'espacement des cadres ;
- o $\rho_{sx} = \frac{A_{sx}}{b_w \cdot s_h}$ est le pourcentage d'armatures transversales parallèles au sens x de chargement ;
- o f_c et f_{yw} sont respectivement la résistance à la compression du béton (MPa) et la limite d'élasticité des aciers (MPa), obtenues directement comme valeurs moyennes à partir des essais in-situ et des informations supplémentaires, divisées par les coefficients de confiance appropriés, en tenant compte du niveau de connaissance atteint ([EN 1998-3 3.5(1)]);
- o ρ_d est le pourcentage d'armatures diagonales (lorsqu'elles existent), dans chaque direction diagonale,
 - $v = N/b \cdot h \cdot f_c$;
- o b largeur de la zone comprimée,
- o N effort normal pris positif en compression;
- o ω et ω' sont les pourcentages mécaniques d'armatures longitudinales tendues (y compris les armatures d'âme) et comprimées, respectivement ;
- o ϕ_y est la courbure à la limite élastique au droit de la section d'extrémité ;
- o $\alpha_v = 1$ si fissuration d'effort tranchant précède la plastification en flexion au droit de la section d'extrémité ; $\alpha_v = 0$ dans les autres cas ;
- o $\varepsilon_y = f_y/E_s$;
- o d_b : diamètre moyen des armatures tendues ;

- o d et d' : hauteurs utiles des armatures tendues et comprimées, respectivement ;

Il convient de noter que lorsque de l'acier fragile écroui est utilisé, la capacité totale de rotation de corde, telle que calculée ci-dessus, est divisée par 1,6 et la partie plastique de la capacité de rotation de corde est divisée par 2.

Dans le cas des murs, la valeur de θ_{um}^{pl} (telle que calculée ci-dessus) est multipliée par 0,6.

Enfin, dans le cas des éléments pour lesquels aucune disposition constructive relative à la résistance aux séismes n'est présente (ce qui sera le cas pour l'exemple traité dans le paragraphe suivant), les valeurs données pour θ_{um} et θ_{um}^{pl} sont multipliées par 0,825.

Concernant les éléments renforcés par PRF, leur capacité de rotation peut être calculée en ajoutant à l'exposant du terme dû au confinement (c'est-à-dire la puissance 25 précédant le dernier terme des expressions de θ_{um} et θ_{um}^{pl}) le terme

$$\frac{\alpha_x \rho_f f_{f,e}}{f_c} \quad (21)$$

Avec :

$$\rho_f = \frac{2t_f}{b_w} \quad \text{le pourcentage de PRF parallèlement au sens de chargement,} \quad (22)$$

$f_{f,e}$ est une contrainte effective dont l'expression est la suivante :

$$f_{f,e} = \min(f_{fu,d}; \varepsilon_{u,f} E_f) \left(1 - 0,7 \left(\frac{f_{u,f} \varepsilon_{u,f} E_f}{f_c} \right) \frac{\rho_f}{f_c} \right) \quad (23)$$

où :

$f_{fu,d}$ représentent la résistance du polymère renforcé de fibres

E_f le module d'élasticité du PRF,

$\varepsilon_{u,f}$ représente une déformation limite, égale à 0,015 pour les polymères armés de fibres de carbone ou aramide et à 0,02 pour les polymères renforcés de fibres de verre ;

NB : Ces valeurs préconisées par l'Eurocode 8 (Paragraphe A4.4.3 relation A. 34) ne doivent cependant pas être considérées car trop élevées par rapport aux valeurs usuelles des PRF. Il convient donc d'utiliser les valeurs caractéristiques $\varepsilon_{f,u}$ obtenues par essais de traction. Dans un objectif de dimensionnement, il conviendrait de considérer dans ces équations les coefficients de sécurité à appliquer sur les matériaux qui sont occultés dans l'EC8. (23) peut donc se reformuler selon :

$$f_{f,e} = \text{MIN} \left\{ \frac{\varepsilon_{fu} \cdot E_f}{\gamma_f}; \min(f_{fu,d}; \varepsilon_{fu} E_f) \left(1 - 0,7 \left(\frac{f_{u,f}, \varepsilon_{fu} E_f}{f_c} \right) \frac{\rho_f}{f_c} \right) \right\} \quad (24)$$

α_x est le coefficient d'efficacité du confinement par PRF, donné par :

$$\alpha_x = \left(1 - \frac{(b-2R)^2 + (h-2R)^2}{3bh} \right) \quad (25)$$

R est le rayon de l'« angle » de la section prés rectification

b, h sont les dimensions totales de la section transversale.

4.5.1.2.4 Exemple d'application :

On considère ici les résultats d'une campagne expérimentale menée sur 6 poteaux renforcés par matériaux composites [65] et sollicités en flexion composée (effort axial constant et cycles latéraux d'amplitude croissante). Les poteaux présentent une section rectangulaire de 0,25 x 0,37 m² (soit D=0,37 m), confinés par un PRF d'épaisseur $t_f = 0,48$ mm et de module d'élasticité $E_f = 105\,000$ MPa, appliqué avec un rayon (R) au niveau des angles de 20 mm. La résistance mécanique du béton f_c est variable selon les corps d'épreuve. La déformation ultime du béton ϵ_{cu} est prise égale à 0,0035, et celle du renfort composite ϵ_{ju} à 0,01.

La pression de confinement est alors égale à :

$$f_l = 2 \cdot E_f \cdot \epsilon_{ju} \cdot \frac{t_f}{D} = 2 \cdot 105\,000 \cdot 0,01 \cdot \frac{0,48 \cdot 10^{-3}}{0,37} = 2,72 \text{ MPa} \tag{26}$$

La pression de confinement effective est égale à $f_l' = k_s \cdot f_l$

avec

$$k_s = \frac{2R}{D} = \frac{2 \cdot 0,02}{0,37} = 0,108 \tag{27}$$

$$\text{Ainsi } f_l' = 0,108 \cdot 2,2 = 0,29 \text{ MPa} . \tag{28}$$

Les gains de ductilité effective ($I_{x_théorique}$) des différents poteaux peuvent ainsi être évalués en calculant les courbures cibles et les courbures disponibles avant renforcement. Les valeurs sont données par le Tableau 19.

Tableau 19 : Gains de ductilité effective

	$I_{x_théorique}$
Poteau 1	1,08
Poteau 2	1,22
Poteau 3	1,32
Poteau 4	1,22
Poteau 5	1,26
Poteau 6	1,21

A titre de comparaison, une évaluation expérimentale du gain de ductilité peut également être réalisée, en se basant sur le ratio : flèche ultime du poteau renforcé / flèche ultime du poteau non renforcé. En effet, outre les 6 poteaux renforcés, 2 poteaux non renforcés servant de référence, ont été testés.

Les gains de ductilité expérimentaux sont indiqués dans le Tableau 20 :

Tableau 20 : Gains de ductilité expérimentaux

	$I_{x_expérimental}$
Poteau 1	1,66
Poteau 2	1,67
Poteau 3	1,66
Poteau 4	1,66
Poteau 5	1,84
Poteau 6	1,66

Cette comparaison indique, que dans les conditions particulières de ces essais, sans avoir de compression initiale avant confinement, les Eurocodes offrent une certaine marge de sécurité (25% environ). En effet, les poteaux ainsi testés ont été chargés en compression après avoir été renforcés par matériaux composites, ce qui augmente la pression de confinement et donc leurs performances par rapport à un cas classique de renforcement *in situ*.

Si l'on applique les formules de l'alternative au cas rectangulaire au caractéristiques de l'un des poteaux non renforcés (P_{Ref2} poteau de référence non renforcé voir [64]), et sans appliquer le coefficient de sécurité γ_{el} , on obtient alors les valeurs de flèche à la limite élastique et de flèche ultime indiquées dans le Tableau 21. Ces résultats sont confrontés aux résultats expérimentaux sur la Figure 29 : Le calcul de la flèche à la limite élastique est réalisé suivant l'expression : $d_y = \theta_y L_V$ (avec $L_V = 2142,5$ mm, distance entre la base du poteau et le point d'application de l'effort latéral).

Le calcul de la flèche ultime est réalisé suivant l'expression : $d_u = \theta_u L_V$.

Tableau 21. Application des formules de l'EC8-3 (sans γ_{el}) pour le calcul des déformations élastiques et ultimes du poteau Pref2 (voir [64])

	PRef2
Rotation de corde à la limite élastique : θ_y (%)	1,33
Rotation de corde ultime : θ_u (%)	5,8
Flèche à la limite élastique (flèche correspondant au déplacement du vérin latéral) : d_y (mm)	28,5
Flèche ultime (flèche correspondant au déplacement du vérin latéral) : d_u (mm)	124

Ainsi, la Figure 29 : montre que, si l'on ne tient pas compte du coefficient de sécurité γ_{el} de l'Eurocode, le déplacement ultime théorique (d_u) correspond bien au déplacement ultime obtenu lors de l'essai sur P_{Ref2} . Le calcul du déplacement à la limite élastique (d_y) semble fournir également une évaluation correcte du résultat expérimental sur cet exemple.

De la même façon, si l'on applique les formules précédentes (sans appliquer le coefficient de sécurité γ_{el}) au cas des poteaux renforcés PC2, PCL2 et PCLA2 (voir [65]), il est possible d'obtenir les valeurs résumées dans le Tableau 22 et représentées sur la Figure 30. Les résultats expérimentaux constatés pour ces mêmes poteaux sont également présentés dans le Tableau 22 et le Tableau 23.

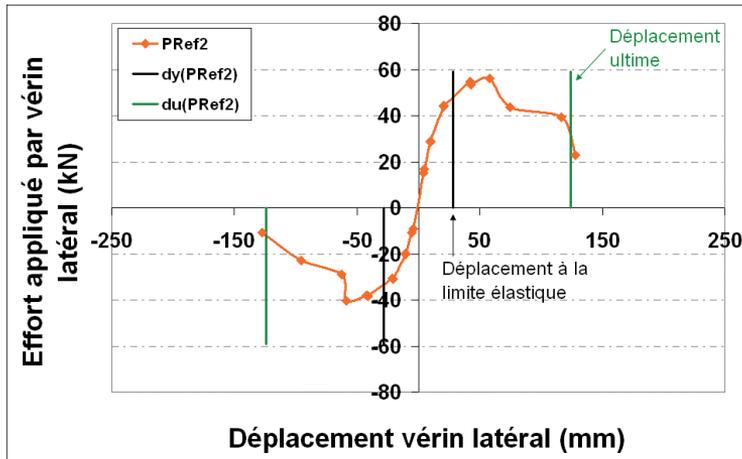


Figure 29 : Confrontation entre les calculs des déformations élastiques et ultimes de PRef2 selon l'EC8-3 (sans γ_{el}) et les résultats expérimentaux de [64]

Tableau 22. Application des formules de l'EC8-3 (sans γ_{el}) pour le calcul des déformations élastiques et ultimes des poteaux renforcés par PRF

	PC2	PCL2	PCLA2
Rotation de corde à la limite élastique : θ_y^* (%)	1,4	1,4	1,4
Rotation de corde ultime : θ_u^* (%)	7,3	7,3	7,3
Flèche à la limite élastique (flèche correspondant au déplacement du vérin latéral) : d_y (mm)	30,3	30,3	30,2
Flèche ultime (flèche correspondant au déplacement du vérin latéral) : d_u (mm)	155,4	155,4	156,3

Tableau 23 : Valeurs expérimentales des flèches à la limite élastique et ultimes obtenues sur les poteaux

	PC2		PCL2		PCLA2	
	Valeur exp.	Écart relatif par rapport à valeur théorique	Valeur exp.	Écart relatif par rapport à valeur théorique	Valeur exp.	Écart relatif par rapport à valeur théorique
Flèche à la limite élastique (flèche correspondant au déplacement du vérin latéral) : d_y (mm)	21,42	-29,3%	21,44	-29,2%	21,28	-29,7%
Flèche ultime (flèche correspondant au déplacement du vérin latéral) : d_u (mm)	171,09	+13,6%	169,68	+12,4%	162,41	+4%

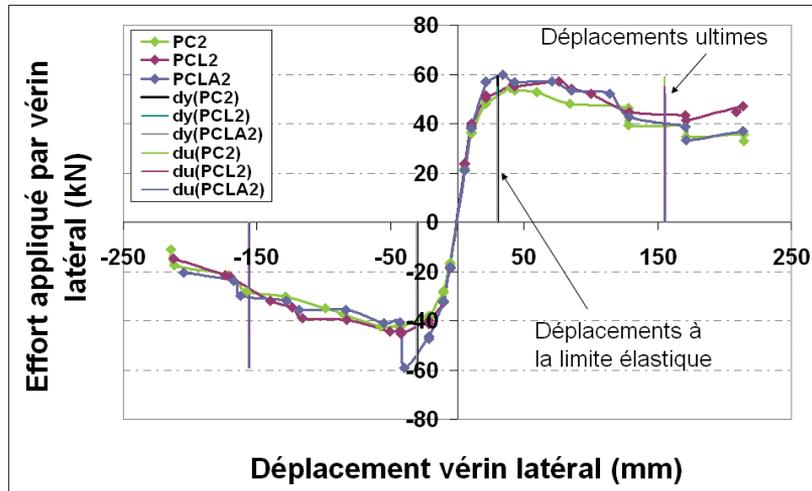


Figure 30. Confrontation entre les calculs des déformations élastiques et ultimes des poteaux confinés selon l'EC8-3 (sans γ_{el}) et les résultats expérimentaux

Recommandations spécifiques

Les dispositions constructives sont définies par le chapitre 5.

4.5.1.2.5 Augmentation de la résistance au flambement des armatures

Les armatures longitudinales confinées par des renforts composites sont susceptibles de ne pas subir de flambement (ou le subir plus tard) lors de chargements cycliques. Il faut noter que l'efficacité des renforts est d'autant plus perceptible lorsque les espacements des cadres d'armature transversaux ne sont pas respectés et lorsque les rapports M/V_d sont supérieurs à $4d$ (M et V_d étant respectivement le moment de flexion maximal et effort tranchant associé d étant la hauteur utile de la section du poteau). Dans ce cas Triantafillou [67] et le règlement italien CNR DT [63] proposent une méthode de calcul de l'épaisseur minimale de renfort pour des sections circulaires. Dans le cas de section rectangulaires, il faut tenir compte d'une efficacité moindre du confinement par PRF.

4.5.1.2.6 Amélioration de l'adhérence des aciers par effet de confinement

Des travaux de recherche indiquent qu'il est possible par effet de confinement d'améliorer l'adhérence des armatures tendues dans le béton. Des expressions sont disponibles dans la littérature [63], [66]. Le retour d'expérience est à ce jour insuffisant pour généraliser ces expressions dans le cas d'un renforcement parasismique avec un chargement alterné. Une proposition du calcul de l'épaisseur du renforcement PRF est disponible dans l'annexe nationale de l'Eurocode 8 partie 3 (A. 4.4.4).

4.5.2 Cas du renforcement vis-à-vis de la flexion composée

Les colonnes élancées de bâtiments sont soumises lors de séismes à des efforts de flexion composée. Cela se traduit à l'échelle de l'élément par une déformée en double flexion. Les moments en pied et en tête de colonne sont identiques (Figure 31). L'effort normal s'avère être critique pour les colonnes présentant de forts élancements ($\lambda > 30$) et reprenant des efforts excentrés (effet P-Delta). Un autre exemple réside dans la flexion simple ou double des piles de ponts.

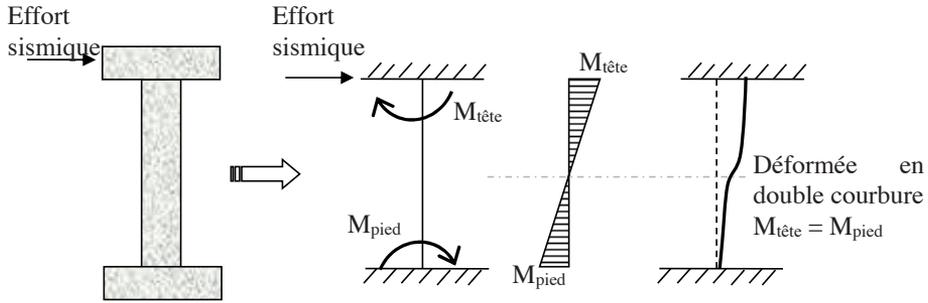


Figure 31 : Comportement mécanique des colonnes dans une direction du plan horizontal

De par les schémas de ferrillage des colonnes, deux sections faibles apparaissent : aux extrémités ou en zone de réduction de ferrillage (Figure 32).

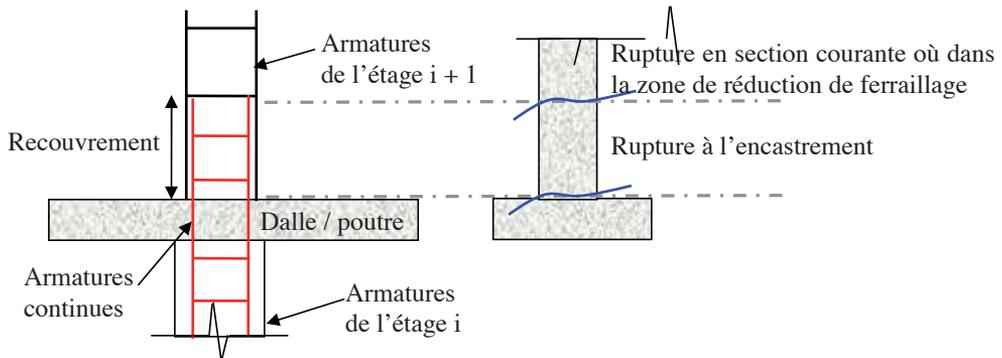


Figure 32 : Principe de ferrillage et localisation des dommages sur les colonnes élancées

Compte tenu de ce qui a été avancé précédemment, les calculs doivent être conduits d'une part en section d'encastrement, et en zone de réduction de ferrillage afin de déterminer la section critique.

Dans le cas où la ductilité de l'ensemble ne peut être prouvée par un essai approprié, un calcul en considérant le poteau comme doté d'une ductilité limitée (DL) peut être accepté sous réserve de justification spécifique de la jonction poteau/poutre et d'un minimum de dispositions constructives. En section courante, les apports des aciers et du renfort sont considérés.

En section d'encastrement, s'il n'y a pas de systèmes d'ancrage, l'apport du composite sera considéré comme nul, seul les aciers présents seront pris en compte. En revanche, si un dispositif d'ancrage des PRF est mis en œuvre, ce dernier peut être considéré, en addition aux aciers éventuels, sous réserve de justification spécifique et/ou d'essais de validation appropriés. La capacité des ancrages des renforts doit être calculée en considérant l'effort maximal cyclique que peut reprendre le système d'ancrage.

4.5.2.1 Bâtiments

L'Eurocode 8-1 partie 1.3 (paragraphe 2.7.3) spécifie que les éléments soumis à de la flexion se calculent comme spécifié dans l'Eurocode 2, avec un effort normal correspondant à la même combinaison sismique. Une vérification en capacité devra tenir compte

particulièrement définir des sollicitations suivant l'approche de l'Eurocode 8 ; par exemple à partir du paragraphe 2.8.1.1

Les organigrammes pour l'application du chapitre 2 de l'EC8-1 Partie 1.3 sont récapitulés dans l'annexe A «Règles particulières aux bâtiments en béton» paragraphe A2 de l'EC8.

Les organigrammes présentés dans cette annexe traitent du dimensionnement des bâtiments en béton avec des systèmes d'ossatures, de murs, ou à contreventement mixte en fonction des classes de ductilité. Ces parties doivent être considérées avec attention lors d'une étude de renforcement par PRF de poteau et mur porteur ou de pile de pont.

Selon le paragraphe 2.8.1.3 (4)P de l'EC8-1 partie 1.3, si, pour la valeur spécifiée du coefficient conventionnel de ductilité en courbure, une déformation du béton supérieure à 0,0035 est nécessaire, la perte de résistance due à l'éclatement de l'enrobage de béton doit être compensée par un confinement approprié du noyau de béton. Le confinement par PRF peut être une solution appropriée.

Pour les sections soumises à de la flexion et à un effort longitudinal centré, la déformation de compression du béton ϵ_c est limitée à $2 \cdot 10^{-3}$ m/m selon l'EC2 paragraphe 6.1.

Selon l'EC2 paragraphe 6.1, pour les poteaux fléchis de façon prédominante suivant un axe (premier axe principal), il convient de vérifier les risques de rupture dus aux sollicitations du second ordre suivant le deuxième axe principal. Ce point est encore plus important lorsqu'un renforcement par PRF est envisagé dans la direction axiale du poteau.

Les portiques à nœuds déplaçables doivent être calculés à partir des données des articles 4.3.5 et A3.4 de l'EC2. Les imperfections géométriques équivalentes doivent être prises en compte comme moments additionnels sollicitant. Les méthodes simplifiées de l'article 4.3.5 peuvent être utilisées plutôt qu'une analyse minutieuse, sous réserve du respect du niveau de sécurité requis.

Pour les portiques réguliers, l'EC2 A3.4 donne la possibilité d'utiliser des méthodes simplifiées introduisant des accroissements de charge de calcul horizontale ou de moments fléchissants prenant en compte les effets du second ordre, en complément des effets des imperfections géométriques. Les portiques réguliers sont, par exemple, des portiques constitués de poutres et poteaux présentant des rigidités nominales approximativement égales et un coefficient d'élanement moyen L_m pour tous les poteaux du niveau considéré correspondant à :

$$L_m = \max \left\{ 50; \frac{20}{\sqrt{v_u}} \right\} \quad (29)$$

avec

$$v_u = \frac{N_{sd}}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (30)$$

A_c étant la section de béton et N_{sd} la valeur de calcul de l'effort normal

4.5.2.2 Ouvrages d'art

Pour les ouvrages conçus pour fonctionner dans le domaine élastique ou appartenant à la classe de « ductilité limitée », il n'y a pas lieu d'appliquer de quelconque coefficient de surcapacité.

Le dimensionnement à la flexion dans le cas d'une conception en fonctionnement élastique ou pour un ouvrage à ductilité limitée est basé sur l'équation classique :

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \left(\frac{f_{ck}}{1,3}; \frac{f_{yk}}{1,0} \right) \quad (31)$$

Dans cette équation, M_{Ed} est directement issu de l'analyse sismique

Dans le cas de la conception d'un ouvrage de classe « ductile », le dimensionnement à la flexion varie selon que l'on considère une zone de rotules plastiques ou non. Le calcul varie également selon la méthode d'analyse employée (méthode du coefficient de comportement ou méthodes en déplacement de type poussée progressive ou analyse dynamique temporelle).

Dans les zones de rotules plastiques, lorsque l'analyse sismique est basée sur la méthode du coefficient de comportement, le schéma de vérification à la flexion est le même que dans le cas précédent.

Notons enfin que dans le cas de l'utilisation de la méthode du coefficient de comportement, aucune vérification particulière des niveaux de déformation atteints dans les rotules plastiques n'est requise. Celle-ci est supposée implicitement justifiée par l'application des dispositions constructives parasismiques telles que définies au §5.3.

Lorsque la conception parasismique est basée sur des méthodes d'analyse en déplacement de type poussée progressive ou analyse dynamique temporelle, le principe de la justification est sensiblement différent de la méthode présentée ci-dessus et repose sur une justification explicite des niveaux de déformation atteints dans les sections de rotules plastiques (cf. EC 8-2 §4.2.4.4) à partir des lois de déformation préétablies (moment-rotation ou force-déplacement).

Une fois le point de fonctionnement théorique obtenu pour le séisme dans une direction horizontale donnée seule, il convient de s'assurer que ce point de fonctionnement reste dans le domaine de sécurité en intégrant, dans le calcul de la rotation de corde ($\theta_{p,E1}$), le coefficient de sécurité $\gamma_{R,p}=1,4$ ainsi que l'effet du séisme dans la direction horizontale concomitante ($\theta_{p,E2}$) multiplié par 0,3 et celui, le cas échéant, des effets du second ordre ($\theta_{2nd\ ordre}$):

$$\theta_{p,E1} \leq \frac{1}{1,40} \theta_{p,u} \left(\frac{f_{ck}}{1,3}; \frac{f_{yk}}{1,0} \right) - 0,3\theta_{p,E2} - \theta_{2nd\ ordre} \quad (32)$$

L'application du principe du dimensionnement en capacité dans le reste de l'ouvrage garantit par ailleurs que seules les sections où se forment les rotules plastiques sont susceptibles d'être endommagées.

4.5.2.3 Prise en compte des composites

Le dimensionnement du renfort suit la méthodologie des recommandations de l'AFGC (version 2011 [10]). La démarche globale du dimensionnement suit la Figure 33.

L'utilisation du diagramme rectangle simplifié en substitution de la loi parabole - rectangle est tolérée.

Sachant que la déformation ultime des aciers à l'ELU (ϵ_{fud}) est inférieure à 10 %, on introduit la notion du pivot D (ou pivot A réduit), qui correspond à l'atteinte de l'allongement ultime du composite, ϵ_{fud} (Figure 34).

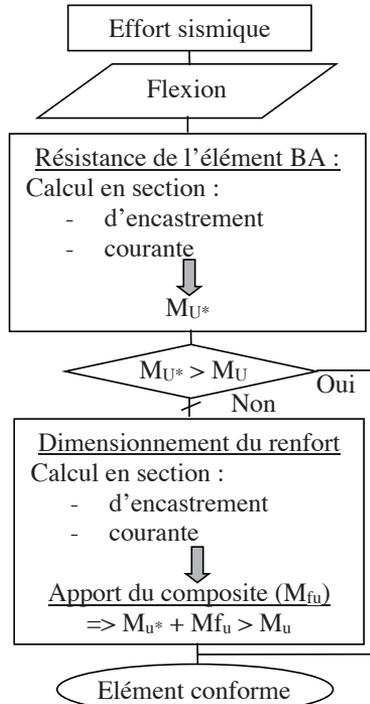


Figure 33 - Schéma directeur de la méthode de dimensionnement du renfort d'une colonne élancée

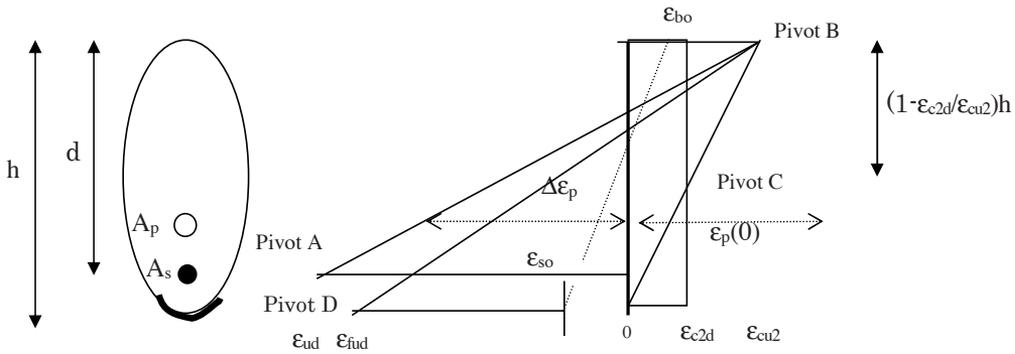


Figure 34 : Diagramme pivot D

Pivot A : limite de la déformation des aciers passifs (s'ils existent) ou des aciers de précontrainte au-delà de la décompression du béton

Pivot B : limite de déformation en compression du béton pour les pièces fléchies

Pivot C : limite de déformation du béton en compression pure

Pivot D : limite de déformation en traction du composite

ϵ_{bo} : déformation du béton au moment de la réparation

ϵ_{so} : déformation des aciers au moment de la réparation

ϵ_{fud} : déformation ultime du composite pour le calcul

σ_{ud} : déformation ultime de calcul de l'acier

ϵ_{c2} : déformation du béton pour la contrainte maximale en compression

ϵ_{cu2} : déformation ultime en compression du béton

☞ *Recommandations spécifiques*

La mise en œuvre des matériaux composites sur une colonne élancée, à des fins de renforcement structural vis-à-vis de sollicitations sismiques, doit satisfaire les recommandations et dispositions constructives suivantes :

- Le séisme imposant des déplacements dans les deux directions du plan horizontal, il est impératif de vérifier la résistance de la colonne selon les deux orientations,
- Si la mise en œuvre de système d'ancrage est nécessaire, il est impératif de respecter les dispositions constructives spécifiques définies au chapitre 5.
- Afin de limiter les risques de flambement des bandes de composite placées longitudinalement, il est conseillé de mettre en œuvre un confinement local de la colonne au droit des encastresments, sur une distance équivalente à la longueur critique. Il est recommandé d'y installer deux plis de renfort afin de limiter les risques de déchirure ou de rupture par poinçonnement local du confinement. De plus, les arêtes vives doivent être cassées ou chanfreinées (Figure 35),

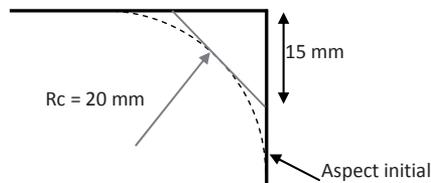


Figure 35 : Traitement des arêtes vives

- La déformée du poteau en simple ou double courbure laisse craindre des décollements du renfort longitudinal par flambements locaux au voisinage du point d'inflexion et aux extrémités. Il est alors conseillé d'effectuer un confinement local en pied, en tête et en section centrale de la colonne (Figure 36) ou de disposer des systèmes d'ancrages transversaux tels que définis dans le chapitre 5.

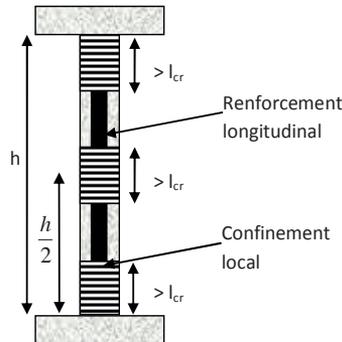


Figure 36 : Schéma de renforcement des colonnes élancées

- Le nombre de plis nécessaires au confinement peut être conditionné par le dimensionnement à l'effort normal (surcompression liée à la composante verticale du séisme) suivant les propositions du groupe de travail de l'AFGC [10].

4.6 Renforcement par PRF vis-à-vis de l'effort tranchant

Les éléments courts sont sujets à la rupture par effort tranchant [23, 43] et peuvent être renforcés d'une façon efficace par collage externe de matériaux composites sous forme continu ou discontinu. Le composite se comporte alors comme une armature externe, en complément des armatures déjà existantes.

Classiquement et selon l'Eurocode 8 partie 3 (A3.3.1), la résistance à l'effort tranchant d'une section en béton armé renforcée par un chemisage en matériaux composites (V_{R_totale}) est évaluée à partir de la contribution de la section en béton armé existante, $V_{Rd,s}$, et de la contribution du composite, $V_{Rd,f}$:

$$V_{R_totale} = V_{Rd,s} + V_{Rd,f} \quad (33)$$

Pour évaluer la contribution de la section en béton armé, il convient de se reporter à l'EC8-3, (ou aux guides méthodologiques). La contribution du composite peut être évaluée selon les méthodes décrites dans le présent chapitre.

Rappelons que la capacité résistante totale à l'effort tranchant ne peut pas être supérieure à la résistance maximale au cisaillement de l'élément béton, contrôlée par la compression diagonale (bielle) ($V_{Rd,max}$ à calculer selon l'Eurocode 2 et l'Eurocode 8-3). Sous réserve de justification, l'effet de confinement par composite peut être pris en compte au niveau de la résistance en compression du béton. Il faut noter aussi que dans le cas des éléments courts ($L_v/h < 2$), la vérification devra tenir compte des effets cycliques en considérant la plus petite des valeurs entre $V_{Rd,max}$ et V_{R_totale} (selon A.3.3.1 de l'Eurocode 8 partie 3).

Selon l'EC8-3, le matériau composite peut être placé de trois façons :

- Par collage latéral avec un recouvrement partiel sur trois faces de l'élément (renforcement en U), la contribution du renforcement est calculée suivant le terme $V_{Rd,f}$ de l'Eurocode en prenant en compte la résistance efficace vis-à-vis du décollement ($f_{jdd,e}$) du renfort composite. Dans le cas où des ancrages sont utilisés au niveau des bords libres, une justification spécifique pourra être apportée.
- Par collage latéral avec un recouvrement total de l'élément, dans ce cas la résistance du matériau composite est majorée pour tenir compte de l'effet bénéfique de cet élément sur l'ancrage (elle est alors notée $f_{jdd,e,w}$),
- Par un collage sur les faces latérales uniquement, dans ce cas la résistance des renforts est diminuée (elle est alors notée $f_{jdd,e,s}$)

La contribution du PRF est donc différente, selon la forme de la section, ainsi que le type de recouvrement choisi.

Dans le cas d'un renforcement au cisaillement des poteaux, un collage sur la totalité du périmètre sera préférable car il apportera un effet de confinement et limitera le risque de décollement du renfort PRF (Figure 37). Par contre dans le cas de renforcement de voiles en béton armé ou de poutres, un renforcement en U sera avantageusement utilisé. Le

renforcement par collage sur les côtés uniquement n'est envisageable que sous réserve de disposer une longueur de collage suffisante (voile béton armé).

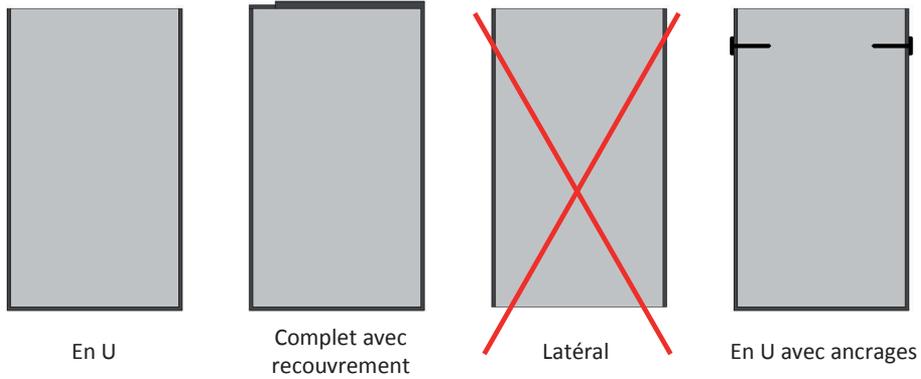


Figure 37 : Différents types de renforcement à l'effort tranchant autour d'une section

Remarque : Attention les calculs sont à mener en utilisant les newtons (N) et millimètres (mm) car toutes les formules sont définies dans ces unités.

4.6.1 Section rectangulaire

Les différentes solutions de renforcement sont illustrées sur la Figure 38.

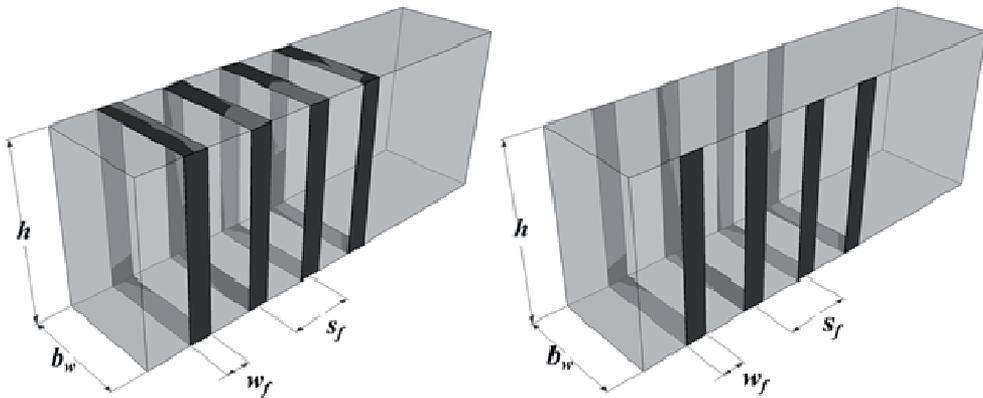


Figure 38 : Description des méthodes de renforcement de sections rectangulaires

Selon les formules actuellement applicables suivant l'EC8-3 : 2005, pour certains cas de calcul, il est plus avantageux de réaliser un renforcement uniquement sur les côtés (ni en U ni complet). Cependant, au vu de l'expérience, ce résultat paraît inapproprié. Il est donc proposé par la suite de modifier les formules de l'EC8-3 pour qu'elles puissent être généralisées à tous les cas de figure en supprimant le terme $(w_f/S_f)^2$ et le remplaçant par (w_f/S_f) dans l'expression de $V_{Rd,f}$

De plus, la théorie d'équilibre des sollicitations tangentes met en avant l'influence des contraintes sollicitantes de cisaillement dans le béton par le biais du ratio A_s / s (où A_s correspond ici à la section des armatures passives et s à celle de la section de béton).

Il paraît alors logique qu'un tel ratio soit considéré pour les armatures passives en matériaux composites : $A_f / s_f = t_f \times (w_f / s_f)$ et non $t_f \times (w_f / s_f)^2$ comme indiqué dans l'équation A.22 de l'Eurocode 8.3.

Pour les éléments de section rectangulaire, la contribution du PRF à la capacité de résistance ($V_{Rd,f}$) peut donc être évaluée comme décrit dans les chapitres suivants.

Conditions sur les largeurs et espacement de bande :

L'Eurocode précise que la largeur des bandes dans le cas d'un renforcement continu est donnée par :

$$w_f = \min(0,9d; h_w) \cdot \frac{\sin(\theta + \beta)}{\sin \theta} \tag{34}$$

Les paramètres sont définis dans la Figure 39 suivante.

Il s'agit d'une valeur de calcul qui doit être conservée pour l'ensemble de la note de calcul, il peut être admis dans la pratique d'appliquer une largeur de bande plus importante.

On note que la largeur maximale efficace des bandes sera prise égale à la hauteur de la section de l'élément cisailé.

Dans le cas d'un renforcement discontinu par plat pultrudé ou bandes, la largeur sera fixée par le calcul.

La Figure 39 illustre la disposition des renforts au regard de la fissuration.

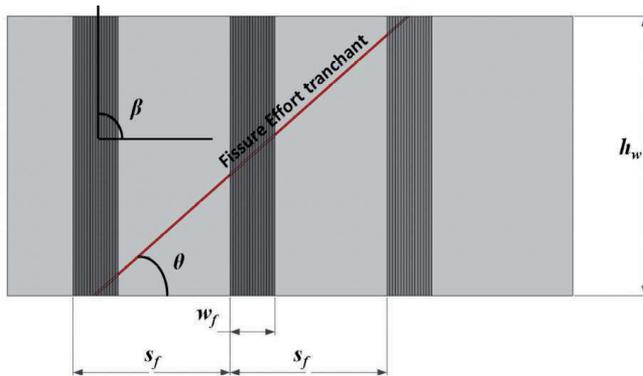


Figure 39 : Disposition des renforts vis-à-vis de l'effort tranchant

Note 1 : Le rapport w_f/s_f est inférieur à 1 dans le cas d'un renforcement discontinu. Dans le cas contraire, le renforcement est effectué sur toute la surface.

Note 2 : Pour qu'une fissure ne puisse se développer entre deux bandes de renforcement, l'espacement maximal entre deux bandes doit respecter la condition suivante :

$$s_f - w_f \leq \frac{h \cdot \cot \theta}{2} \tag{35}$$

Note 3 : Pour une valeur de β - angle compris entre la direction (résistante) des fibres et l'axe de l'élément béton armé - différente de 90° , il conviendra, dans le cas d'un

renforcement au séisme, lors duquel la sollicitation est alternée, de disposer un renfort en PRF symétrique (avec un angle $-\beta$) pour tenir compte de l'inversion de l'effort (Figure 40).

Note 4 : θ est l'angle d'inclinaison des bielles, la valeur d'inclinaison des bielles est généralement prise à 45° mais peut-être, hors zone de rotule plastique, réduite sous réserve de justification appropriée,

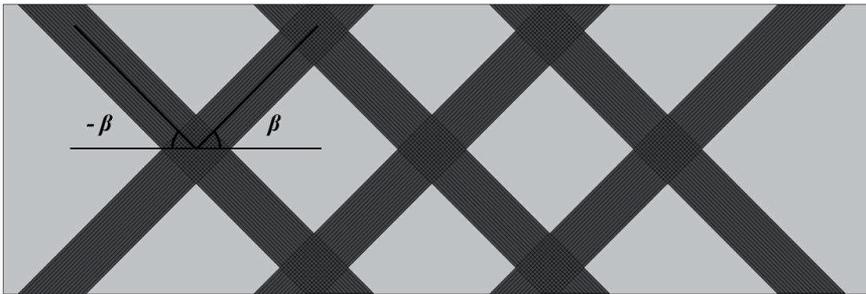


Figure 40 : Renforcement « beta »

Dans le cas des voiles en béton armé, le collage sur les faces latérales uniquement reste possible sous réserve d'utiliser des dispositifs d'ancrage suffisants permettant d'éviter le décollement des bandes lorsqu'elles subissent des cycles de chargements alternés de traction/compression sous l'effet de la sollicitation sismique.

4.6.1.1 Calcul de la résistance du renfort dans le cas du renforcement total d'une section rectangulaire

Le renforcement total d'une section rectangulaire est schématisé sur la Figure 41.

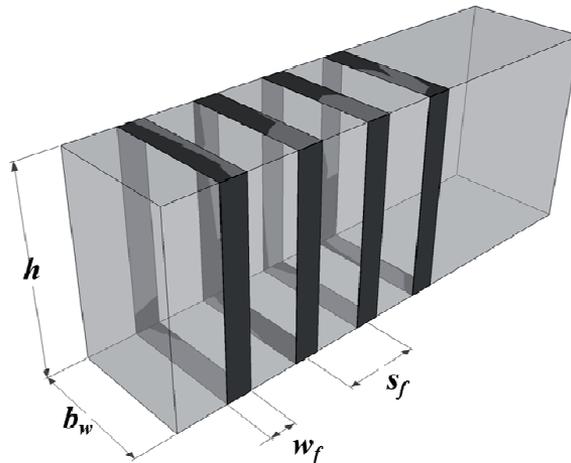


Figure 41 : Section rectangulaire renforcée totalement

Dans le calcul de l'effort résistant des renforts composites $V_{Rd,f}$ plusieurs simulations de calcul montrent que le terme $(w_f/s_f)^2$ n'est pas judicieux puisque dans certaines configurations le renforcement latéral devient plus efficace que le renforcement total. Il est proposé de supprimer le carré dans la formule du guide, relation que l'on retrouve régulièrement sans le carré dans la littérature.

Pour un enrobage total par un polymère renforcé de fibres, l'équation A.22 de l'Eurocode 8-3 est modifiée comme suit,

$$V_{Rd,f} = 0,9d \cdot f_{fdd,e} 2t_f \cdot \left(\frac{w_f}{s_f} \right) \cdot \left(\frac{1}{\tan(\theta)} + \frac{1}{\tan(\beta)} \right) \cdot \sin \beta \quad (36)$$

où :

d : est la hauteur utile,

θ : l'angle d'inclinaison des bielles, la valeur d'inclinaison des bielles est généralement prise à 45° mais peut-être, hors zone de rotule plastique, réduite sous réserve de justification appropriée,

t_f : l'épaisseur totale du composite en polymère renforcé de fibre appliquée,

β : l'angle compris entre la direction (résistante) des fibres et l'axe de l'élément béton armé (voir Figure 40),

w_f : la largeur du composite, mesurée dans le sens orthogonal à la direction (résistante) des fibres (équivalent à la notation b_f de l'AFGC), conformément à l'observation faite en 4.6.1.

s_f est l'espacement des renforts composites, calculé en comprenant la largeur de la bande et l'espacement net des bandes de renforcement (voir Figure 42),

$f_{fdd,e}$ est la résistance maximale que peut reprendre le renfort, définie par la résistance efficace du renfort telle que décrite dans le paragraphe suivant.

La limite du renforcement est liée à la contrainte maximale de traction (résistance de calcul vis-à-vis du décollement) f_{fdd} que peut reprendre le composite avant son décollement. Cependant, pour un renforcement par collage latéral avec un recouvrement total de l'élément, la résistance vis-à-vis du décollement est majorée pour tenir compte de l'effet bénéfique de ce type de mise en œuvre.

La résistance efficace de calcul vis-à-vis du décollement du composite est alors notée $f_{fdd,e,W}$ et peut être évaluée par la formule suivante :

$$f_{fdd,e,W} = f_{fdd} \left[1 - k \frac{L_e \sin \beta}{2z} \right] + \frac{1}{2} (f_{fu,w}(R) - f_{fdd}) \left[1 - \frac{L_e \sin \beta}{z} \right] \quad (37)$$

où la résistance de calcul vis-à-vis du décollement f_{fdd} est:

$$f_{fdd} = \frac{1}{\gamma_{fd}} \sqrt{0,6 \frac{E_f f_{cm} k_b}{t_f}} \quad (38)$$

avec

k_b le coefficient d'enrobage :

$$k_b = \sqrt{1,5 \cdot \frac{(2 - \frac{w_f}{s_f})}{(1 + \frac{w_f}{100mm})}} \quad (39)$$

γ_{fd} : coefficient partiel dont la valeur recommandée est 1,5

$$k = \left(1 - \frac{2}{\pi} \right) \quad (40)$$

$z = 0,9d$: bras de levier interne

L_e est la longueur utile d'adhérence entre couches de composite. Elle est à différencier des longueurs L_{anc} (longueur ancrage entre le béton et les bandes de composites) et L_{trans} (longueur de transfert) définies dans les recommandations de l'AFGC [10] :

$$L_e = \sqrt{\frac{E_f t_f}{\sqrt{4\tau_{\max}}}} \quad (41)$$

avec

τ_{\max} : la résistance maximale par adhérence : $\tau_{\max} = 1,8 f_{cm} k_b$

f_{cm} : la résistance moyenne du béton à la traction

E_f : le module d'Young du composite

$f_{fu,w}$ est la résistance ultime de la bande de polymère qui enrobe l'angle avec un rayon R :

$$f_{fu,w}(R) = f_{fdd} + (\eta_R f_{fu} - f_{fdd}) \quad \text{avec} \quad \eta_R f_{fu} - f_{fdd} \geq 0 \quad (42)$$

avec

$$\eta_R = 0,2 + 1,6 \frac{R}{b_w} \quad \text{où} \quad 0 \leq \frac{R}{b_w} \leq 0,5 \quad (43)$$

b_w est la largeur de l'élément béton armé,

R : rayon de l'arrondi de l'« angle » de la section après rectification. Une valeur minimale de R de 10 mm est préconisée, cette valeur peut être modifiée par les applicateurs en fonction des différents systèmes de renforcement, elle doit tenir compte des enrobages des armatures.

NB : Attention dans le cas où le terme $(\eta_R f_{fu} - f_{fdd})$ est négatif il convient de le considérer comme nul.

Pour plus de clarté, les principaux paramètres sont détaillés dans le schéma de la Figure 42.

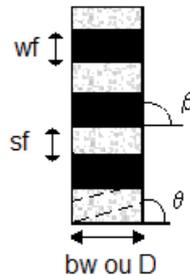


Figure 42 : Représentation schématique des paramètres

Recommandations spécifiques

Les dispositions spécifiques d'ancrages sont précisées dans le chapitre 5.

4.6.1.2 Calcul de la résistance du renfort dans le cas d'un collage en U sur une section rectangulaire et dans l'objectif de renforcer le poteau pour un effort tranchant dans le sens du U

Dans le calcul de l'effort résistant des renforts composites $V_{Rd,f}$ plusieurs études montrent que le terme $(w_f/s_f)^2$ n'est pas judicieux puisque dans certaines configurations

le renforcement latéral devient plus efficace que le renforcement total. Il est proposé de supprimer le carré dans la formule du guide.

Pour un enrobage par des bandes de tissus ou des plaques de polymère renforcé de fibres en forme de U, l'équation A.22 de l'Eurocode 8-3 est modifiée comme suit,

$$V_{Rd,f} = 0,9d \cdot f_{jdd,e} 2t_f \cdot \left(\frac{w_f}{s_f} \right) \cdot \left(\frac{1}{\tan(\theta)} + \frac{1}{\tan(\beta)} \right) \cdot \sin \beta \quad (44)$$

où :

d : est la hauteur utile,

θ : l'angle d'inclinaison des bielles, la valeur d'inclinaison des bielles est généralement prise à 45° mais peut-être, hors zone de rotule plastique, réduite sous réserve de justification appropriée,

t_f : l'épaisseur totale du composite en polymère renforcé de fibre appliquée,

β : l'angle compris entre la direction (résistante) des fibres et l'axe de l'élément béton armé,

w_f : la largeur du composite, mesurée dans le sens orthogonal à la direction (résistante) des fibres (équivalent à la notation b_f de l'AFGC), conformément à l'observation faite en 4.6.1.

s_f est l'espacement des renforts composites, calculé en comprenant la largeur de la bande et l'espacement net des bandes de renforcement (voir Figure 41).

$f_{jdd,e}$ est la résistance maximale que peut reprendre le renfort, définie par la résistance efficace du renfort telle que décrite dans le paragraphe suivant.

Il est important de noter que dans le cas d'un renfort en U et lorsque l'action sismique est inverse (poussée/traction), la partie supérieure du U n'est pas correctement ancrée lorsqu'elle est tendue. Il convient alors de prévoir des dispositifs d'ancrages transversaux spécifiques pour justifier d'un parfait ancrage du renfort (voir Figure 43). Sans ces ancres, ce mode de renforcement dans le cas d'une action sismique devra être considéré comme un collage latéral sur deux côtés.

Le principe de dispositifs d'ancrages transversaux du renforcement par un collage en U est décrit sur la Figure 43.

Comme précédemment, la résistance efficace de calcul vis-à-vis du décollement du composite, notée $f_{jdd,e,U}$ dans le cas d'un renfort en U, est liée à la résistance efficace (f_{jdd}) que peut reprendre le composite avant son décollement. Dans le cas d'un renforcement en U, et pour tenir compte du bénéfice de ce type de mise en œuvre, elle peut être évaluée par la formule suivante :

$$f_{jdd,e,U} = f_{jdd} \left[1 - k \frac{L_e \sin \beta}{z} \right] \quad (45)$$

Toutes les variables sont définies dans la section 4.6.1.1

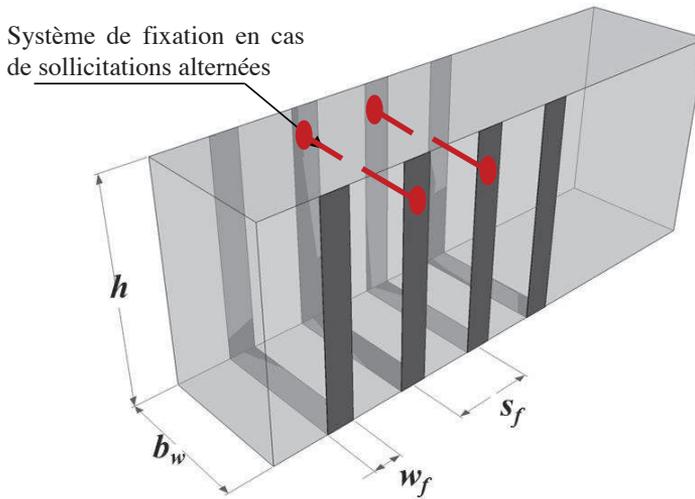


Figure 43 : Dispositifs d'ancrages transversaux pour renforcement en U

☞ *Recommandations spécifiques*

Les dispositions spécifiques d'ancrages sont précisées dans le chapitre 5.

4.6.1.3 Calcul de la résistance du renfort dans le cas du renforcement sur les côtés d'une section rectangulaire

Le cas du renforcement uniquement sur les côtés d'une section rectangulaire concerne particulièrement les voiles en béton armé (Figure 44) ou les poutres présentant une retombée suffisante.

Pour des bandes de tissus ou des plaques de polymère renforcé de fibres collées sur les côtés la formule A.23 de l'EC8-3 est modifiée comme suit :

$$V_{Rd,f} = 0,9d \cdot f_{fd,e,s} 2t_f \cdot \left(\frac{w_f}{s_f} \right) \cdot \frac{\sin(\beta + \theta)}{\sin \theta} \quad (46)$$

où :

d : est la hauteur utile,

θ : l'angle d'inclinaison des bielles, la valeur d'inclinaison des bielles est généralement prise à 45° mais peut-être, hors zone de rotule plastique, réduite sous réserve de justification appropriée,

t_f : l'épaisseur totale du composite en polymère renforcé de fibre appliquée,

β : l'angle compris entre la direction (résistante) des fibres et l'axe de l'élément béton armé (voir Figure 40),

w_f : la largeur du composite, mesurée dans le sens orthogonal à la direction (résistante) des fibres (équivalent à la notation b_f de l'AFGC), et s_f est l'espacement des renforts composites, calculé en comprenant la largeur de la bande et l'espacement net des bandes de renforcement (voir Figure 44).

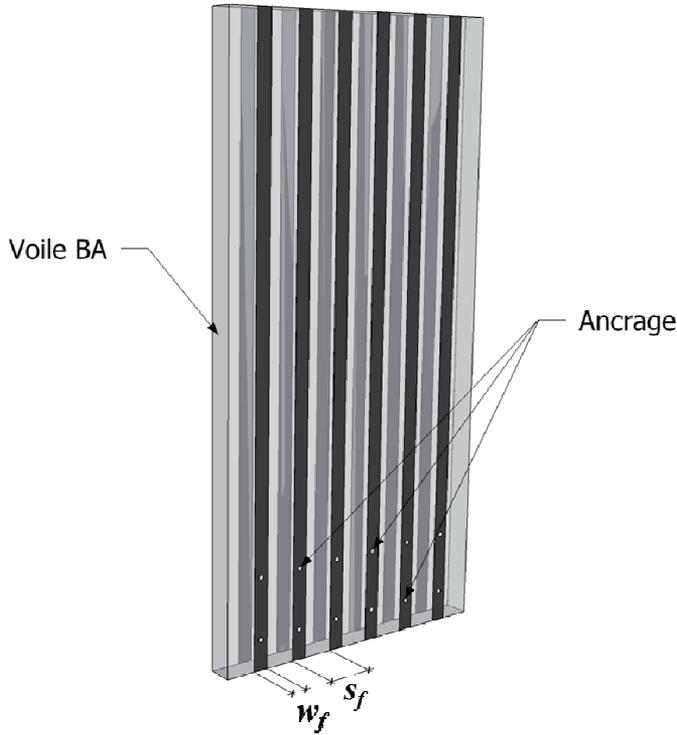


Figure 44 : Description du renforcement sur les côtés

Comme précédemment, la résistance efficace de calcul vis-à-vis du décollement du composite, notée $f_{fdd,e,S}$ dans le cas d'un renfort uniquement sur les côtés, est liée à la résistance efficace (f_{fdd}) que peut reprendre le composite avant son décollement. Dans le cas d'un renforcement uniquement sur le côté, elle peut être évaluée par la formule suivante :

$$f_{fdd,e,S} = f_{fdd} \left[1 - \sqrt{k \frac{L_{eq}}{z_{rid,eq}}} \right]^2 \quad (47)$$

Avec

$$z_{rid,eq} = z_{rid} + L_{eq} \text{ avec } z_{rid} = z - L_e \cdot \sin \beta \text{ et } L_{eq} = \frac{u_1}{\epsilon_{fdd}} \cdot \sin \beta \quad (48)$$

$$\epsilon_{fdd} = \frac{f_{fdd}}{E_f}$$

$$u_1 = \frac{k_b}{3} \quad (49)$$

Avec k_b selon équation 39

☞ Recommandations spécifiques

Les dispositions spécifiques d'ancrages sont précisées dans le chapitre 5.

4.6.2 Section circulaire

Dans le cas d'une section circulaire, la contribution du composite peut être évaluée comme suit :

$$V_f = 0,5 A_c \rho_f E_f \varepsilon_{f,ed} \quad (50)$$

avec

A_c : aire de la section transversale du poteau

ρ_f : rapport volumique du composite : $\rho_f = 4t_f / D$

$\varepsilon_{f,ed}$: la déformation du composite : $\varepsilon_{f,ed} = 0,004$ selon le paragraphe A.4.4.2 mais il convient de vérifier que la valeur retenue soit plus faible que la valeur de déformation de calcul du matériau PRF. Aussi il est proposé de retenir :

$$\varepsilon_{f,ed} = \min\left(\alpha_f \frac{f_{fu}}{E_f \cdot \gamma_f}; 0,004\right) \quad (51)$$

α_f est le coefficient d'efficacité du confinement par PRF et γ_f le coefficient partiel affecté au composite. Les valeurs de ces deux coefficients sont précisées en 4.4.

Recommandations spécifiques

Les dispositions spécifiques d'ancrages sont précisées dans le chapitre 5.

4.6.3 Contribution du composite à la résistance à l'effort tranchant dans le cas des chargements cycliques au droit d'une rotule plastique

La résistance à l'effort tranchant cyclique, V_R , diminue en fonction de la partie plastique de la demande en ductilité. La demande en ductilité est exprimée en termes de ductilité de la flèche transversale à l'extrémité de la portée d'effort tranchant ou de la rotation de corde au droit de l'extrémité de l'élément : $\mu_{\Delta}^{pl} = \mu_{\Delta} - 1$. Dans ce but, μ_{Δ}^{pl} peut être calculée comme le rapport de la partie plastique de la rotation de corde, θ , à la rotation de corde à la plastification, θ_y , déterminée conformément à A.3.2.4(2) à (4).

Dans le cas des éléments dont les rotules plastiques sont entièrement enrobées d'un chemisage de polymère renforcé de fibres sur une longueur au moins égale à la hauteur de la section de l'élément h , la résistance cyclique à l'effort tranchant, V_R , peut être considérée comme décroissant avec la partie plastique de la demande de ductilité à la rotation de corde, en ajoutant à V_w (c'est-à-dire à la contribution des armatures transversales à la résistance à l'effort tranchant), la résistance supplémentaire due au chemisage de polymère renforcé de fibres $V_{w,f}$.

La contribution à V_w du chemisage de PRF peut être calculée en considérant le modèle Ritter-Mörsh et en admettant que :

- la contrainte dans le PRF atteint la valeur de calcul de la résistance ultime du dit polymère, $f_{tu,d}$, au droit des fibres extrêmes tendues
- et que cette contrainte diminue de façon linéaire pour atteindre la valeur zéro sur la hauteur utile d .

Il vient alors :

$$V_{w,f} = t_f \cdot z \cdot f_{u,fd} \quad (52)$$

avec

z : la longueur du bras de levier interne, prise égale à d

$f_{u,fd}$: la valeur de calcul de la résistance ultime du composite : $f_{u,fd} = f_{u,f} \gamma_f$

4.6.4 Exemple de calcul 1 : Poteau court

Le poteau court considéré dans cet exemple possède une section carrée de 200×200 mm² (Figure 45). La hauteur de la colonne est de 600 mm (Figure 45). Le poteau est ferrillé longitudinalement avec 8 armatures de type HA 16 mm et transversalement par 3 cadres HA 6 mm avec un premier espacement de 100 mm puis espacés tous les 200 mm.

La résistance du béton, en valeur caractéristique, f_{ck} est de 35 MPa, la limite élastique de l'acier f_{yk} (en valeur caractéristique) est 500 MPa. Le composite utilisé pour le renfort présente un module d'élasticité de 100 000 MPa, un allongement à la rupture de 1 %, une résistance de 1000 MPa et une épaisseur nominale de 1,3 mm. Le type de renforcement mis en œuvre est dit « total » (le poteau est entièrement chemisé). Le renforcement doit permettre au poteau de reprendre une charge de 65 kN.

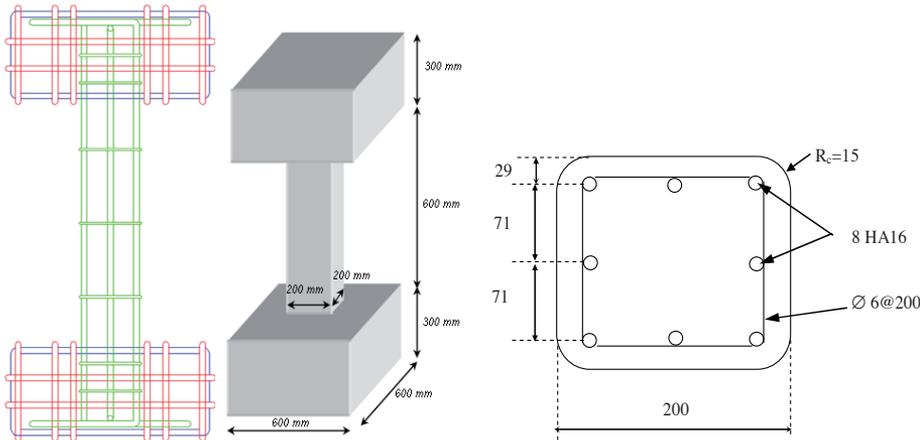


Figure 45 : Description géométrique du poteau (distances en mm)

Résolution de l'exemple :

- Contribution de la partie béton armé $V_{Rd,s}$

Les armatures transversales reprennent :

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{s,w} Z f_{ywd}}{S_w} \quad (53)$$

Or dans l'exemple, 2HA6 ($A_{s,w}=0,56\text{cm}^2$) sont espacés tous les 200mm.

Le bras de levier $z = 0,9d$ ($d=171\text{mm}$),

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{s,w} Z f_{ywd}}{S_w} = 18,73 \text{ kN} \quad (54)$$

Valeur de $V_{Rd,max}$ suivant l'Eurocode 2 (A.6.2.3)

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{(\cot \theta + \tan \theta)} = 215,5 \text{ kN} \quad (55)$$

Avec $\alpha_{cw} = 1$ (armatures non précontraintes), $v_1 = 0,6$ ($f_{ck} < 60 \text{ MPa}$)

La partie BA reprend 18,73 kN, la valeur maximale visée est 65 kN, les composites donc reprendre 46,27 kN.

- Contribution des renforts composites $V_{Rd,f}$

L'Eurocode précise que la largeur maximale des bandes est donnée par :

$$w_f = \min(0,9d; h_w) \cdot \frac{\sin(\theta + \beta)}{\sin \theta} = \min(0,9 \cdot 0,171; 0,2) \cdot \frac{\sin(45 + 90)}{\sin 45} = 0,217 \text{ m}$$

On prend donc $w_f = 100 \text{ mm}$ et on choisit un espacement de bande s_f de 200 mm.

Dans le cadre d'un renforcement total il faut résoudre :

$$V_{Rd,f} = 0,9d \cdot f_{jdd,w} \cdot 2t_f \cdot \left(\frac{w_f}{s_f} \right) \cdot \left(\frac{1}{\tan \theta} + \frac{1}{\tan \beta} \right) \cdot \sin \beta$$

$$f_{jdd,e,w} = f_{jdd} \left[1 - k \frac{L_e \sin \beta}{2z} \right] + \frac{1}{2} (f_{fu,w}(R) - f_{jdd}) \cdot \left[1 - \frac{L_e \sin \beta}{z} \right]$$

Avec :

$$f_{jdd} = \frac{1}{\gamma_{fd}} \sqrt{0,6 \frac{E_f f_{ctm} k_b}{t_f}} = 264,27 \text{ MPa}$$

avec $f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$ (C35/45) ;

$$k_b = \sqrt{1,5 \left(2 - \frac{w_f}{s_f} \right) / \left(1 + \frac{w_f}{100 \text{ mm}} \right)} = 1,061,$$

avec $t_f = 1 \text{ mm}$

$$L_e = \sqrt{\frac{E_f t_f}{\sqrt{4\tau_{\max}}}} = 168,2 \text{ mm} \quad \text{et} \quad \tau_{\max} = 1,8 f_{ctm} k_b = 6,11 \text{ MPa}$$

$$f_{fu,w}(R) = f_{jdd} + (\eta_R f_{fu} - f_{jdd}) = 320 \text{ MPa}$$

$$\text{avec } \eta_R = 0,2 + 1,6 \frac{R}{b_w} = 0,32 \quad (R=15 \text{ mm})$$

et $f_{fu} = 1000 \text{ MPa}$

Donc

$$f_{jdd,e,w} = f_{jdd} \left[1 - k \frac{L_e \sin \beta}{2z} \right] + \frac{1}{2} (f_{fu,w}(R) - f_{jdd}) \cdot \left[1 - \frac{L_e \sin \beta}{z} \right] = 206,64 \text{ MPa}$$

(avec

En considérant la limite de l'AFGC sur les propriétés de calcul du composite :

$$\dots \left[\epsilon_{fk} \cdot E_f \cdot \dots - \sqrt{\dots} \right]$$

Le composite reprend donc :

$$V_{Rd,f} = 0,9d \cdot f_{fdd,e,w} \cdot 2t_f \cdot \left(\frac{w_f}{s_f} \right) \cdot (\cot \theta + \cot \beta) \cdot \sin \beta = 47 \text{ kN}$$

Le voile BA renforcé reprend donc au total $V_{Rd,s} + V_{Rd,f}$ soit 65,73 kN > 65 kN.

Par ailleurs en considérant un coefficient de sécurité γ sur le PRF de 1, la valeur de rupture théorique $V_{Rd,f}$ est de 70 kN.

4.6.5 Exemple de calcul 2 : Voile court

Le voile court considéré ici (Figure 46) présente les dimensions suivantes : une hauteur de 610 mm, une largeur de 900 mm, une épaisseur de voile de 80 mm soit un rapport H/L de 0,678 (H/L < 2).

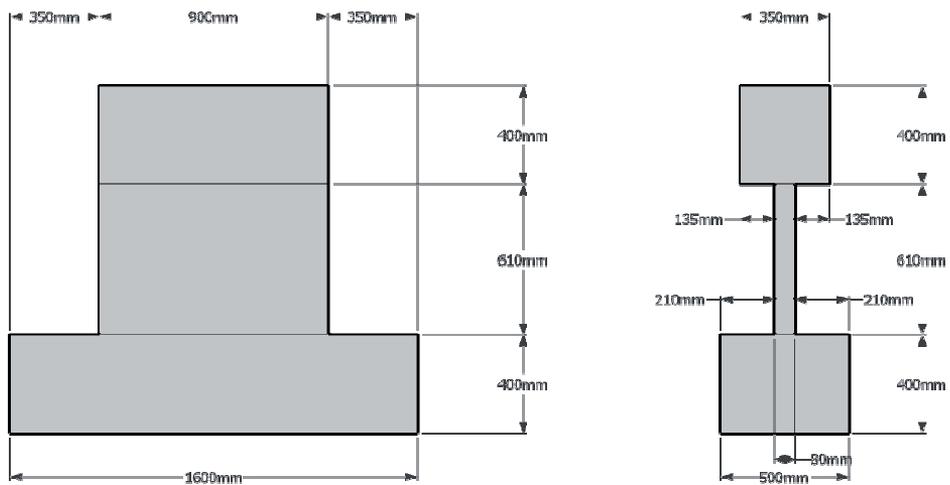


Figure 46 : Géométrie du voile court (H/L < 2)

Le ferrailage est composé de deux nappes de treillis soudés ($\Phi = 4,5$ mm espacés de 200 mm dans chaque direction) et à chaque extrémité, de deux barres de diamètre 6 mm. La résistance caractéristique du béton (f_{ck}) est de 35 MPa, la limite élastique de l'acier (valeur caractéristique) f_{yk} est 500 MPa. Le composite utilisé a un module d'élasticité de 100 000 MPa, un allongement de 1 %, une résistance de 1000 MPa et une épaisseur nominale de 1 mm. Le type de renforcement est latéral et les bandes de tissu composite ont une largeur de 200mm et sont espacées tous les 200mm.

L'objectif est de parvenir à 170 kN en respectant l'Eurocode 8 partie 3 A.4.3

Résolution de l'exemple :

- Contribution de la partie béton armé $V_{Rd,s}$

Les armatures transversales reprennent :

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{s,w} Z f_{ywd}}{S_w} \tag{64}$$

Or dans l'exemple, 2HA4,5 ($A_{s,w} = 0,3181 \text{ cm}^2$) sont espacés tous les 200mm.

Le bras de levier $z = 0,9d$ ($d = 0,81 \text{ m}$),

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{s,w} Z f_{ywd}}{S_w} = 50,41 \text{ kN} \quad (65)$$

La partie BA reprend 50,41 kN, les composites doivent reprendre au moins 119,59 kN.

Valeur de $V_{Rd,max}$ suivant l'Eurocode 2 (A.6.2.3)

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{(\cot \theta + \tan \theta)} = 409 \text{ kN} \quad (66)$$

Avec $\alpha_{cw} = 1$ (armatures non précontraintes), $v_1 = 0,6$ ($f_{ck} < 60$ MPa)

La partie BA reprend 50,4 kN, la valeur maximale visée est 170 kN, les composites doivent reprendre 46,27 kN.

- Contribution des renforts composites $V_{Rd,f}$

L'Eurocode précise que la largeur minimale des bandes est :

$$w_f \leq \frac{S_t}{4} = 50 \text{ mm. On prendra } w_f = 100 \text{ mm}$$

On choisit un espacement de bande s_f de 200 mm.

Dans le cadre d'un renforcement latéral il faut résoudre :

$$V_{Rd,f} = 0,9d \cdot f_{jdd,e,S} 2t_f \cdot \left(\frac{w_f}{s_f} \right) \cdot \frac{\sin(\beta + \theta)}{\sin \theta} \quad (67)$$

$$f_{jdd,e,S} = f_{jdd} \left[1 - \sqrt{k \frac{L_{eq}}{z_{rid,eq}}} \right]^2 = 165 \text{ MPa} \quad (68)$$

$$\text{Avec } z_{rid,eq} = z_{rid} + L_{eq} = 704 \text{ mm} \quad (69)$$

$$z_{rid} = z - L_e \cdot \sin \beta = 587 \text{ mm} \quad (70)$$

$$L_{eq} = \frac{u_1}{\varepsilon_{jdd}} \cdot \sin \beta = 78,2 \text{ mm} \quad (71)$$

$$\varepsilon_{jdd} = \frac{f_{jdd}}{E_f} = 0,003 \text{ et } u_1 = \frac{k_b}{3} = 0,3535 \quad (72)$$

Avec :

$$f_{jdd} = \frac{1}{\gamma_{fd}} \sqrt{0,6 \frac{E_f f_{ctm} k_b}{t_f}} = 173,7 \text{ MPa} \quad (73)$$

avec $f_{ctm} = 3,2$ MPa (C35/45) ;

$$k_b = \sqrt{1,5 \left(2 - \frac{w_f}{S_f} \right) / \left(1 + \frac{w_f}{100 \text{ mm}} \right)} = 1,060 \quad (74)$$

$t_f = 1$ mm (1 couche)

En considérant la limite de l'AFG sur les propriétés de calcul du composite :

$$f_{f,e} = \text{Min} \left\{ \alpha_f \frac{\varepsilon_{f,uk} \cdot E_f}{\gamma_f}; \text{Min} (f_{u,f}, \varepsilon_{u,f} E_f) \left(1 - 0,7 \left(\frac{\rho_f}{f_c} \right) \right) \right\}$$

$$f_{f,e} = \text{Min}(464; 173) = 173 \text{ MPa}$$

En considérant un coefficient α_f de 0,65

Le composite reprend donc :

$$V_{Rd,f} = 0,9d \cdot f_{fdd,e,s} 2t_f \cdot \left(\frac{w_f}{s_f} \right) \cdot \frac{\sin(\beta + \theta)}{\sin \theta} = 120 \text{ kN} \quad (75)$$

Le voile BA renforcé reprend donc au total :

$$V_{Rd,s} + V_{Rd,f} \text{ soit } 170.41 \text{ KN} > 170 \text{ kN}. \quad (76)$$

Par ailleurs en considérant un coefficient de sécurité γ_f sur le PRF de 1, la valeur de rupture théorique $V_{Rd,f}$ est de 190 kN.

4.6.6 *Analyses de sensibilité fiabiliste et calibration de coefficients de sécurité à partir des équations de dimensionnement*

Toute équation de dimensionnement est constituée d'un ensemble de variables d'entrée, X (aléatoires, entachées d'une incertitude ou parfois méconnues) et d'une fonction mathématique $f(X)$ qui fait correspondre à ces entrées un ensemble de variables aléatoires de sortie Y . Des analyses de sensibilité peuvent être conduites afin d'évaluer, qualitativement ou quantitativement, comment les variations des entrées X d'un modèle engendrent des variations de sa sortie Y . L'analyse de sensibilité locale qui étudie l'influence de petites perturbations autour d'une valeur de référence ou l'analyse de sensibilité globale qui étudie comment la variabilité des entrées se répercute sur celle de la sortie, en déterminant la part de variance de la sortie due à chacune des entrées, ne permettent pas d'identifier l'influence des variables d'entrée sur la probabilité de défaillance qui constitue aujourd'hui l'élément clef d'un dimensionnement. La connaissance de cette information est essentielle ; elle peut *in fine* être exploitée pour calibrer les coefficients de sécurité utiles à un dimensionnement.

Le meilleur indicateur de l'influence des variables d'entrée sur la probabilité de défaillance est l'élasticité fiabiliste, s'exprimant :

$$e_{x_i} = \frac{X_i}{\beta_f} \frac{\partial \beta_f}{\partial X_i} \quad (77)$$

où β_f est l'indice de fiabilité lié à la probabilité de défaillance P_f par l'approximation $P_f \approx \Phi(-\beta_f)$ avec $\Phi(\cdot)$, la fonction de répartition de Gauss.

Une analyse de sensibilité fiabiliste a été conduite à partir du cas du dimensionnement de poteaux courts amenés à être renforcés par des PRF. L'équation de dimensionnement considérée est :

$$f(X) = V_{Rd,f} = 0,9 d b_w \left(2t_f \frac{(w_f/s_f)}{b_w} \sin(\beta) \right) \left(\frac{\alpha_f f_{fu}}{\gamma_d} \right) [\cot(\theta) + \cot(\beta)] \sin(\beta) \quad (78)$$

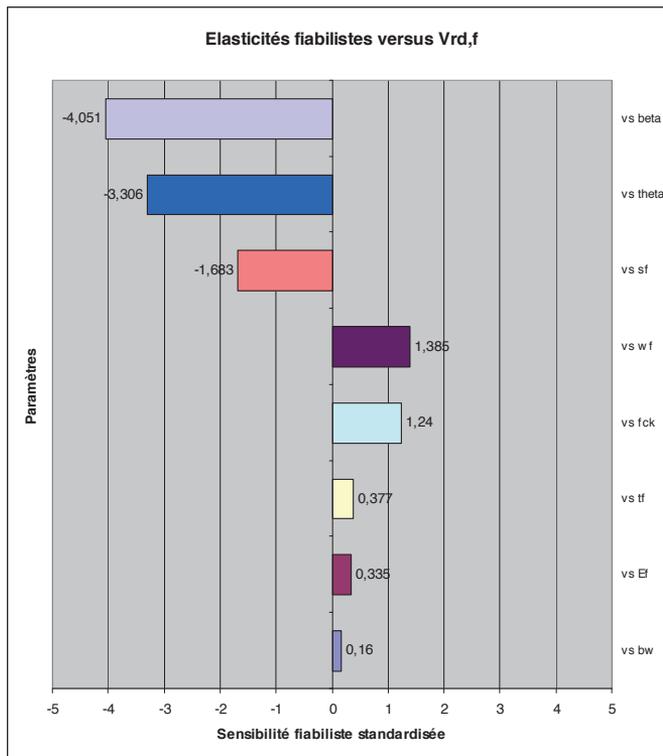
Les variables d'entrée X_i sont $X = (t_f, E_f, b_w, w_f, s_f, f_{ck}, \theta, \beta)$.

La sortie Y correspond à $V_{Rd,f}$.

Les élasticités sont déterminées dans cette étude par la méthode de Monte-Carlo. Les données d'entrée des simulations sont reprises dans le Tableau 24. La Figure 47 présente les valeurs obtenues pour les élasticités fiabilistes.

Tableau 24 : Données d'entrée du calcul des élasticités fiabilistes.

	Loi de distribution	moyenne	CoV (ou écart-type)	référence
t_f	LogNormale	2 mm	0,05	Atadero & Karbhari [69]
E_f	LogNormale	100 GPa	0,2	Atadero & Karbhari [69]
b_w	Normale	190 mm	0,09	Plevris et al. [70]
w_f	Normale	100 mm	0,05	Duprat [71]
s_f	Normale	200 mm	0,1	Duprat [71]
f_{ck}	Normale	35 MPa	0,15	Plevris et al. [70]
θ	Normale	45°	5°	Expertise
β	Normale	90°	5°	Expertise


Figure 47 : Valeurs des élasticités fiabilistes des paramètres t_f , E_f , b_w , w_f , s_f , f_{ck} , θ , β .

Dans le cas du poteau court proposé à l'étude, l'analyse des élasticités fiabilistes permet de conclure que les paramètres b_w , E_f et t_f ont peu d'influence sur la variation de la probabilité de défaillance. Les paramètres f_{ck} , w_f et s_f présentent quant à eux une influence significative. Enfin, les paramètres les plus influents sur la variation de la probabilité de défaillance sont θ et β . Les efforts de fiabilité, ie de réduction de la variabilité, doivent être portés sur la formulation du béton, sur la largeur des bandes de composites et leur espacement ainsi que sur β .

L'analyse des élasticités fiabilistes pour déterminer les paramètres à contrôler n'est pas le seul intérêt des approches probabilistes. Elles peuvent être élargies à l'analyse de la variation de l'indice de fiabilité β_f selon certains paramètres de conception pour un niveau de risque

acceptable (ou tout simplement pour une probabilité de défaillance acceptable, ou un indice de fiabilité cible). Pour le cas du poteau court étudié, il apparaît que l'épaisseur de PRF de 1 mm est insuffisante pour que β_f atteigne la valeur de 1,5 correspondant à la valeur cible définie par l'Eurocode en fatigue ou chargement cyclique (à défaut de valeur pour le sismique). En prenant deux couches de 1 mm, l'indice de fiabilité atteint la valeur de 2,98, ce qui est très largement au-dessus de la valeur cible de 2,4 établie par Hiratai et Ishikawa (2004) sur les bases d'analyse de dires d'experts.

Les approches probabilistes peuvent permettre également de calibrer ou de justifier les coefficients de sécurité des équations de dimensionnement. On montre que le coefficient γ_a de l'équation (2) pris à 1,44 suffira pour atteindre la valeur de fiabilité cible de 1,5. Ce coefficient de sécurité devrait prendre la valeur 2 si la valeur de fiabilité cible de 2,4 était visée [68]. Il faut également conclure bien évidemment sur l'importance de connaître correctement les caractéristiques des matériaux et de contrôler la bonne exécution des travaux de renforcement.

5 Dispositions constructives

La mise en place d'un renforcement par matériaux composites nécessite des dispositions constructives spécifiques au cas du renforcement parasismique. Pour tous les types de renforcement, il convient de se reporter au guide AFGC « Réparation et renforcement des structures en béton au moyen des matériaux composites » [10] pour les longueurs d'ancrage, de transfert, etc. Les préconisations statiques étant le minimum requis à appliquer en sollicitations parasismiques.

5.1 Dispositions constructives pour la flexion

Dans le cas de renforts composite disposés dans l'axe d'un élément vertical, et subissant donc des efforts de compression et de traction, il convient :

- soit de chemiser transversalement ces renforts par PRF afin d'en assurer leur maintien lorsqu'ils sont comprimés;
- soit, lorsque cela n'est pas possible (mur/voile), de disposer d'ancrages composites perpendiculaires au plan de collage. Un ancrage doit être placé à minima tous les 20 cm pour se prémunir du flambement des PRF. Une calibration de cet espacement peut être proposée par des essais appropriés.

Les extrémités des renforts composites longitudinaux doivent être ancrées dans le cas d'un chargement cyclique alterné.

Nous rappelons qu'afin de limiter les risques de flambement des bandes de composite, il est conseillé de mettre en œuvre un confinement local de la colonne au droit des encastresments, sur une distance équivalente à la longueur critique. Il est conseillé d'installer deux plis de renfort afin de limiter les risques de déchirure ou de rupture par poinçonnement local. De plus, les arêtes vives doivent être cassées ou chanfreinées (Figure 48),

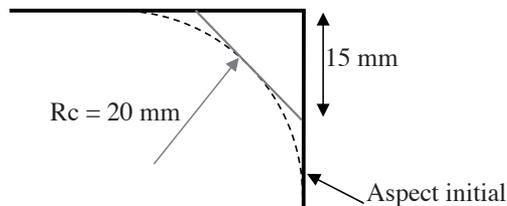


Figure 48 : Traitement des arêtes vives

La déformée en simple ou double courbure laisse craindre des décollements du renfort par flambements locaux au voisinage du point d'inflexion et aux extrémités. Il est alors conseillé d'effectuer un confinement local en pied, en tête et en section centrale de la colonne (Figure 49) ou de disposer des systèmes d'ancrages transversaux tels que décrits dans ce chapitre.

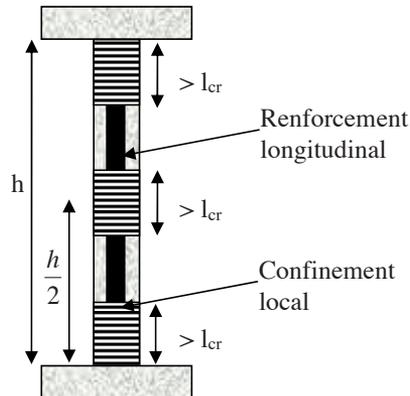


Figure 49 : Schéma de renforcement des colonnes élancées

Le nombre de plis nécessaires au confinement peut être conditionné par le dimensionnement à l'effort normal (surcompression liée à la composante verticale du séisme) suivant les propositions du groupe de travail de l'AFGC [10].

5.2 Dispositions constructives pour le confinement

Tel qu'évoqué plus avant, dans le cas du confinement il est important de maintenir une longueur de recouvrement de 150 mm entre deux couches de renfort PRF.

Pour éviter l'augmentation de la rigidité (dans le cas de plats pultrudés), il est conseillé de :

- désolidariser le renfort en partie courante du poteau de la semelle de fondation en introduisant un espace entre la zone de renforcement et la semelle de 10 à 50 mm. Néanmoins, il convient de vérifier qu'il n'y a pas de possibilité de plastification dans cette zone.
- segmenter la chemise de façon à augmenter la résistance transversale sans modifier la rigidité longitudinale (dans le cas de l'utilisation d'un composite, ceci peut facilement être réalisé par l'utilisation d'une trame dissymétrique avec des fibres principalement orientées transversalement).

Pour éviter une insuffisance de confinement, la hauteur de la zone à confiner doit être supérieure à celle de la rotule plastique. Dans le cas d'un renforcement localisé sur une partie de la hauteur du poteau seulement, la zone non renforcée doit être recalculée pour ne pas devenir une zone de rupture potentielle. Dans de nombreux cas, la chemise est nécessaire sur toute la hauteur de la pile en raison d'une insuffisance de capacité résistante à l'effort tranchant. Dans ce cas, le recalcul n'est pas nécessaire.

5.3 Dispositions constructives pour le cisaillement

Le renforcement au cisaillement ne nécessite pas de dispositions constructives particulières s'il est appliqué sur tout le pourtour de la section à renforcer avec un recouvrement de 15 cm couche sur couche (cf. article 4.4.1.1). Si par contre un renforcement en U est appliqué, un ancrage des extrémités libres des renforts peut améliorer le comportement mécanique, cet ancrage n'est toutefois pas obligatoire car les calculs limitent le taux de déformation des renforts composites pour anticiper des décollements du renfort.

5.4 Ancrages

5.4.1 Généralités

La liaison entre les éléments verticaux et horizontaux est un point essentiel dans la résistance d'une structure vis-à-vis des sollicitations sismiques. La littérature (Figure 50) propose plusieurs techniques de mise en œuvre de systèmes d'ancrage réalisés [67], soit en composite, soit à l'aide d'une association entre plusieurs matériaux. De plus les systèmes d'ancrage peuvent également allier une liaison collée et une liaison mécanique pour une meilleure efficacité de l'ancrage.

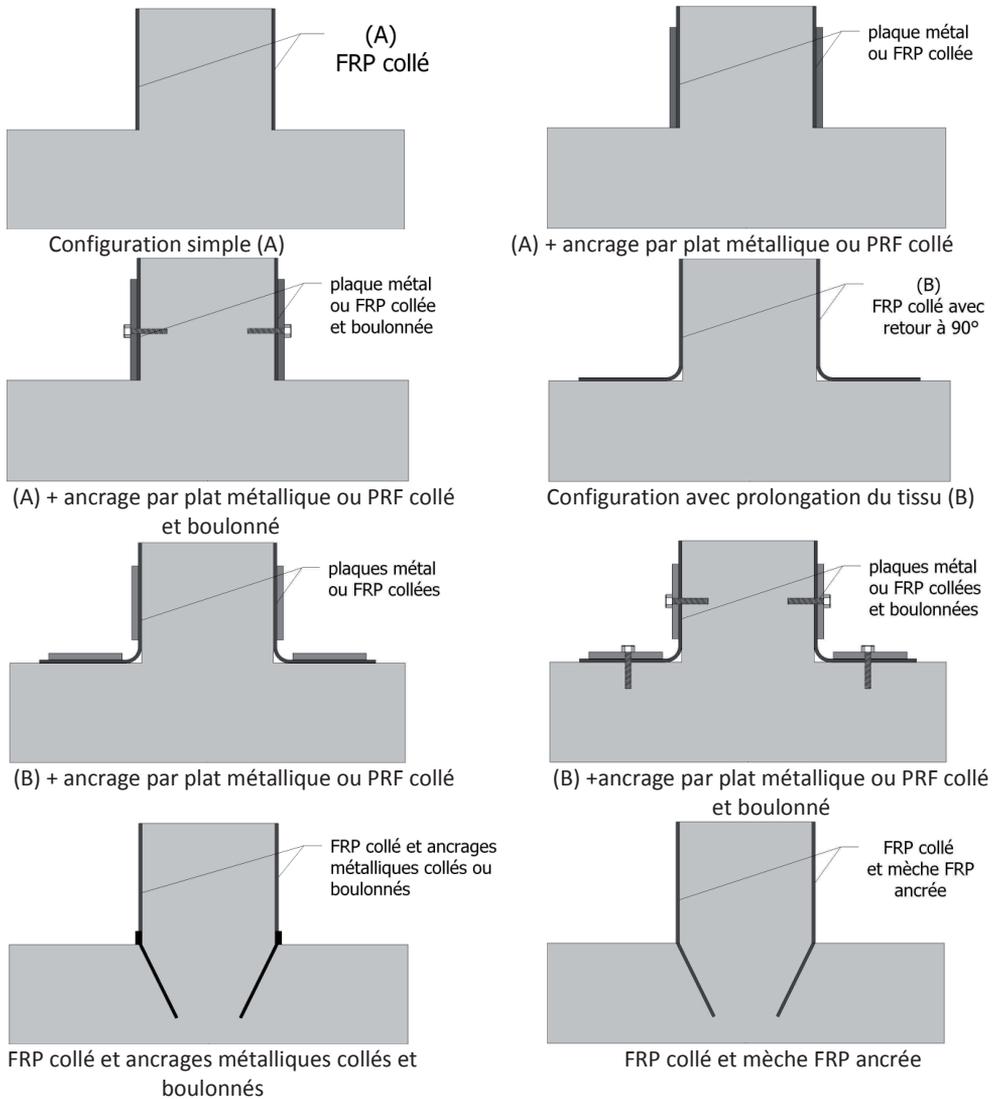


Figure 50 : Exemple de différentes configurations d'ancrage

Depuis une vingtaine d’années, une des techniques d’ancrage utilisée consiste à employer des scellements chimiques d’armatures métalliques pour réaliser l’ancrage entre les éléments verticaux et horizontaux. Cette technique peut être également utilisée pour des éléments en PRFC. Ce dispositif a subi de multiples évolutions notamment vis-à-vis des ancrages composites utiles pour le renforcement à la flexion [69], [Freyssinet, Avis Technique (n°3/04-424) du procédé de renforcement TFC®, 71].

Avant de mettre en œuvre un ancrage, il convient d’en connaître les caractéristiques mécaniques. Pour cela, il existe plusieurs essais mécaniques, qui permettent notamment d’en mesurer la résistance. Cette valeur de résistance peut ensuite être utilisée pour les calculs en ductilité limitée. Pour évaluer la capacité de ductilité de l’assemblage, un essai cyclique alterné est indispensable pour qualifier le système d’ancrage composite.

Dans le cas d’utilisation d’une partie métallique dans l’ancrage, il conviendra de prendre les dispositions nécessaires afin de limiter les risques de corrosion galvanique.

5.4.2 Modes de rupture

Le transfert des efforts entre le composite et la structure, qui conditionne la mise en traction du renfort, se réalise au travers d’une adhérence entre la surface du composite et la surface du support béton.

Lorsque l’on mène à la limite cette adhérence, on observe différents modes de rupture. La littérature identifie quatre principaux modes de ruine des ancrages composites (Figure 51) que sont :

- Mode 1 : rupture de la mèche en traction,
- Mode 2 : rupture de l’adhésion mèche-élément vertical,
- Mode 3 : rupture en cône du béton de l’élément horizontal avec déchaussement,
- Mode 4 : rupture par cisaillement du béton de l’élément vertical.

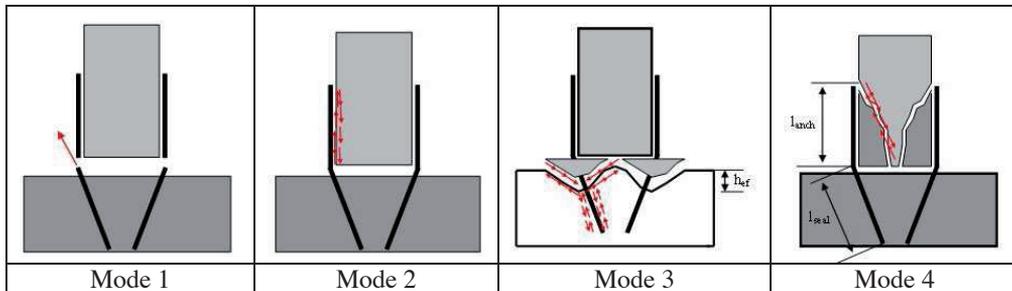


Figure 51 : Modes de rupture conventionnels d’un système d’ancrage

On retrouve les modes de rupture habituels dans le béton :

- glissement de l’armature le long du forage (mode 3)
- arrachement du cône de béton d’ancrage armé ou non armé (mode 3)
- rupture par cisaillement du coin (mode 4)

mais également les modes de rupture spécifiques des procédés composites :

- rupture de l’armature composite (mode 1)
- délaminage-arrachement du composite en traction sur son support (mode 2)
- délaminage-décollement du composite en compression sur son support (mode 2)

Dans le cadre des renforcements parasismiques le transfert de l'effort du composite vers le support est fondamental, en particulier dans les nœuds d'assemblage entre éléments verticaux et horizontaux (ancrage de renforts verticaux dans une semelle, transfert d'efforts au travers d'un nœud, Figure 52...). Il convient donc de caractériser la capacité de résistance vis-à-vis de ces modes de rupture pour l'augmenter si nécessaire.

On pourra si nécessaire :

- pour le mode 2 : améliorer l'adhérence à l'aide de goujons, mèches, connecteurs ou serrage par barres, confinement,...
- pour le mode 3 : augmenter la longueur de scellement ou système mécanique d'ancrage.
- pour le mode 3 : renforcer par coutures d'armatures passant au travers du cône
- pour le mode 4 : identique au mode 3.

La littérature propose plusieurs méthodes de caractérisation des efforts de ruine pour chacun des quatre modes. Le paragraphe suivant présente certaines d'entre elles.

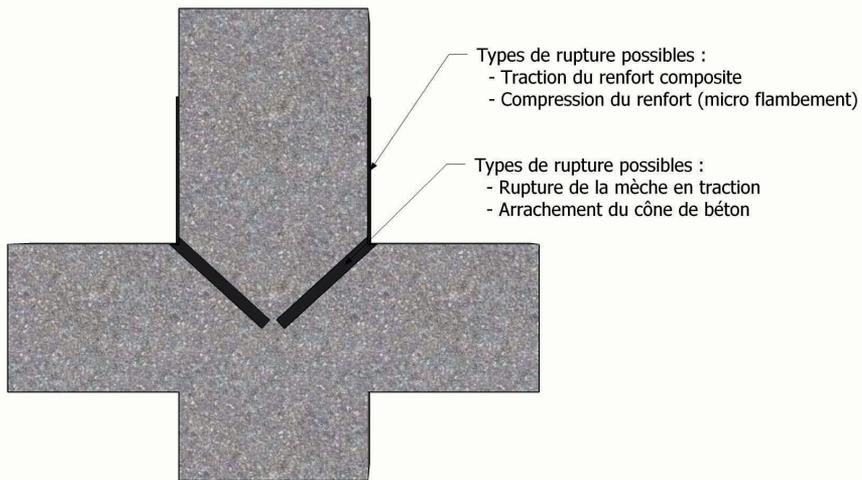


Figure 52 : Modes de rupture d'un ancrage courant

5.4.3 Essais de caractérisation

Dans tous les cas de figure, la valeur résistante de l'ancrage devra être justifiée par des essais en laboratoire permettant de définir les niveaux de sécurité du type d'ancrage choisi.

L'ensemble de ces essais peut s'effectuer également en appliquant des cycles de chargement pour prendre en considération l'alternance des efforts appliqués.

5.4.3.1 Mode de ruine 1

Afin de caractériser l'ancrage de la mèche en traction (mode 1), un essai de type Pull-out peut être mis en place (Figure 53). Après le perçage dans un bloc de béton armé, une mèche de composite encollée est insérée dans la réservation. Après durcissement de la résine de scellement, le bloc en béton est placé sous une presse de traction et l'extrémité de la mèche composite est placée dans un mors de traction. A noter que le diamètre et la profondeur de perçage sont définis par rapport à la dimension transversale de la mèche testée.

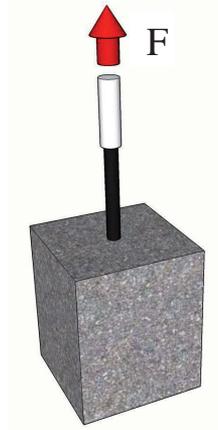


Figure 53 : Schématisation d'un test pull-out sur une mèche d'ancrage

5.4.3.2 Mode de ruine 2

Dans le cas d'une rupture de l'adhésion de la mèche et de la surface collée en mode 2 (soit une rupture par cisaillement), plusieurs essais de la littérature permettent de définir l'effort ultime de cisaillement. Il apparaît que plusieurs types de rupture en cisaillement sont possibles. La rupture peut-être de type « cohésive » est interviens dans un matériau. Elle peut alors être localisée soit dans le joint de colle, soit dans le béton dans la zone d'enrobage (peeling-off). La rupture peut aussi être de type adhésive et se produire à l'interface avec l'un des substrats (béton ou composite). Les essais à simple ou double recouvrement permettent de caractériser précisément le comportement en cisaillement du joint entre le béton et le composite. Ces deux tests sont expliqués dans l'ouvrage « Réparation et renforcement des structures en béton au moyen des matériaux composites » de l'AFGC [10]. Afin d'augmenter la résistance en cisaillement des joints collés, une solution consiste à mettre en place des butées mécaniques (type mèches d'ancrages) réalisées en composite. Des campagnes d'essais sur des blocs « double recouvrement » ont montré qu'il est possible de mobiliser l'intégralité du renfort composite lors de l'essai. La mise en place des ancrages se traduit alors par une rupture en traction du composite (mode 1) (Figure 54).

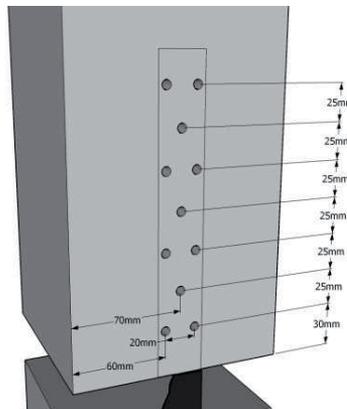


Figure 54 : Schématisation d'implantation de micromèches transversales limitant le cisaillement

5.4.3.3 Mode de ruine 3

La rupture du cône de béton (mode 3) intervient lorsque la résistance de la mèche composite est plus importante que la résistance en cisaillement sur la surface du cône de béton. Cette rupture peut par exemple être étudiée à l'aide de l'essai Pull-out lorsque la qualité du béton n'est pas suffisante pour reprendre les efforts engendrés par un mèche profondément scellée.

5.4.3.4 Mode de ruine 4

La rupture du béton de la colonne (mode 4) survient généralement pour des bétons de faible résistance. Elle peut également apparaître lorsqu'un système d'ancrage (type micro-mèches, voir Figure 54) renforce joint collé qui scelle la bande de composite à la surface du béton, supprimant ainsi le risque de rupture par cisaillement de l'interface composite/béton.

5.4.3.5 Beam-test

L'ensemble des ruptures exposées ci-dessus peuvent également apparaître lors de sollicitations de flexion. Dans ce cas un essai de type « Beam-test » permet de caractériser la zone d'ancrage en flexion (Figure 55). Dans ce type d'essai la mèche est sollicitée en traction sous l'application d'une charge perpendiculaire au bloc d'ancrage béton. Ce type de sollicitation au niveau d'une liaison poteau-poutre peut correspondre à une force exercée horizontalement sur une tête de poteau par exemple. Dans cet essai, tous les types de rupture présentés dans ce paragraphe peuvent apparaître. Les mêmes solutions techniques d'amélioration de l'ancrage s'appliquent également.

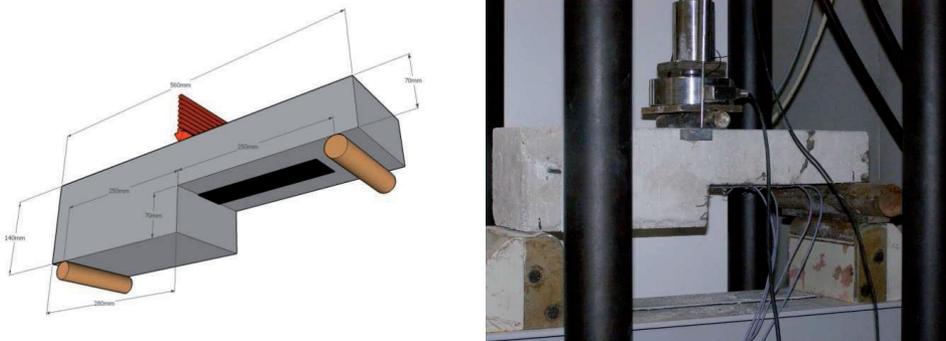


Figure 55 : Schématisation d'un test « Beam-test »

Dans le cadre de l'essai type « Beam-test » (Figure 56), la performance des mèches est évaluée à partir du moment ultime et du mode de rupture des éprouvettes.

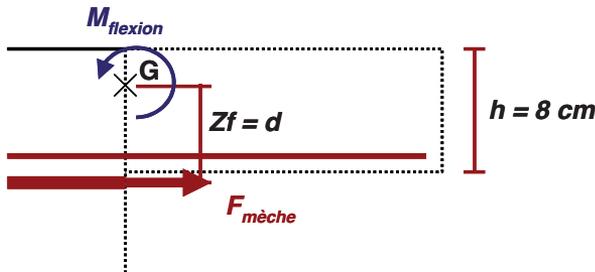


Figure 56 : Coupe longitudinale de principe d'une éprouvette

La force reprise par une mèche est calculée par méthode inverse à partir du moment ultime. La variation de moment entre les corps d'épreuves renforcés de référence et les corps d'épreuves avec mèches d'ancrages permet de calculer le gain de moment lié au renforcement par mèche (ΔM). En déterminant la position de la mèche par rapport à l'axe neutre (z_f), la force reprise par la mèche ($F_{mèche}$) est calculée pour chaque essai :

$$F_{mèche} = \frac{\Delta M}{z_f} \quad (79)$$

5.4.3.6 Essai de traction

L'essai de traction visant à caractériser l'adhésion d'un renfort par PRF sur son substrat consiste à éloigner deux blocs l'un de l'autre (à une vitesse de 0,1mm/min), jusqu'à atteindre la rupture du PRF dans la zone de test (Figure 57). La rupture observée correspond, dans la majorité des cas, à une rupture cohésive dans le béton. Néanmoins les essais ont montré que les systèmes mécaniques de fixation peuvent conduire à des ruptures prématurées de l'ancrage consécutif à une concentration de contrainte localisée au droit de la liaison mécanique [70-73].

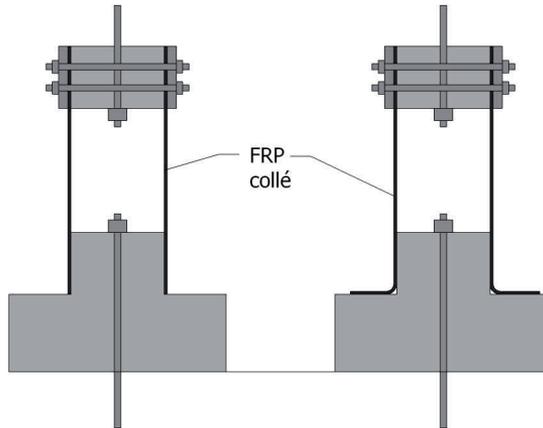


Figure 57 : Essai de caractérisation de l'adhésion d'un renfort par PRF par traction [69]

5.4.3.7 Essais de caractérisation sous chargement cyclique alterné

Différents auteurs proposent de caractériser les systèmes d'ancrages [75-81] par le biais d'essais de flexion cyclique sur des poteaux ancrés dans une semelle de fondation. La géométrie et le chargement du dispositif d'essai sont décrits sur les Figure 58 et 59. Cet essai permet non seulement de qualifier l'ancrage en cas de chargement alterné (compression/traction) mais aussi de préciser le niveau de ductilité qu'offre le système de connexion testé.

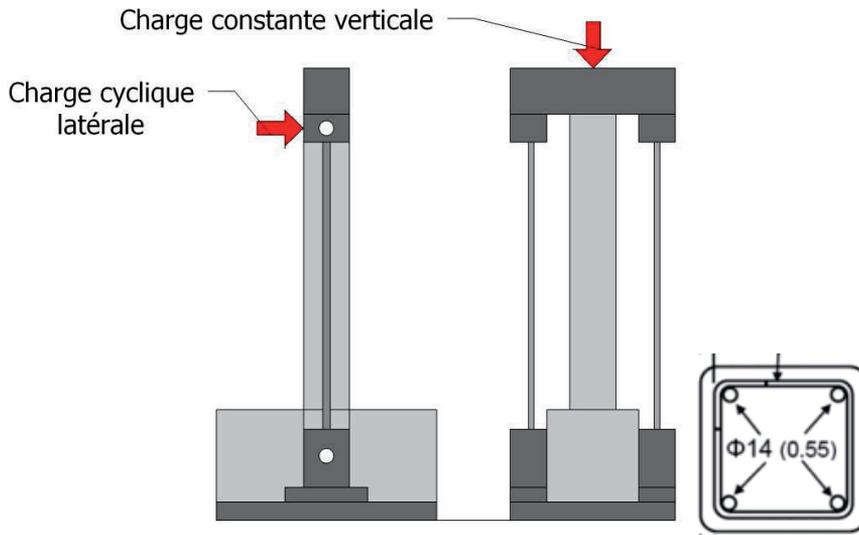


Figure 58 : Description de l'essai

Pour l'exemple donné, les colonnes sont fixées dans une semelle de fondation de section $1,2 \times 0,5 \text{ m}^2$ et d'épaisseur $0,5 \text{ m}$. Des barres longitudinales assurent le parfait ancrage avec la dalle d'essai. La section du poteau est de $250 \times 250 \text{ mm}^2$. Entre la semelle et la colonne, 4 HA 14 assurent le renforcement longitudinal, fournissant ainsi un pourcentage volumique de 1 % d'acier dans le sens longitudinal. Le poteau est renforcé au cisaillement par des cadres de 8 mm disposés tous les 200 mm. Le béton utilisé est un C30/37, les aciers sont de type S500B.

Le système d'ancrage destiné à être testé doit être placé suivant les recommandations du fournisseur. Le système doit comprendre éventuellement le confinement si le procédé l'impose.

Les colonnes sont soumises à chargement latéral cyclique qui consiste en des cycles de déplacement successifs dont l'amplitude augmente progressivement dans chaque direction. La vitesse de chargement est comprise entre $0,22$ à $1,1 \text{ mm/s}$. Le taux le plus important correspondant à un déplacement d'amplitude plus élevée réalisé en fin d'essai. Dans le même temps, une charge axiale constante, correspondant à 25% de la résistance à la compression calculée du poteau, est appliquée sur les colonnes. Les déplacements et déformations axiales sont suivis à l'aide de six capteurs de déplacement (trois de chaque côté, perpendiculaires à la direction de chargement) à des hauteurs respectives de 130, 260 et 450 mm.

Un minimum d'un essai par système d'ancrage est nécessaire. Cet essai doit être couplé à un essai de référence sans dispositif d'ancrage. Les résultats sont exploités sous forme de courbes charge-déplacement. La résistance maximale de l'ancrage sous chargement réversible et la ductilité correspondante peuvent ainsi être quantifiées.

Le CSTB dans le cadre de la certification de procédés de fixation particuliers, propose un protocole pouvant être appliqué aux cas des renforts par matériaux composites. Des essais de traction et de flexion/cisaillement sont menés à la fois en sollicitation statique et cyclique. Pour les essais de traction, après avoir déterminé la charge de ruine sous sollicitation statique ($N_{u,stat}$), le chargement cyclique suit le protocole de 75 cycles décrit sur la Figure 59.

N_{max}	N/	Nombre de cycles
0,2		25
0,3		15
0,4		5
0,5		5
0,6		5
0,7		5
0,8		5
0,9		5
1		5
Total :		75

Avec $N_{max} = 0,75 \times N_{u,stat}$

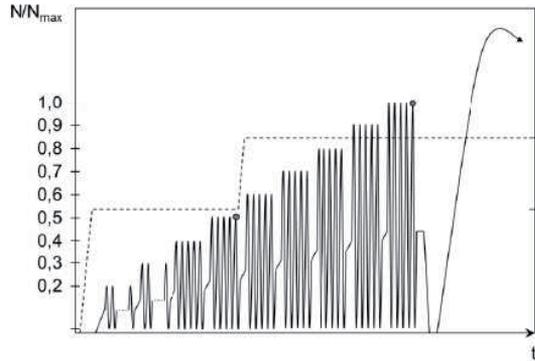


Figure 59 : Description du protocole de chargement de l'essai de traction cyclique [82]

Dans le cas du cisaillement, après avoir déterminé la charge de ruine sous sollicitation statique ($V_{u,stat}$), le chargement cyclique alterné présenté suit le protocole de 75 cycles décrit sur la Figure 60.

V/V_{max}	Nombre de cycles	
0,2	25	
0,3	15	
0,4	5	
0,5	5	
0,6	5	
0,7	5	
0,8	5	
0,9	5	
1	5	
Total :		75

Avec $V_{max} = 0,85 \times V_{u,stat}$

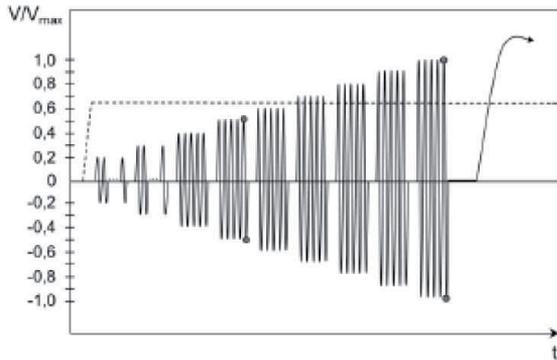


Figure 60 : Description du protocole de chargement de l'essai de cisaillement cyclique [82]

Dans les deux cas (essai de traction et essai de cisaillement) après avoir terminé les essais cycliques, les corps d'épreuve sont menés à rupture.

5.4.4 Propositions de calcul

La littérature propose différentes formules de calcul de la résistance d'un ancrage (f_{anc}) suivant le mode de ruine envisagé. Pour ces calculs, les différents coefficients ELU pourront être appliqués à la résistance des composites.

Pour qu'un ancrage soit efficace, la valeur de sa résistance doit permettre de reprendre la sollicitation qui lui est appliquée. La valeur résistante de l'ancrage dans son contexte correspond à la valeur la plus faible des différentes valeurs de résistance de l'ancrage calculées vis-à-vis de chacun des modes de rupture. Soit

$$f_{anc} = \min(f_{anc,1} ; f_{anc,2} ; f_{anc,3} ; f_{anc,4}) \quad (80)$$

Où $f_{anc,i}$ correspond à la résistance de l'ancrage calculée en envisageant une rupture en mode i.

☞ Mode 1 : suivant Agrément Technique et les recommandations de l'AFGC [10]

$$f_{anc,1} = f_{CFRP(ou\ acier),k} \times A_f \quad (81)$$

☞ Mode 2a : suivant Agrément Technique et Recommandations AFGC [10]

☞ Mode 2b : suivant Agrément Technique et Recommandations AFGC [10]

$$f_{anc,2} = S \times \tau_{adh} \quad (82)$$

Avec : S = surface de collage évaluée comme suit :

$S = l_{mec} \times l_{anc}$ pour les mèches en CFRP

l_{mec} = largeur de la mèche,

l_{anc} = longueur d'ancrage sur la colonne,

τ_{adh} = contrainte de cisaillement maximale.

Attention : le mode 2b est particulièrement important dans le cas des sollicitations sismiques où l'alternance des efforts amène une succession de tractions/compressions. Aucun renforcement parasismique ne pourra être proposé en l'absence de confinement efficace de la zone d'ancrage. En particulier le projeteur prendra soin de ne pas laisser de longueur libre de flambement susceptible de réduire fortement l'efficacité du composite (voir aussi §8.5.6).

☞ Mode 3a : suivant Agrément Technique et Recommandations AFGC et EC2 §8.4.3

☞ Mode 3b : L'effort à la rupture suivant le mode 3b coïncide avec la résistance en cisaillement du béton (Figure 61). La surface résistante correspond à l'aire du cône biais augmentée de celle du cylindre formé par la mèche.

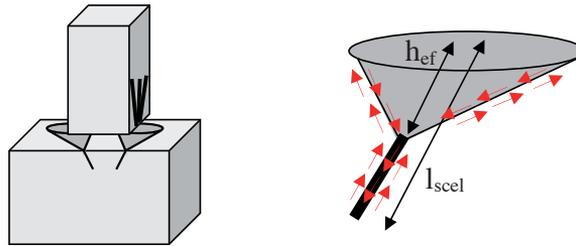


Figure 61 : Cône de rupture du mode 3b

$$f_{anc,3} = \left[\pi \cdot d \cdot (l_{scel} - h_{ef}) + \frac{\pi}{2} \cdot h_{ef}^2 \cdot \frac{\sin(90 - \alpha) \cdot \sin(90 + \alpha)}{\sin(\alpha) \cdot \sin(45 + \alpha)} + \left(h_{ef} \cdot \frac{\sin(90 - \alpha)}{\sin(45 + \alpha)} \right)^2 \cdot \sin(\alpha) \cdot \cos(\alpha) \right] \cdot \tau_{c,k} \quad (83)$$

Avec : d : diamètre de perçage,

l_{scel} : longueur de scellement,

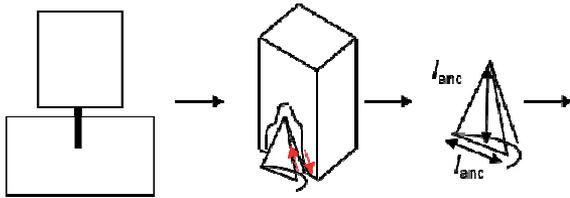
h_{ef} : profondeur du cône de rupture (en général $h_{ef} = 50$ mm),

α : angle de perçage

$\tau_{c,k}$: contrainte de cisaillement du béton ($\tau_{c,k} = 2,4$ MPa - selon l'Eurocode 2 pour un béton C30/35).

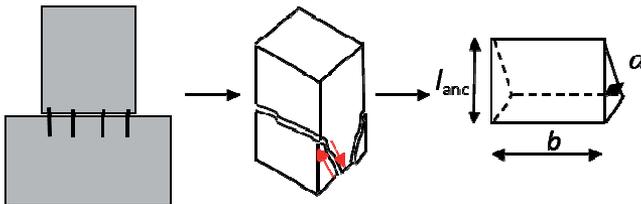
☞ **Mode 4** : Ce mode de rupture correspond à un dépassement de la capacité de la colonne (Figure 62). Selon la configuration du renfort (nombre de mèches) et la largeur de la colonne, deux schémas de rupture sont possibles.

Cas 1 : Mèche isolée ou espacement $> l_{anc}$



$$f_{anc,d} = \frac{\pi \cdot l_{anc}^2}{4} \cdot \sqrt{1,25} \cdot \tau_{c,k}$$

Cas 2 : Mèches réparties ou espacement $< l_{anc}$



$$f_{anc,d} = \frac{l_{anc}}{\cos \alpha} \cdot b \cdot \tau_{c,k}$$

Avec : β = angle de rupture de la colonne ($\alpha = 25^\circ$)

Figure 62 : exemple de mode de rupture

Les aciers traversant le cône d'arrachement pourront être pris en compte comme couture du plan de rupture.

5.4.5 Dispositions constructives

Comme dans le cas des scellements chimiques, il est souhaitable de prendre en compte des dispositions constructives vis-à-vis de l'implantation et de l'espacement des ancrages [73]. A défaut d'essais spécifiques il est proposé de garder les valeurs issues des recommandations sur les chevilles chimiques (Figure 63).

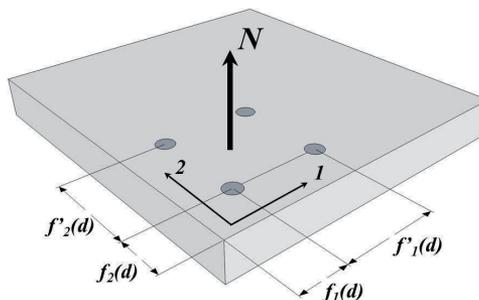


Figure 63 : exemple de disposition constructive de scellements

6 Conclusions

Les Polymères Renforcés de Fibres (PRF) sont utilisés dans le domaine du renforcement des structures en béton armé depuis les années 1990 pour pallier les insuffisances à la flexion, au cisaillement et à la compression de ces constructions. Leur efficacité ayant été largement démontrée, ces matériaux font l'objet de multiples réglementations à l'échelle internationale et se trouvent dorénavant abondamment utilisés en France aujourd'hui.

Du fait de l'évolution des règlements qui visent à atteindre une performance sismique acceptable et à s'assurer que la structure conçue soit en mesure de résister à des tremblements de terre mineurs sans dommages, de résister à des tremblements de terre modérés avec quelques dégâts non structurels, et de résister à des séismes majeurs sans effondrement, il est nécessaire de développer des stratégies de renforcement des structures existantes. Parmi celles-ci, l'intervention locale dans la structure permet de traiter la défaillance d'un type de composant dont la rupture est probable et qui engendrerait des conséquences au niveau global. Il est aussi possible d'intervenir globalement sur la structure, mais cela engagera des travaux lourds qui devront être validés techniquement et économiquement.

Les PRF offrent la possibilité d'améliorer globalement la résistance des composants de structures mais aussi de modifier leur ductilité de façon non négligeable. L'Eurocode 8 partie 3 a explicité plusieurs méthodes de calcul de ces renforts en composite collé, essentiellement vis-à-vis du cisaillement. Ce document a effectué une synthèse de ces méthodes en proposant cependant des modifications et adaptations de plusieurs équations explicité en bleu dans le texte. L'objectif de ce document est d'apporter des éléments de connaissances relatifs à l'utilisation des PRF pour le renforcement parasismique de structures existantes. Il s'agit d'un guide qui s'inscrit comme un complément des guides existants concernant le génie parasismique.

Le document récence notamment des études de cas où les PRF ont été utilisés pour un renforcement sismique de poteaux/poutres de bâtiments et d'ouvrage d'art.

Le groupe de travail suite à cet effort de synthèse relève les spécificités des travaux effectués ainsi que les manques de connaissance relatifs au comportement de ces matériaux dans le cadre de leur utilisation pour un renforcement parasismique. Il en résulte que :

- Les études de cas répertoriées indiquent que les renforts composites sont utilisés principalement lors de travaux de renforcement parasismique vis-à-vis d'un déficit de confinement ou de capacité à l'effort tranchant.
- Tout projet de renforcement doit tenir compte de l'état de la structure et de la période de construction pour définir le mode de renforcement le plus approprié.
- Il apparaît un besoin de modélisation non-linéaire des systèmes renforcés de façon à mieux appréhender les interactions entre phénomènes locaux et globaux.
- Le comportement mécanique du composite sollicité dans le cas de la flexion composée pour des niveaux d'endommagement du support béton important est peu étudié ce qui explique que des propositions de méthodes de calcul ne sont formulées que pour le cas de la ductilité limitée.
- Dans le même esprit, une consolidation de la connaissance des comportements mécaniques des jonctions poteaux/poutres confinés du point de vue calcul et dimensionnement mais aussi de la modélisation semble indispensable pour intégrer des approches de types push-over.
- Au niveau des ancrages, la validation et la normalisation de procédure de caractérisation est indispensable.



AFGC

Renforcements parasismiques de structures en béton armé par matériaux composites

ANNEXES

ANNEXE 1 : REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Chapitre 1

- [1] Meier U., Stlocklin I., Terrasi G.P., Making Better Use of the Strength of Advanced Materials in Structural Engineering Proceedings of the international Conference on FRP Composites in Civil Engineering, 12-15 December-US 2001
- [2] Neale K.W., Labossière P., 'State-of-the-art report on retrofitting and strengthening by continuous fibre in Canada', in 'Non-Metallic Reinforcement for Concrete Structures', (Japan Concrete Institute,) 25-39, 1997
- [3] Hamelin P., Renforcement des ouvrages d'art par matériaux composites Technique de l'Ingénieur Vol papier n° : AM6, 2003
- [4] Ferrier E., Hamelin P. "Long time concrete composite interface characterization for reliability prediction of RC beam strengthened with FRP", Materials and Structures, Volume 35, P. 564-572, novembre 2002
- [5] Triantafillou, T.C., 1998, "Shear strengthening of reinforced concrete beams using epoxy-bonded FRP composites", ACI Structural Journal, March-April, pp. 107-115.
- [6] Clément J.-L. "Strengthening of RC elements using CFRP : The French studies and the main results" Second international conference on FRP Composites in Civil Engineering - CICE 2004, Adelaïde, Australia, 8-10 december 2004
- [7] ACI 440, 440.2R-02: Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures, 2002
- [8] ISIS Canada, Manual No. 4 Strengthening Reinforced Concrete Structures with Externally-Bonded Fibre Reinforced Polymers (FRPs), 2001
- [9] JCI Japan, Seismic retrofit design and construction guidelines for existing building using continuous fiber reinforced materials. 1999
- [10] AFGC, (2011) – Réparation et renforcement des structures en béton au moyen de matériaux composites - Recommandations provisoires, Février 2011.
- [11] Fib TG9.3 fib Task Group 9.3 FRP (Fibre Reinforced Polymer) Reinforcement for Concrete Structures Design and use of externally bonded fibre reinforced polymer reinforcement (FRP EBR) for reinforced concrete structures" by 'EBR' working party of fib TG 9.3, July 2001, 138 pp, ISBN 2-88394-054-1
- [12] La nouvelle réglementation parasismique applicable aux bâtiments, Ministère de l'Écologie, du Développement durable, des Transports et du Logement, janvier 2011
- [13] NF EN 1998-1 (2005-09-01) Eurocode 8 : calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 1 : règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments

- [14] NF EN 1998-2/A1 Septembre 2012, Eurocode 8 - Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 2 : ponts et NF EN 1998-2 Décembre 2006 Eurocode 8 - Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 2 : ponts
- [15] Guide de construction parasismique, Diagnostic et renforcement du bâti existant vis-à-vis du séisme, groupe de travail AFPS/CSTB, mars 2013, 73 pages
- [16] Guide technique du CSTB, Renforcement parasismique des bâtiments Guide méthodologique pour le renforcement préventif du bâti existant Evaluation de la résistance des bâtiments Présentation des méthodes de renforcement parasismique, Aout 2010, 278 pages
- [17] Guide Sétra, Diagnostic et renforcement sismiques des ponts existants, 2014
- [18] Cahier Technique N° 35, Evaluation de l'incidence de travaux sur la vulnérabilité au séisme d'un bâtiment existant, AFPS, Avril 2014
- [19] Ministère de l'Ecologie, du Développement durable et de l'Energie, 2012, Les séismes, Collection Prévention des risques naturels, Disponible sur <http://www.planseisme.fr>
Chapitre 2
- [20] Fardis M., 2009. Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings (based on EN-Eurocode8, Geotechnical, geological and earthquake engineering, Vol 8. 2009.
- [21] Davidovici V., Benedetti D., Strengthening and Repair of Structures in Seismic Area, Edited by AFPS, OUEST Edition (372 p)
- [22] Davidovici V., Corvez D., Capra A., Ghavamian S., Le Corvec V., Saintjean C., Pratique du calcul sismique, Guide d'application, Editeur(s) : Eyrolles, AFNOR, 2013
- [23] Xiao Y., Wu H., Martin G.R., (1999) – Prefabricated composite jacketing of RC columns for enhanced shear strength – Journal of Struc. Eng., ASCE Vol.125, No.3, March 1999.
- [24] Ma R., Xiao Y., Li K.N., (2000) – Full scale testing of a parking structure column retrofitted with carbon fiber reinforced composites – Construction and Building Mat. 14, 2000. pp 63-71.
- [25] Galal K., Arafa A., Ghobarah A., (2005) – Retrofit of RC square short columns – Engineering Structures 27 (2005), pp 801-813.
- [26] Colomb F., (2007) – Comportement mécanique sous sollicitations cycliques d'éléments de structure en béton armé renforcés par matériaux composites, application au renforcement parasismique – PhD Thesis, Université Claude Bernard – Lyon 1.
- [27] Vadoros K.G., Dritsos S.E., (2006) – Concrete jacket construction detail effectiveness when strengthening RC columns – Construction and building materials 22(2008)264-276.
- [28] Applied Technology Council 1996 Seismic Evaluation and Retrofit of concrete buildings, ATC-40, California, U.S.A.

- [29] Van Cao V., Ronagh H. R., Reducing the seismic damage of reinforced concrete frames using FRP confinement, *Composite Structures*, Volume 118, December 2014, Pages 403-415
- [30] Thanasis C. Triantafillou T.C., Upgrading Concrete Structures Using Advanced Polymer Composites, *Advanced Polymer Composites for Structural Applications in Construction*, 2004, Pages 89-100
- [31] Tastani S.P., Pantazopoulou S.J., Detailing procedures for seismic rehabilitation of reinforced concrete members with fiber reinforced polymers, *Engineering Structures*, Volume 30, Issue 2, February 2008, Pages 450-461
- [32] Luyckx J., (1999) – Composites à fibres de carbone dans le génie civil – Techniques de l'Ingénieur, traité Plastiques et Composites, AM 5 620.
- [33] Freyssinet International, (1997) – Réparation et renforcement d'ouvrages d'art par collage de tissus de fibres de carbone TFC – Ouvrages d'art n°28, novembre 1997, p.9-13.
- [34] Quiertant M., (2010) – Renforcement des ouvrages d'art en béton par la technique du collage de matériaux composites - Matériaux organiques spécifiques pour la construction, sous la direction de Y. Mouton, Editions Lavoisier, 368 p.
- [35] Hamelin P., (2002) – Renforcement des ouvrages d'art par matériaux composites – Techniques de l'Ingénieur, traité Plastiques et Composites, AM 5 615
- [36] Pinho, R., Antoniou, S., Pietra D. 2006 A Displacement-Based Adaptive Pushover for seismic assessment of steel and reinforced concrete buildings,, Conference in Earthquake Engineering, San Francisco, U.S.A.
- [37] Priestley M.J.N., Seible F., Design of seismic retrofit measures for concrete and masonry structures, *Construction and Building Materials*, Volume 9, Issue 6, December 1995, Pages 365-377
- [38] Iacobucci R.D., Sheikh S.A., Bayrak O., (2003) – Retrofit of square concrete columns with carbon fiber-reinforced polymer for seismic resistance – *ACI Structural Journal* 100-S81.
- [39] Le Nguyen K., Brun M., Limam A., Ferrier E., Michel L., Pushover experiment and numerical analyses on CFRP-retrofit concrete shear walls with different aspect ratios, *Composite Structures*, Volume 113, July 2014, Pages 403-418
- [40] Qazi S., Michel L., Ferrier E. Mechanical Behaviour of Slender RC Walls Under Seismic Loading Strengthened With Externally Bonded CFRP *European Journal of Environmental and Civil Engineering* Volume 17, Issue 6, June 2013, Pages 496-506
- [41] Pantelides C.P., Gergely J., Reaveley L.D., Volny V.A., (2000) – Seismic strengthening of reinforced concrete bridge pier with FRP composites – 12th World Conference on earthquake Engineering, Auckland, New Zealand.
- [42] Harries K. A., Kharel G., Experimental investigation of the behavior of variably confined concrete, *Cement and Concrete Research*, Volume 33, Issue 6, June 2003, Pages 873-880

[43] Colomb F., Tobbi H., Ferrier E., Hamelin P., Seismic retrofit of reinforced concrete short columns by CFRP materials, *Composite Structures*, Volume 82, Issue 4, February 2008, Pages 475-487

[44] Bakis C.E., (2009) – Life cycle analysis issues in the use of FRP composites in civil infrastructure - Proceedings of US-Japan Workshop on Life Cycle Assessment of Sustainable Infrastructure Materials, Sapporo, Japan, October 21-22, 2009.

[45] Niroomandi A., Maheri A., Mahmoud R. Maheri, Mahini S.S., Seismic performance of ordinary RC frames retrofitted at joints by FRP sheets, *Engineering Structures*, Volume 32, Issue 8, August 2010, Pages 2326-2336

Chapitre 3

[46] Li Z., Hatzigeorgiou G.D., Seismic damage analysis of RC structures using fiber beam-column elements, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volume 32, Issue 1, January 2012, Pages 103-110

[47] Chopra, A.K. 1980, 2006. *Dynamics of structures*, Prentice-Hall, (1st and 3rd edition). 1980, 2006.

[48] Chopra A.K., Goel R.K., 2001. A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for buildings: Theory and preliminary evaluation, PEER Report, Pacific Earthquake Engineering Research Center. 2001.

[49] Antoniou S., Pinho R., 2004. Advantages and limitations of adaptive and non-adaptive force-based pushover procedures, *Journal of earthquake engineering*, vol 8, n°4, p 497-522. 2004.

[50] Kalkan E., Kunnath S.K., 2006. Adaptive modal combination procedure for nonlinear static analysis of building structures, *Journal of structural engineering* © ASCE, n°1721. 2006.

[51] Kappos A.J., Panagopoulos G., Penelis G.G., Development of a seismic damage and loss scenario for contemporary and historical buildings in Thessaloniki, Greece, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volume 28, Issues 10–11, October–November 2008, Pages 836-850

[52] Rousseau J., Frangin E., Marin P., Daudeville L., 2009. Multidomain finite and discrete elements method for impact analysis of a concrete structure, *Engineering Structures*, Vol 31, Issue 11, p 2735-2743. 2009.

[53] Pinho R., Antoniou S., Pietra D., 2006 A Displacement-Based Adaptive Pushover for Conference in Earthquake Engineering, San Francisco, U.S.A.

[54] Chopra A.K., Goel R.K., A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings, *Earthquake Engng Struct. Dyn.* 33:903–927 (DOI: 10.1002/eqe.380). 2004.

[55] Fajfar P., Gaspersic P., 1996. The N2 method for the seismic damage analysis of RC building, *Earthquake engineering and structural dynamics*, Vol 25, p 31-46. 1996.

- [56] Fajfar P., Marusic D., Perus I., 2005. Torsional effects in the pushover-based seismic analysis of buildings, *Journal of earthquake engineering*, vol 9, n°6, p 831-854. 2005.
- [57] Fardis M.N., Chen E.S., 1986. A cyclic multiaxial model for concrete, *Computational Mechanics*, Vol 1, n° 4, p 301-315, DOI 10.1007/BF00273706. 1986.
- [58] Mwarfy A.M., et Elnashai A.S., 2000. Static pushover versus dynamic collapse analysis of RC buildings, *Departement of civil and environmental engineering, Imperial college, London*. 2000.
- [59] Takeda T., Sozen M.A., Neilsen N.N., 1970. Reinforced concrete response to simulated earthquakes, *Journal of the Structural Division*, Vol 96, n° 12, p 2557-2573. 1970.
- [60] Ile N., Reynouard J.M., 2007. Etude sur le fonctionnement sismique de structures à murs à cellules contreventées, *Rapport Final, Structure fédérative RNVO*. 2007.
- [61] Juster-Lermitte S., Crambuer R., Ragueneau F., (2010). Numerical and experimental analysis of a reinforced concrete shear wall subjected to strong 3d motions. In 14th European Conference of Earthquake Engineering, num 367, Ohrid, Macedonia
- Chapitre 4
- [62] Japan building disaster prevention association (JPDPA), 1999, seismic retrofitting design and construction construction guidelines for seismic retrofitting of building with FRP, 1999, 350 pages en japonais, traduction partielle de Fukuyama
- [63] CNR, (2004) – Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening existing structures, Number DT-200/2004, National Research Council, Rome.
- [64] NF EN 1998-3 Décembre 2005 Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 3 : évaluation et renforcement des bâtiments -
- [65] Sadone R., (2011) - Comportement de poteaux en béton armé renforcés par matériaux composites, soumis à des sollicitations de type sismique, et analyse d'éléments de dimensionnement – Thèse de doctorat de l'Université Paris Est, 305p.
- [66] Bisfkinis D.E., Fardis M.N., (2008) – Cyclic deformation capacity, resistance and effective stiffness of RC members with or without retrofitting – The 14th World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17, 2008, Beijing, China.
- [67] Triantafillou T.C., “Seismic Evaluation and Rehabilitation of Structures”: Ch. 12 – Bond Strength of Lap Splices in FRP and TRM Confined Concrete: Behaviour and Design (16 p.), Springer, 2013, Edited by A. Ilki and M. N. Fardis
- [68] Hiratai K., Ishikawa T., 2004. Probabilistic evaluation of desirable target seismic level derived from requirements of users, 13th World Conference on Earthquake Engineering-Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, 2004- Paper No. 219.

Chapitre 5

[69] Ceroni F., Pecce M., Matthys S., Taerwe L., (2008) – Debonding strength and anchorage devices for reinforced concrete elements strengthened with FRP sheets – Composites Part B 39 (2008), pp.429-441.

[70] Freyssinet, Avis Technique (n°3/04-424) du procédé de renforcement TFC®.

[71] Cook R. A.; Kunz J.; Fuchs W., Konz R., Behavior and Design of Single Adhesive Anchors under Tensile Load in Uncracked Concrete. ACI Structural Journal, V. 95, No. 1, Jan.-Feb. 1998, pp. 9-26.

[72] Cook R. A., Bishop M. C., Hagedoorn H. S., Sikes D. E., Richardson D. S., Adams T. L., DeZee C. T., Adhesive-Bonded Anchors: Bond Properties and Effects of In-Service and Installation Conditions. Structures and Materials Research, Report No. 94-2, Engineering and Industrial Experiment Station, University of Florida, Gainesville, Fla., Dec.1994, 388 pp.

[73] Cook R. A., Klingner R. E., Ductile Multiple-Anchor Steel-to-Concrete Connections, Journal of Structural Engineering, Vol. 118, No. 6, June, 1992, pp. 1645-1665.

[74] Cook R. A., Behavior of Chemically Bonded Anchors, Journal of Structural Engineering, Vol. 119, No. 9, September, 1993, pp. 2744-2762.

[75] Galal K., Mofidi A., (2009) – Strengthening RC beams in flexure using new hybrid FRP sheet/ductile anchor system – Journal of Composites for Construction, ASCE, May/June 2009, pp.217-225.

[76] Özdemir G., 2005 - Mechanical properties of CFRP anchorages, Thesis submitted to the Graduate School of Natural and Applied Sciences of middle east technical University (Turquie).

[77] Huang X., Chen G., (2005) – Bonding and anchoring characterization between FRP sheets, concrete, and viscoelastic layers under static and dynamic loading – Proceedings of the International Symposium on Bond Behaviour of FRP in Structures (BBFS 2005), Chen and Teng (eds), © 2005 International Institute for FRP in Construction, pp.489-494.

[78] Nagy-Gyorgy T., Mosoarca M., Stoian V., Gergely J., Dan D., (2005) – Retrofit of reinforced concrete shear walls with CFRP composites – Proceedings of fib Symposium “Keep concrete Attractive”, Budapest, Hungary, 23-25 May 2005, pp.897-902.

[79] Vrettos I., Kefala E., Triantafillou T.C. (2013) – Innovative Flexural Strengthening of Reinforced Concrete Columns Using Carbon-Fiber Anchors – ACI Structural Journal no. 110-S07

[80] Pampanin S., Bolognini D., Pavese A., 2007. Performance-Based Seismic Retrofit Strategy for Existing Reinforced Concrete Frame Systems Using Fiber-Reinforced Polymer Composites, Journal of Composites for Construction, Vol.11, No. 2

[81] Vrettos I., Kefala E., Triantafillou T.C. 2013. Innovative Flexural Strengthening of Reinforced Concrete Columns Using Carbon-Fiber Anchors, ACI Structural Journal, No 110-S07

[82] CSTB, Guide d'agrément technique Européen, chevilles de fixation, cahier 3617, mai 2009.

ANNEXE 2 : ETUDE DE CAS

Crolles - Bâtiment B2 ST - France

2006 – Renforcement à la flexion et au cisaillement par collage de stratifié PRFC + mèches d'ancrage + mèches de couture

Description du contexte du projet

Le bâtiment renforcé comportant 4 niveaux est un ouvrage d'accès à d'autres structures de l'usine. Le maître d'ouvrage réalise une liaison entre les salles blanches de 2 bâtiments distants d'une trentaine de mètres qui transite par le bâtiment à renforcer.

Ceci induit l'ouverture de 3 linteaux de dimensions 6,15m de large par 6,5m de haut.

La situation de l'ouvrage en zone sismique et la modification de la répartition des charges dans les voiles et les dalles imposaient la mise en œuvre d'armatures supplémentaires.



Figure 1 : Photo de l'ouvrage

Description du renforcement



Figure 2 : Photo du renforcement

Freyssinet est intervenu en qualité de sous-traitant dans le renforcement de la structure. Les travaux de renforcement qui devaient initialement s'effectuer à l'aide de plats-collés métalliques, ont été réalisés par mise en œuvre d'un réseau de tissu stratifié PRFC de largeurs 40, 75, 150, 200 et 300mm pour le renforcement au séisme et des linteaux.

Afin d'assurer la continuité de certaines bandes sur toute la hauteur ou largeur du bâtiment, des traversées de dalles et de voiles ont été réalisées avec des mèches de coutures.

Enfin, des mèches d'ancrages ont également été posées. Il est à noter que le renforcement des linteaux a été réalisé selon un phasage stricte, en coordination avec le scieur chargé des ouvertures dans les voiles en béton armé.

Nom du procédé utilisé : Composite Foreva TFC + mèches Foreva WFC100 + coutures Foreva WFC200

Type d'éléments renforcés : Poteaux Voiles, murs Poutres Dalles Nœuds

Type de fibre : Verre Carbone Autres :

Mode d'application : Lamelles Tissus stratifiés au contact

Cimenterie d'Iligan - Philippines, Ile de Mindanao

2011-2012 – Renforcement au cisaillement et à la flexion par tissu stratifié et lamelle PRFC + mèches d'ancrage + mèches de couture

Description du contexte du projet

La tour préchauffeur de la cimenterie d'Iligan dans l'île de Mindanao est une structure poteau poutre en béton armé d'une hauteur de 60m. Elle a été construite il y a environ 40 ans. Un audit de la tour a révélé des dégradations importantes ainsi que la nécessité de renforcer la structure afin qu'elle résiste aux charges sous séisme.



Figure 1 : Photo de l'ouvrage

Description du renforcement



Figure 2 : Photo du renforcement

Freyssinet a réalisé les travaux en tant qu'entreprise principale comprenant :

- Les installations de chantier
- La pose des échafaudages
- Le renforcement au séisme par application de bandes de tissu stratifié PRFC¹ et de lamelle en PRFC² et béton projeté
- La rénovation des structures dégradées par purge du béton endommagé et reconstitution de l'enrobage par béton projeté.
- Application d'une couche de coating de l'entreprise afin de protéger la structure de futures agressions.

Nom du procédé utilisé : ¹Composites Foreva TFC (tissus) et ²Foreva LFC (lamelles)

Type d'éléments renforcés : Poteaux Voiles, murs Poutres Dalles Nœuds

Type de fibre : Verre Carbone Autres

Mode d'application : Lamelles Tissus stratifiés au contact

Katong Mall - Singapore

2010-2011 – Renforcement par confinement de poteau par collage de tissus stratifié PRFC+ mèches d’ancrage + mèches de couture

Description du contexte du projet

Le nouveau propriétaire de ce centre commercial construit il y a 20 ans a souhaité mener un lifting du bâtiment tout en conservant son aspect historique.

Le Centre fût finalement renommé 112 Katong avant son ouverture au public fin 2011.

Afin de répondre aux contraintes de la nouvelle architecture, certaines des anciennes poutres et dalles ont été démolies et de nouvelles mises en œuvre.

Des poteaux ont été renforcés en raison des étages supplémentaires et des charges.



Figure 1 : Photo de l’ouvrage

Description du renforcement



Figure 2 : Photo du renforcement



Freyssinet a réalisé pendant 3 ans ces travaux de réparation et de renforcement.

Les travaux concernaient le renforcement de poteaux par la solution de collage de tissus stratifié PRFC, le verrouillage de câbles pour la démolition partielle de poutres précontraintes, et la mise en œuvre de précontrainte pour les nouvelles poutres.

Nom du procédé utilisé : Composite Foreva TFC + mèches Foreva WFC100

Type d’éléments renforcés : Poteaux Voiles, murs Poutres Dalles Nœuds

Type de fibre : Verre Carbone Autres:

Mode d’application : Lamelles Tissus stratifiés au contact

Usine pétrochimique - France

2010 – Renforcement à la flexion de pieds de poteaux par collage de tissus stratifié PRFC + mèches d'ancrage

Description du contexte du projet

L'usine comporte une unité vapocraqueur qui consiste au refroidissement rapide des gaz sortant des fours, permettant d'arrêter brutalement les réactions chimiques en cours. L'unité a été démarrée en 1972.

L'usine souhaite moderniser son processus et modifier ses installations, rapportant de nouvelles charges à la structure dite « boîte froide ». Cette structure en béton armé n'était pas dimensionnée pour supporter les charges ajoutées. De plus, cette structure comporte de nombreuses épaufrures et fissures qui doivent être traitées.



Figure 1 : Photo de l'ouvrage

Description du renforcement



Figure 2 : Photo du renforcement

En maintenant l'exploitation du site et en respectant les contraintes liées (ATEX niv.2, zone benzène, réseaux fixes...), Freyssinet est intervenu pour :

- Renforcer et réparer des pieds de poteaux par collage de PRFC¹ et mèches d'ancrage grande profondeur² jusqu'aux fondations, y compris démolition des dallages, terrassements, remblais et réfection des dallages.
- Réparer et renforcer des éléments structuraux (poutres et poteaux) par collage de PRFC¹, comprenant les accès par échafaudage.
- Réparer par ragréage aux mortiers hydrauliques des épaufrures de béton.

Nom du procédé utilisé : ¹Composites Foreva TFC® (tissus) + ²ancrages grande profondeur Foreva WFC300®

Type d'éléments renforcés : Poteaux Voiles, murs Poutres Dalles Nœuds

Type de fibre : Verre Carbone Autres:

Mode d'application : Lamelles Tissus stratifiés au contact

Tribunal – L’Aquila, Italie

2011 – Renforcement à la flexion et au cisaillement par collage de stratifié et lamelle PRFC.

Description du contexte du projet

Pendant le séisme de L’Aquila en Avril 2009, (Mw=6,3), le tribunal principal a été sévèrement endommagé. Le bâtiment est une structure à ossature de béton armé de 3 étages. Il a été construit sans prendre en compte les exigences de ductilité et de capacité de cette région sismique. Des réparations ont été réalisées, ainsi que de renforcements pour se conformer aux conditions sismiques et garantir le comportement de la structure dans le cas d’un nouvel événement.



Figure 1 : Photo de l’ouvrage

Description du renforcement



Figure 2 : Photo du renforcement

Après une étude approfondie, il a été décidé de démolir l’étage supérieur et d’installer des isolateurs de base au niveau du rez-de-chaussée à mi-hauteur des poteaux existants.



Des bandes de tissus stratifié PRFC¹ ont été appliquées comme système de réparation et de consolidation, fonctionnant en parallèle à l’absorption de l’énergie effectuée par les isolateurs de la base. Le système de tissus stratifié PRFC¹ a été utilisé pour le renforcement à l’effort tranchant des poutres. Les planchers sont renforcés en flexion par collage de lamelles de PRFC².

Noms des procédés utilisés : ¹Tyfo® SCH-41, Tyfo® SCH-11UP-N, ²Tyfo® UC-strip

Type d’éléments renforcés : Poteaux Voiles, murs Poutres Dalles Nœuds

Type de fibre : Verre Carbone Autres

Mode d’application : Lamelles Tissus stratifiés au contact

Quantités appliquées : 600m² de Tissu Tyfo® SCH et 600 ml de Lamelles Tyfo®UC

Bâtiment des Jeux Olympiques – Athènes, Grèce

2004 – Renforcement par confinement de poteaux par collage de tissus stratifié PRFV

Description du contexte du projet

Un bâtiment du vieil aéroport d’Athènes, construit au début des années 70, a été sélectionné pour être le centre de canoë-kayak des Jeux Olympiques d’Athènes en 2004. Conçu selon les anciennes règles de construction et exposé depuis à de difficiles conditions environnementales (exposé depuis aux embruns, à 500 m du littoral : fissuration très préjudiciable), l’ouvrage nécessitait un renforcement pour supporter les charges d’exploitation augmentées, et se conformer aux normes sismiques modernes.



Figure 1 : Photo de l’ouvrage

Description du renforcement



Figure 2 : Photo du renforcement

La conception de la solution de réhabilitation a requis un renforcement à l’effort tranchant des poutres et des poteaux ainsi que le confinement des poteaux et des zones critiques pour apporter la ductilité nécessaire au bâtiment.



Des bandes de tissu de verre, (en nombre de couches calculé pour se conformer aux exigences règlementaires) renforcent les poutres à l’effort tranchant et confinent les poteaux en continu. Le collage du composite (PRFV) sur tous les éléments est effectué sur site après imprégnation du tissu dans la résine au moyen d’un saturateur. Le projet a été achevé bien en dessous du délai, très serré.

Nom du procédé utilisé : Tyfo® SEH-51A

Type d’éléments renforcés : Poteaux Voiles, murs Poutres Dalles Nœuds

Type de fibre : Verre Carbone Autres

Mode d’application : Lamelles Tissus stratifiés au contact

Surface appliquée : 1000m² de Tissu Tyfo® SEH-51A

Piles de Pont – Californie, USA

2005 – Renforcement par confinement de piles de pont par collage de tissus stratifié PRFV

Description du contexte du projet

Les piles d'un des ponts de l'autoroute US 87, construit dans le début des années 90, ont été renforcées en 2005 après le décret de mise à jour des charges de trafic en 2004. Une évaluation de l'adéquation sismique a coïncidé avec les inspections périodiques et a révélé un besoin de renforcement des piles contre l'augmentation des charges sismiques de dimensionnement.



Figure 1 : Photo de l'ouvrage

Description du renforcement



Figure 2 : Photo du renforcement

La base des piles a été enveloppée avec plusieurs couches de PRFV (fibres de verre) pour un renforcement à l'effort tranchant. En même temps, le collage du composite protège le béton des risques de corrosion dus à leur exposition aux conditions de pollution atmosphérique (8 à 10 000 véh/j sous l'ouvrage).



En 2007 le séisme d'Alum Rock (Mw=5,6), le plus fort après celui de Loma Prieta en 1989, a frappé la région de Californie. Pourtant, aucun dommage apparent n'a été identifié ni sur les piles ni sur le tablier du pont.

Nom du procédé utilisé : Tyfo® SEH-51A

Type d'éléments renforcés : Poteaux Voiles, murs Poutres Dalles Nœuds

Type de fibre : Verre Carbone Autres

Mode d'application : Lamelles Tissus stratifiés au contact

Surface appliquée : 500 m² de Tissu Tyfo® SEH-51A

Piles du Pont Lautaro – Chili

2010 – Renforcement par confinement de piles de pont par collage de tissu stratifié PRFC

Description du contexte du projet

Le pont Lautaro, un passage important pour la principale autoroute au Chili, a été sévèrement endommagé pendant le séisme de 2010 (Mw=8,8). Les désordres ont aussi révélé des erreurs de constructions importantes. Par exemple, les étriers ont été insérés à l'intérieur des aciers longitudinaux, permettant leur flambement. La réparation et le renforcement urgent des piles étaient nécessaires pour remettre l'autoroute en circulation.



Figure 1 : Photo de l'ouvrage

Description du renforcement



Figure 2 : Photos du renforcement

Les piles principales du pont ont été endommagées par des larges déplacements latéraux et longitudinaux importants du tablier, entraînant le développement de la plasticité du système portant. L'armature existante, le béton et l'enrobage endommagés ont été reconstitués.



Les piles sont dimensionnées comme des voiles longs. Des bandes de tissu en fibres de carbone horizontales ont été stratifiées autour des piles pour les renforcer à l'effort tranchant. Au préalable, des bandes verticales avaient été appliquées à chaque extrémité des piles, pour reprendre les moments alternatifs de flexion.

Nom du procédé utilisé : Tyfo® SCH-41

Type d'éléments renforcés : Poteaux Voiles, murs
 Poutres Dalles Nœuds

Type de fibre : Verre Carbone Autres

Mode d'application : Lamelles Tissus stratifiés au contact

Surface appliquée : 900m² du tissu Tyfo® SCH-41

Cheminée de la Centrale Electrique – Arkansas, USA

2010 – Renforcement à la flexion par collage de tissus stratifiés PRFC

Description du contexte du projet

La cheminée de 140m de la Centrale Electrique à Osceola nécessitait un renforcement en flexion à cause des efforts sismiques élevés recalculés pour la zone. En outre, l'évaluation a révélé une longueur de recouvrement d'armature insuffisante pour le chargement dynamique potentiel. De plus l'intensité des déficiences en flexion varie avec la hauteur. Différentes options ont été examinées pour la consolidation, mais la solution de renforcement par collage de tissus PRFC a été considérée comme la plus avantageuse économiquement.

Un autre avantage essentiel du renfort en composite pour une structure aussi haute est le fait qu'aucun poids n'est ajouté.



Figure 1 : Photo de l'ouvrage

Description du renforcement



Figure 2 : Photos du renforcement

L'insuffisance de la longueur de recouvrement des armatures est un problème récurrent pour les ouvrages existants sous-dimensionnés pour le chargement sismique. Traditionnellement, un confinement est ajouté. Pourtant dans une section annulaire ceci n'est pas applicable.



Donc, des bandes de tissu stratifié en fibres de carbone ont été collés au long des zones déficitaires sur les deux côtés (interne-externe) de la cheminée. Puisque les bandes elles-mêmes nécessitaient un recouvrement, leur bon ancrage était essentiel. Par conséquent des mèches d'ancrage PRFC ont été insérées en reliant les bandes des deux côtés en offrant ainsi un ancrage efficace.

Nom du procédé utilisé : ¹Tyfo® SCH-41, ²Tyfo® SCH-41-2X

Type d'éléments renforcés : Poteaux Voiles, murs Poutres Dalles Nœuds

Type de fibre : Verre Carbone Autres

Mode d'application : Lamelles Tissus stratifiés au contact

Surface appliquée : 15 000 m²

Hôpital CSB – Wellington, Nouvelle Zélande

2010 – Renforcement de voile par collage de tissus stratifié PRFC

Description du contexte du projet

La Nouvelle Zélande est en zone de risque sismique haut, et les structures doivent se comporter correctement aux secousses fréquentes. Le département des services cliniques du grand hôpital de Wellington nécessitait sa mise à niveau sismique. Les travaux de renforcement devaient s'effectuer rapidement, avec un impact minimum sur l'exploitation. La solution composite a été sélectionnée, avec l'ajout inévitable de voiles de contreventement à l'extérieur du bâtiment.



Figure 1 : Photo de l'ouvrage

Description du renforcement



Figure 2 : Photo du renforcement

Les voiles des 12 étages nécessitaient renforcement à l'effort tranchant aussi qu'en flexion. Des bandes de tissus stratifiés en fibres de carbone ont été stratifiées horizontalement afin d'augmenter la capacité à l'effort tranchant des voiles.



De plus, l'insuffisance des voiles vis-à-vis des efforts cycliques latéraux, a été traitée successivement avec des bandes de tissus stratifiés PRFC ayant les fibres principales parallèles à l'élévation des voiles. Ce chantier est le plus grand projet de renforcement sismique par fibres de carbone en Nouvelle-Zélande.

Nom du procédé utilisé : Tyfo® SCH-41

Type d'éléments renforcés : Poteaux Voiles, murs Poutres Dalles Nœuds

Type de fibre : Verre Carbone Autres

Mode d'application : Lamelles Tissus stratifiés au contact

Surface appliquée : 6 500m² du tissu Tyfo® SCH-41

Samsung skyscraper - Singapore

2004-2005 – Renforcement par confinement et au cisaillement de Poteau par collage de tissus stratifié PRFC

Description du projet

Mise en conformité parasismique d'un IGH, siège social de Samsung situé à Singapore. Renforcement de la résistance au cisaillement des poteaux à l'aide de tissus carbone.



Figure 1 : Photos de l'ouvrage

Description du système de renforcement

Collage de bandes de tissus de fibres de carbone unidirectionnelles à hautes résistances au niveau des poteaux.



Figure 2 : Photo du renforcement

Nom du procédé utilisé : Mapewrap Primer1, Mapewrap 31 & Mapewrap C Uni AX

Types d'éléments renforcés : Poteaux Voiles, murs Poutres Dalles Nœuds

Type de fibres : Verre Carbone Autres

Mode d'application : Lamelles Tissus stratifiés au contact

Surface appliquée : 5000m²

Bâtiment Galiléo, Caracas - Venezuela

2008 – Renforcement de nœuds par collage de tissus stratifiés PRFC

Description du contexte du projet

La résidence Galiléo est un bâtiment de 10 étages construit en 1953 à Caracas (Venezuela). En 2006, le maître d'ouvrage a décidé de la rénover tout en la remettant aux normes sismiques actuelles. Elle dispose aujourd'hui d'un parking en sous-sol, d'un étage aménagé en bureaux et en zone commerciale, et de 8 étages à usage d'habitation.

Le projet comprend la réparation structurale mais aussi une réhabilitation complète du bâtiment. Un diagnostic complet a été réalisé avec notamment des essais destructifs et non destructifs ainsi qu'une analyse dynamique. Un manque de rigidité, de résistance et des déficiences de ductilité ont été mis à jour sur la structure d'origine.



Bâtiment Galiléo – Caracas - Venezuela

Description du renforcement



Renforcement d'un nœud poteau/poutre

Les principales réparations et renforcements mis en œuvre ont consisté à augmenter des sections de certaines structures BA (poutres et poteaux), ajouter des poutres BA, renforcer des poteaux et des nœuds en utilisant les PRFC (tissu de fibres de carbone / résine époxy) ainsi que traiter contre la corrosion. Ces techniques ont permis de réaliser les travaux dans le délai et les coûts prévus. La rénovation du bâtiment a démontré son intérêt (délais & coûts) plutôt que la déconstruction-reconstruction d'un bâtiment neuf équivalent.

Ce projet a fait l'objet d'un prix de l'ICRI (International Concrete Repair Institut) en 2008.

Nom du procédé utilisé : SikaWrap-230C / Sikadur-330

Type d'éléments renforcés : Poteaux Voiles, murs Poutres Dalles Nœuds

Type de fibre : Verre Carbone Autres

Mode d'application : Lamelles Tissus stratifiés au contact

Surface appliquée : 600m²

Résidence à Barranquilla, Colombie

2006 – Renforcement de nœuds par collage de tissus stratifiés PRFC

Description du contexte du projet

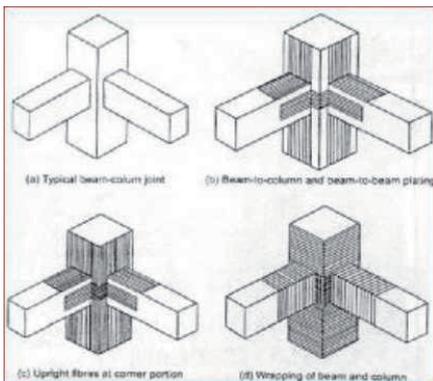
La résidence, située à Barranquilla en Colombie, est un bâtiment de 10 étages qui a été construit en 2005. Mais peu après l'achèvement des travaux, des déficiences de structure ont été mises en évidence à certaines jonctions poteaux-poutres ; ceci a nécessité une remise aux normes sismiques.

La conception du renforcement a été faite sur la base du Bulletin N° 35 de la fib : Retrofitting of concrete structures by externally bonded FRP's.



Bâtiment à Barranquilla - Colombie

Description du renforcement



Principes et étapes de renforcement

Le confinement de 5 nœuds dans les zones de rotules plastiques a été réalisé à l'aide de PRFC (tissu de fibres de carbone et résine. époxy).



Renforcement d'un nœud poteau/poutre

Nom du procédé utilisé : SikaWrap-103C / Sikadur-300

Type d'éléments renforcés : Poteaux Voiles, murs Poutres Dalles Nœuds

Type de fibre : Verre Carbone Autres

Mode d'application : Lamelles Tissus stratifiés au contact

Surface appliquée : 100m²

Renforcement d'un bâtiment de 4 étages à Athènes - Grèce

2001 – Renforcement par confinement de poteau par collage de stratifié PRFC

Description du contexte du projet

Travaux suite à une conception inadaptée.

La conception initiale de cette résidence a été basée sur un système vulnérable aux effets du séisme. Il a été décidé de renforcer les poteaux.



Figure 1 : Photo de l'ouvrage

Description du renforcement



Le renfort PRFC, sous forme de tissu unidirectionnel de fibres de carbone imprégné de résine époxy, enroulé autour des poteaux réalise le confinement du béton et apporte un gain en ductilité, sans apporter de rigidité à la structure.



Figure 2 : Photo du renforcement

Nom du procédé utilisé : Tissu SikaWrap-230C / résine Sikadur-330

Type d'éléments renforcés : Poteaux Voiles, murs Poutres Dalles Nœuds

Type de fibre : Verre Carbone Autres

Mode d'application : Lamelles Tissus stratifiés au contact

Surface appliquée : 250m²

Clinique à Ioannina, Grèce

2003 – Renforcement de nœud et confinement de poteaux par collage de tissus stratifié PRFC

Description du contexte du projet

Le bâtiment fût construit dans les années 1970 alors que le code de calcul sismique grec en vigueur datait de 1954. En 2000, un nouveau code de calcul sismique basé sur les eurocodes fût mis en place.

De plus, la nouvelle utilisation du bâtiment en clinique entraîna une réhabilitation complète avec une augmentation du niveau de sécurité. La nouvelle conception selon les eurocodes nécessita un degré plus élevé d'exigences.



Figure 1 : Photo de l'ouvrage

Description du renforcement

Les principales interventions ont concerné les confinements de poteaux, en augmentant leur capacité portante et leur ductilité. En complément les jonctions poteaux-poutres, qui constituent des zones critiques, ont aussi été traitées dans ce projet.



Figure 2 : Photo du renforcement



Nom du procédé utilisé : Tissu SikaWrap-230 C / résine Sikadur-330

Type d'éléments renforcés : Poteaux Voiles, murs Poutres Dalles Nœuds

Type de fibre : Verre Carbone Autres

Mode d'application : Lamelles Tissus stratifiés au contact

Surface appliquée : 700m²

Bureaux, Siège social de AYGAZ - Istanbul, Turquie

2000, Renforcement de nœuds par tissu stratifié et lamelle PRFC

Description du contexte du projet

Les bureaux du siège social d'AYGAZ à Istanbul en Turquie sont constitués d'un bâtiment de 9 étages construit en 1970 sur la base du code de construction sismique turque de l'époque.

Pour faire suite à l'évolution de ce dernier, il a été envisagé une solution de renforcement des poteaux et voiles de contreventement sans affecter ni l'aspect, ni l'esthétique du bâtiment, ni la masse de la structure.



Figure 1 : Photo de l'ouvrage

Description du renforcement



Figure 2 : Photo du renforcement

Travaux de renforcement sur les poteaux et les voiles.

Renforcement longitudinal (lamelle PRFC¹) et transversal (tissu stratifié²) des poteaux.

Saupoudrage de sable sur le PRFC avant l'application du revêtement de finition et de protection.

Nom du procédé utilisé :¹Lamelles Sika CarboDur et ²tissu SikaWrap avec résines époxy associées

Type d'éléments renforcés : Poteaux Voiles, murs Poutres Dalles Nœuds

Type de fibre : Verre Carbone Autres

Mode d'application : Lamelles Tissus stratifiés au contact

Surface appliquée : 2600m de lamelles et 1100m² de tissu

Palais de justice à Naples, Italie

2005, Renforcement à la flexion et au cisaillement par collage de tissus stratifié et de lamelle PRFC

Description du contexte du projet

Le bâtiment type IGH de 110 m de haut est le Palais de justice de Naples, construit dans les années 1980, sur la base de l'ancien code de construction sismique en vigueur. En novembre 1981, un séisme a déjà affecté différentes parties de ce bâtiment. Il paraissait indispensable de prévenir d'autres désordres potentiels, fonction d'une augmentation des charges à considérer en cas de séisme. Des essais de laboratoires à l'université de Naples ont confirmés l'intérêt et l'adéquation de PRFC pour résoudre les problèmes rencontrés.



Figure 1 : Photo de l'ouvrage

Description du renforcement



Figure 2 : Photo du renforcement

Renforcement parasismique des voiles par lamelles et tissu.

Nom du procédé utilisé : ¹ Lamelles Sika CarboDur S et ²tissu SikaWrap 230C, résines Sikadur-30 et 330

Type d'éléments renforcés : Poteaux Voiles, murs Poutres Dalles Nœuds

Type de fibre : Verre Carbone Autres

Mode d'application : Lamelles Tissus stratifiés au contact

Surface appliquée : 20 000m lamelles Sika CarboDur S, 2000m² Tissu SikaWrap 230C

ANNEXE 3 : ANALYSES DE SENSIBILITE A PARTIR DES EQUATIONS DE DIMENSIONNEMENT, EXEMPLE DU CISAILLEMENT

Un modèle de comportement, une équation de dimensionnement sont constitués d'un ensemble de variables d'entrée, X (aléatoires, entachées d'une incertitude ou parfois méconnues) et d'une fonction mathématique $f(X)$ qui fait correspondre à ces entrées un ensemble de variables aléatoires de sortie Y . L'analyse de sensibilité étudie, qualitativement ou quantitativement, comment les variations des entrées, X , d'un modèle engendrent des variations de sa sortie, Y . La connaissance de cette information est essentielle ; elle permet de calibrer les coefficients de sécurité utiles à un dimensionnement.

L'analyse de sensibilité quantifie l'impact de la variation de chaque variable d'entrée sur la variation de la sortie. Cela permet de mettre en évidence les entrées dont la variation influence le plus les variations de la sortie. Une telle étude peut être utile pour déterminer, par exemple, sur quelles variables d'entrée il est important de concentrer les efforts d'estimation pour diminuer les variations de la sortie.

Pour résumer, les objectifs principaux d'une analyse de sensibilité sont :

1. La hiérarchisation des variables d'entrée : l'objectif est d'identifier l'entrée la plus influente, ou plus précisément de classer les variables d'entrée de la plus influente à la moins influente ;
2. La calibration des variables d'entrée : le but est d'identifier les variables d'entrée qui peuvent être fixées car elles n'influencent pas la variance de la sortie. Le modèle est alors réduit aux seules variables d'entrée influentes ;
3. Le pouvoir discriminant : déterminer l'ensemble des facteurs responsables de la présence de la réponse dans une certaine région quand le domaine des sorties est séparé en sous-domaines distincts. Le but est d'exhiber les variables d'entrée qui influencent le plus l'appartenance de la sortie à un des sous-domaines.
4. La réduction de la variance : l'objectif est de réduire la variance de la sortie à un niveau prédéterminé en fixant le moins de variables d'entrée possible ;

Plusieurs indices permettent d'estimer la sensibilité des variables d'entrée du modèle. Certains fournissent des mesures qualitatives, d'autres sont des indicateurs locaux, autour d'un point de fonctionnement. Une étude locale peut s'avérer insuffisante et il est souvent nécessaire de construire des mesures d'importance globales ou fiabilistes.

Dans la suite de ce paragraphe traitant de l'analyse de sensibilité, l'exemple de calcul 1 sur le poteau court constituera notre fil conducteur. Pour rappel, il s'agit d'un poteau de hauteur 600 mm et de section carrée de $200 \times 200 \text{ mm}^2$. Il est ferrailé longitudinalement avec 8 HA 16 mm et transversalement par 3 cadres HA 6 mm avec un premier espacement de 100 mm puis espacés tous les 200 mm. La résistance du béton f_{ck} est de 35 MPa, la limite élastique de l'acier f_{yk} est 500 MPa. Le composite utilisé a un module d'élasticité E_f de 100 000 MPa, un allongement de 1 %, une résistance de 1000 MPa et une épaisseur nominale (un pli) t_f de 1 mm. Le type de renforcement est total. Le renforcement doit permettre au poteau de reprendre une charge de 65 kN. La partie BA reprend 18,7 kN de ces 65 kN et le composite devra reprendre au moins 46,3 kN. Il est choisi de disposer des bandes de composites de largeur w_f de 100 mm avec un espacement s_f de 200 mm. En considérant $\theta = 45^\circ$ et $\beta = 90^\circ$, il est calculé que pour un pli (soit une épaisseur de composite de 1 mm) V_{Rdf} vaut 38,7 kN; ce qui est insuffisant. Il est

donc choisi de disposer deux couches (soit 2 mm de composite) pour obtenir $V_{Rd,f}$ égal à 77,5 kN; ce qui semble cette fois largement suffisant.

6.1.1 Analyse de sensibilité locale

Lors d'une analyse de sensibilité locale, la sensibilité est généralement mesurée en analysant les variations de la sortie $Y = f(X)$ lorsqu'une seule variable d'entrée varie, les autres étant fixées à leurs moyennes (valeurs nominales). La sensibilité locale peut être définie comme une grandeur exprimant la variation de la sortie, Y , d'un modèle pour de faibles variations de chacune de ses variables d'entrée, X_i . Cette notion est parfois appelée sensibilité intrinsèque. L'analyse de sensibilité locale peut également être définie comme l'étude de l'influence de petites perturbations autour d'une valeur de référence des entrées sur la valeur de la sortie.

La méthode d'analyse de sensibilité locale la plus classique est l'approche One factor At a Time (OAT), qui consiste à calculer ou estimer les indices de sensibilité définis par les dérivées partielles,

$$S_i = \frac{\partial f}{\partial X_i |_{X=x^0}} \quad (84)$$

exprimant l'effet sur la valeur de la variable aléatoire Y de perturber les valeurs des variables X_i autour d'un point de fonctionnement x^0 .

La sensibilité locale est souvent normée par la position nominale pour avoir une hiérarchisation plus directe des importances de chaque variable d'entrée,

$$S_i = \frac{x_i^0}{Y^0} \frac{\partial f}{\partial X_i |_{X=x^0}} \quad (85)$$

où x_i^0 est la i -ème composante x^0 et $Y^0 = f(x^0)$.

Il est également possible de normaliser les variables d'entrée en amont pour déterminer une sensibilité locale permettant la même hiérarchisation directe des importances. Ainsi la sensibilité peut s'écrire,

$$S_i = \frac{\partial f}{\partial \tilde{X}_i |_{\tilde{X}=1}} \text{ avec } \tilde{X}_i = \frac{X_i}{x_i^0} \quad (86)$$

Dans le cadre de l'analyse de sensibilité locale pour le cas du poteau court, les variables d'entrée X_i considérées sont $X = (t_f, E_f, b_w, w_f, s_f, f_{ck}, \theta, \beta)$. Y correspond à $V_{Rd,f}$ et le modèle f est le suivant :

$$f(X) = V_{Rd,f} = 0,9 d b_w \left(2 t_f \frac{(w_f / s_f)}{b_w} \sin(\beta) \right) \left(\frac{\alpha_f f_{ju}}{\gamma_d} \right) [\cot(\theta) + \cot(\beta)] \sin(\beta) \quad (87)$$

Une investigation quantitative des liens entre \tilde{X} et $V_{Rd,f}$, telle que le requiert l'analyse de sensibilité, peut être basée sur l'analyse de la régression. C'est à partir de la matrice d'expériences \tilde{X} (de dimension $N \times k$ et générée selon la stratégie d'échantillonnage choisie) et du vecteur $V_{Rd,f}$ (dimension $N \times 1$) contenant les sorties du modèle, qu'est effectuée une régression linéaire.

La théorie de la régression linéaire conduit à écrire que les variables normalisées \tilde{X}_j et $V_{Rd,f}$ vérifient :

$$V_{Rd,f}(X) = b_0 + b_1 \tilde{t}_f + b_2 \tilde{E}_f + b_3 \tilde{b}_w + b_4 \tilde{w}_f + b_5 \tilde{s}_f + b_6 \tilde{f}_{ck} + b_7 \tilde{\theta} + b_8 \tilde{\beta} + \varepsilon \quad (88)$$

où les coefficients b_j de la régression à estimer sont directement assimilables aux sensibilités locales S_j et où le terme ε représente l'erreur d'approximation (résidu).

Les données du calcul sont reprises dans le Tableau 25 ci-dessous. La Figure 64 permet d'apprécier les sensibilités locales relatives de chaque variable d'entrée. On remarquera que les variations de b_w n'ont que très peu d'influence sur $V_{Rd,f}$. Il faut aussi noter que les paramètres f_{ck} , t_f et E_f ont une importance modérée ceci relativement aux paramètres w_f , s_f , θ et β . Ces deux dernières paramètres liées à l'orientation et à la disposition des fibres et du composite ont le plus d'importance sur la performance de renforcement au cisaillement. Enfin, on peut noter les corrélations positives des variations des paramètres f_{ck} , t_f , E_f et w_f vis-à-vis de $V_{Rd,f}$ et les corrélations négatives des variations des paramètres s_f , θ et β .

Tableau 25. Données d'entrée du calcul des sensibilités locales.

	t_f mm	\tilde{t}_f	E_f GPa	\tilde{E}_f	b_w mm	\tilde{b}_w	w_f mm	\tilde{w}_f	s_f mm	\tilde{s}_f	f_{ck} MPa	\tilde{f}_{ck}	θ °	$\tilde{\theta}$	β °	$\tilde{\beta}$
min	1,8	0,9	90	0,9	171	0,9	90	0,9	180	0,9	31,5	0,9	40,5	0,9	81	0,9
moy	2	1	100	1	190	1	100	1	200	1	35	1	45	1	90	1
max	2,2	1,1	110	1,1	209	1,1	110	1,1	220	1,1	38,5	1,1	49,5	1,1	99	1,1

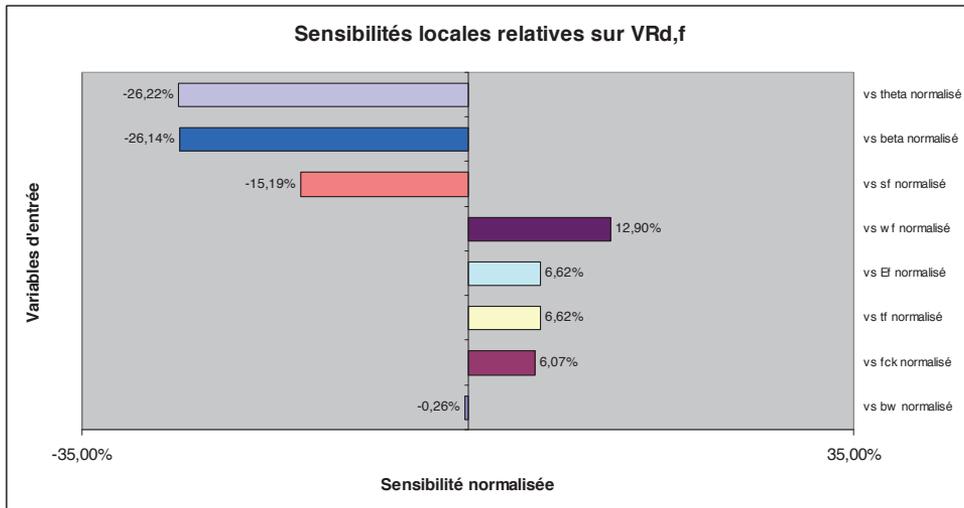


Figure 64 : Sensibilités locales des paramètres t_f , E_f , b_w , w_f , s_f , f_{ck} , θ , β sur la valeur de $V_{Rd,f}$ obtenues par régression linéaire.

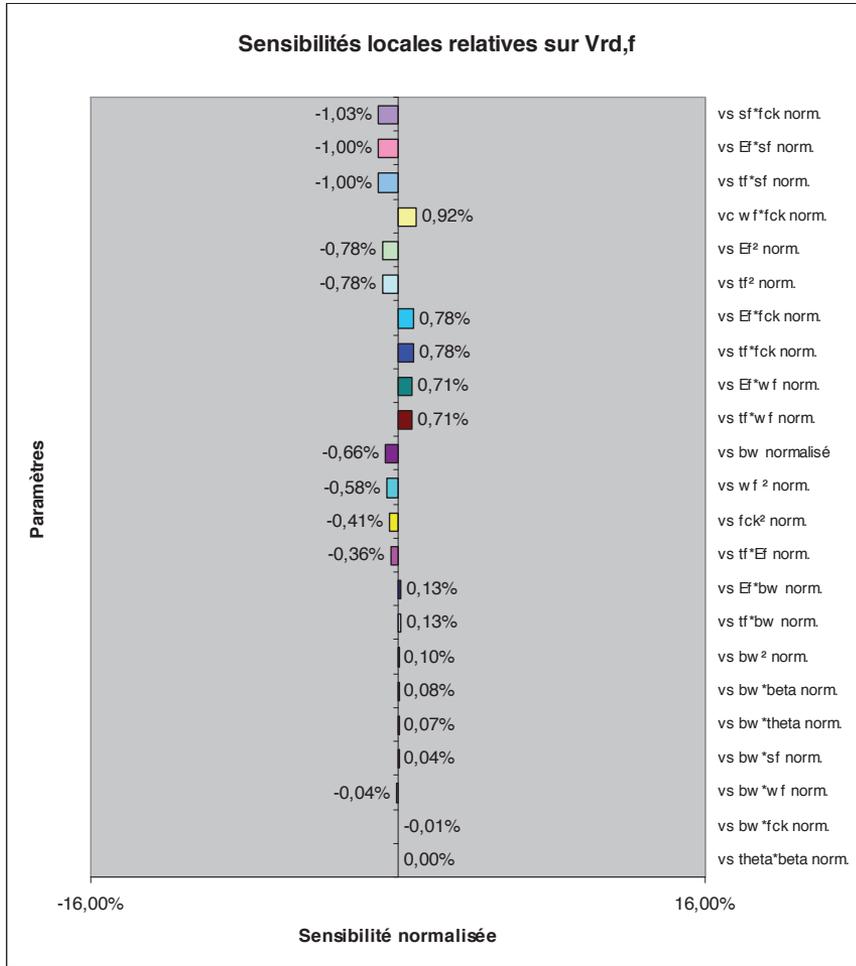
La régression linéaire reste une approximation, certes informative, mais qui pêchera par quelques lacunes. Notamment, par l'incapacité à saisir la non-linéarité importante liée à l'expression de $V_{Rd,f}$ (augmentée du fait de la présence de cotangentes ou de sinus d'angle).

Une régression quadratique de type additive construite selon le modèle

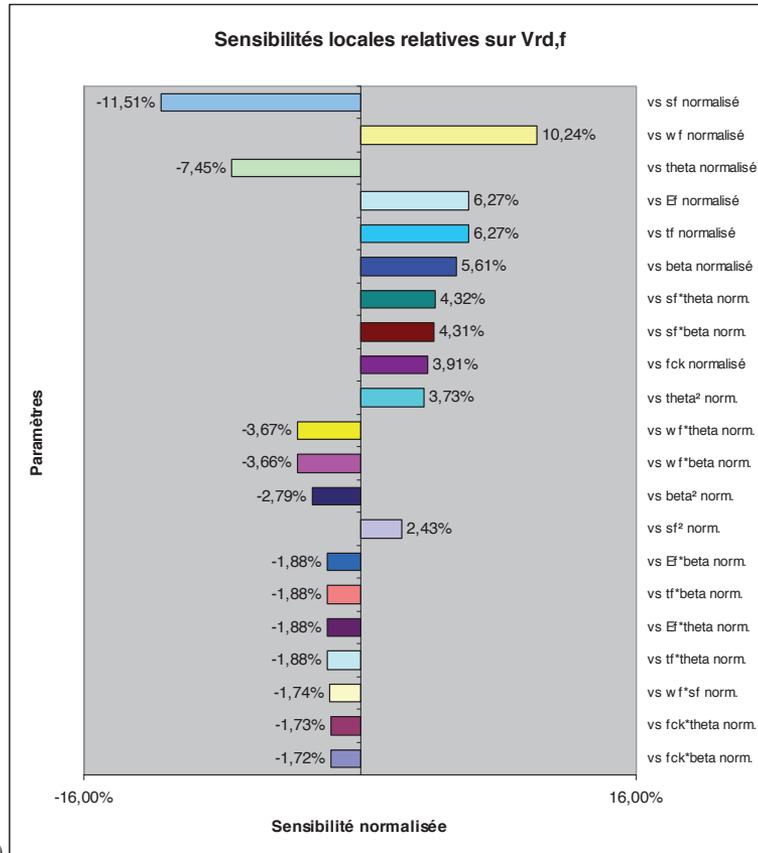
$$V_{Rd,f}(X) = b_0 + b_1 \tilde{t}_f + \dots + b_7 \tilde{\theta} + b_7 \tilde{\beta} + b_{1,2} \tilde{t}_f \tilde{E}_f + \dots + b_{6,7} \tilde{\theta} \tilde{\beta} + B_1 \tilde{t}_f^2 + \dots + B_7 \tilde{\beta}^2 + \varepsilon \quad (89)$$

relève donc d'un intérêt important, ceci afin de visualiser les non-linéarités d'influence des paramètres sur $V_{Rd,f}$ ainsi que leurs éventuelles interactions.

La Figure 65 permet de visualiser les différentes sensibilités locales linéaires, quadratiques et d'interaction.



(2.a)



(2.b) **Figure 65 : Sensibilités locales des paramètres t_f , E_f , b_w , w_f , s_f , f_{ck} , θ , β sur la valeur de $V_{Rd,f}$ obtenues par régression quadratique.**

On constate à partir de ces deux figures que :

- $V_{Rd,f}$ n'est pas sensible à b_w .
- l'influence de w_f est très fortement linéaire
- les influences de E_f , t_f , f_{ck} sont modérément non-linéaires
- l'influence de w_f est significativement non-linéaire
- les influences de θ et β sont très fortement non-linéaires
- il n'existe aucune interaction entre θ et β
- des interactions modérées existent entre E_f et t_f , entre w_f et t_f , entre E_f et w_f , entre s_f et t_f , entre E_f et s_f , entre w_f et s_f et entre b_w et θ
- des interactions significatives existent entre b_w et β , entre s_f et f_{ck} , entre w_f et f_{ck} , entre t_f et f_{ck} , entre E_f et f_{ck} , entre t_f et b_w et entre E_f et b_w .
- des interactions fortes existent entre t_f et θ , entre E_f et θ , entre w_f et θ , entre s_f et θ , entre t_f et β , entre E_f et β , entre f_{ck} et θ , entre w_f et β , entre s_f et β , et entre f_{ck} et β .

6.1.2 Analyse de sensibilité globale

L'analyse de sensibilité locale ne permet pas de réaliser une mesure de sensibilité globale sur un espace de variation des entrées fini. La sensibilité locale donne une information valable uniquement autour du point nominal où elle est calculée et ne réalise aucune exploration du reste de l'espace des variables d'entrée.

Une caractéristique importante de l'analyse de sensibilité globale est que l'estimation de la sensibilité individuelle de chaque entrée est réalisée lorsque toutes les autres varient. En effet, une variable d'entrée donnée peut également influencer la sortie à travers ses interactions dans le modèle avec les autres entrées (c'est ce qu'a pu démontrer l'approche par régression quadratique).

L'analyse de sensibilité globale étudie comment la variabilité des entrées se répercute sur celle de la sortie, en déterminant la part de variance de la sortie due à chacune des entrées. L'influence d'une variable d'entrée quantifie l'impact de la variation de chaque entrée sur la variation de la sortie d'un modèle. C'est la conjonction de la variabilité l'entrée avec sa sensibilité, cette dernière jouant comme un coefficient d'amplification.

Par exemple, une variable ayant une forte variabilité et une faible sensibilité peut avoir une faible influence. Cette notion est appelée sensibilité globale dans la littérature ou parfois influence. Les indices associés à la sensibilité globale s'exprime en termes de variance.

Dans le cadre du dimensionnement du poteau court, l'indice permettant de comparer les sensibilités globales est explicité sous la forme :

$$\Sigma_i = \frac{CoV X_i}{CoV V_{Rd,f}} \tag{90}$$

où CoV est le coefficient de variation représentant le rapport entre écart-type et valeur nominale du paramètre concerné.

Le paramètre Σ_i traduit bien la contribution de la variance du paramètre X_i sur celle de $V_{Rd,f}$.

Pour simuler les variances des paramètres, nous considérons en données d'entrée des lois de distributions définies par le biais de leur moyenne et de leur coefficient de variation.

Le Tableau 26 reprend les différentes valeurs et hypothèses retenues.

Tableau 26 Données d'entrée du calcul des sensibilités globales.

	Loi de distribution	moyenne	CoV (ou écart-type)	référence
t_f	LogNormale	2 mm	0,05	Atadero & Karbhari, 2007
E_f	LogNormale	100 GPa	0,2	Atadero & Karbhari, 2007
b_w	Normale	190 mm	0,09	Plevris et al., 1995
w_f	Normale	100 mm	0,05	Duprat, 2007
s_f	Normale	200 mm	0,1	Duprat, 2007
f_{ck}	Normale	35 MPa	0,15	Plevris et al., 1995
θ	Normale	45°	$\underline{5}^\circ$	expertise
β	Normale	90°	$\underline{5}^\circ$	expertise

La méthode de Monte-Carlo est utilisée pour l'exploration aléatoire du domaine de variation des paramètres. La Figure 66 donne l'exemple de l'influence de la variation de t_f seul (tous les

paramètres étant constants et égaux à leur valeur nominale) sur la variation de $V_{Rd,f}$. La figure 67 présente quant à elle les résultats obtenus en termes d'indices de sensibilité globale.

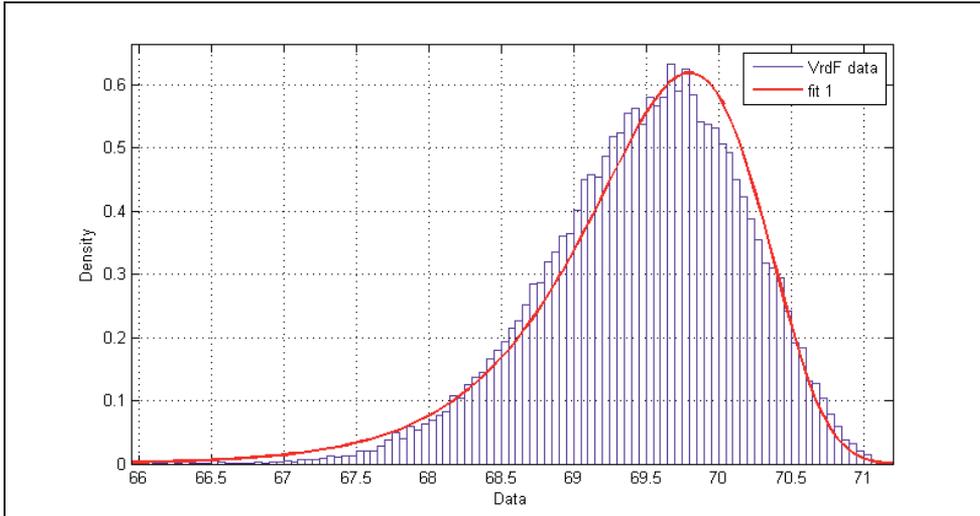


Figure 66 : Influence de la variabilité de t_f sur celle de $V_{Rd,f}$. Simulations conduites à l'aide de la méthode de Monte-Carlo.

La Figure 67 nous permet de confirmer la faible influence de b_w sur la variabilité de $V_{Rd,f}$. Elle met en avant également l'influence faible de t_f , celles modérées de w_f et E_f , celles significatives de f_{ck} , β et s_f , et enfin, l'influence prépondérante de θ .

6.1.3 Analyse de sensibilité fiabiliste

L'analyse de sensibilité locale ne permet pas de réaliser une mesure de sensibilité globale sur un espace de variation des entrées fini. La sensibilité locale donne une information valable.

Si l'analyse de sensibilité globale étudie l'influence de la variabilité des paramètres de conception sur celle de la donnée de sortie, ici $V_{Rd,f}$, elle ne permet pas toutefois d'identifier leur influence sur la probabilité de défaillance qui constitue aujourd'hui l'élément clef d'un dimensionnement. C'est un indicateur directement lié à la sensibilité "probabiliste" qui permettra de statuer définitivement sur l'importance d'un paramètre sur la garantie de la performance définie en termes de fiabilité.

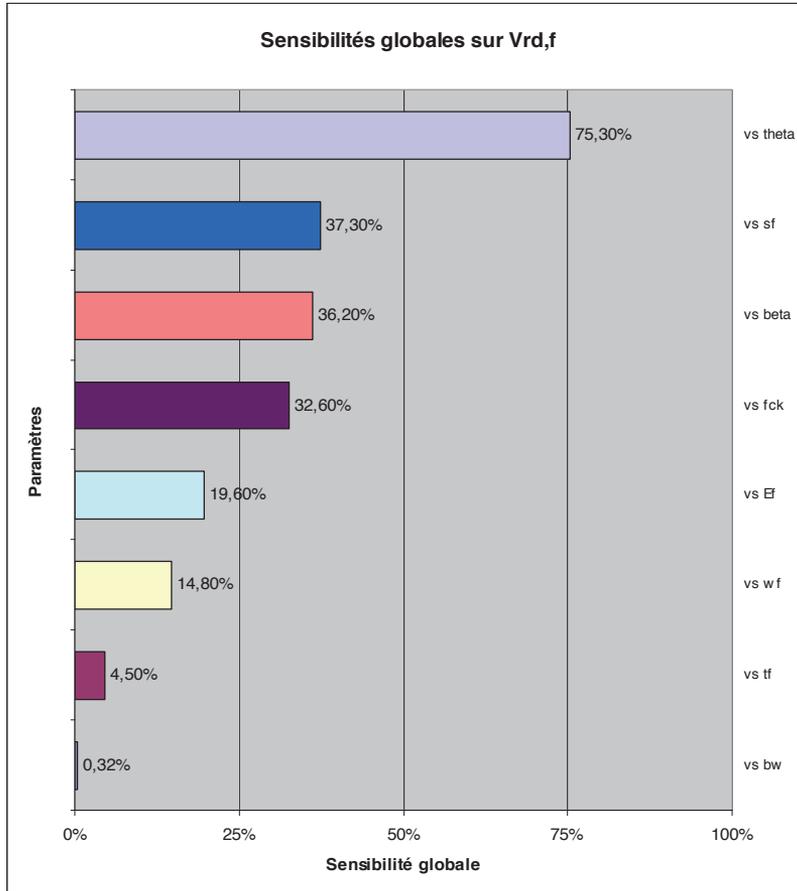


Figure 67 : Sensibilités globales des paramètres t_f , E_f , b_w , w_f , s_f , f_{ck} , θ , β sur la valeur de $V_{Rd,f}$ obtenues par simulations de Monte-Carlo.

Le meilleur indicateur proposé est l'élasticité fiabiliste, s'exprimant :

$$e_{x_i} = \frac{X_i}{\beta_f} \frac{\partial \beta_f}{\partial X_i} \tag{91}$$

où β_f est l'indice de fiabilité lié à la probabilité de défaillance P_f par l'approximation $P_f \approx \Phi(-\beta_f)$ avec $\Phi(\cdot)$, la fonction de répartition de Gauss. Le degré de précision de cette approximation est fonction de la non-linéarité de l'état limite.

Cet état limite est explicité par la relation $V_{Rd,s} + V_{Rd,f} > V_{Ed}$. où chacun des termes est statistiques. V_{Ed} est la valeur de calcul de l'effort sismique en cisaillement (pour rappel, ici, de valeur nominale 65 kN).

La probabilité de défaillance par cisaillement correspond à la probabilité que la condition d'état limite ne soit pas respectée.

La Figure 68 illustre cette notion de probabilité de défaillance. La zone de superposition des deux distributions statistiques de $(V_{Rd,s} + V_{Rd,f})$ et de V_{Ed} , où finalement $V_{Rd,s} + V_{Rd,f} < V_{Ed}$, est directement liée à cette probabilité donc à l'indice de fiabilité β_f .

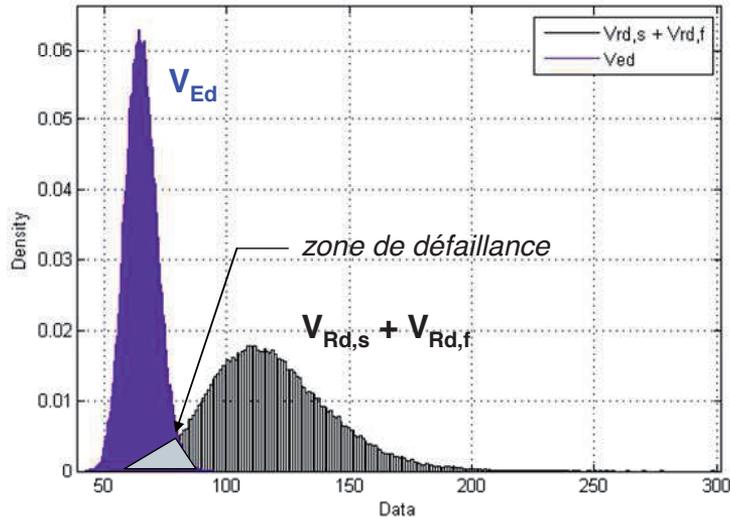


Figure 68 : Illustration de la probabilité de défaillance.

Les élasticités sont déterminées dans notre étude par la méthode de Monte-Carlo. Les données d'entrée des simulations sont reprises dans le tableau 27. Pour calculer une variation de l'indice de fiabilité β_f , selon les paramètres $t_f, E_f, b_w, w_f, s_f, f_{ck}, \theta, \beta$, il faut conduire des études fiabilistes de part et d'autre d'une valeur centrale des moyennes des lois statistiques (d'où les trois sous-colonnes de valeur de la moyenne des distributions).

La Figure 69 présente les valeurs obtenues pour les élasticités fiabilistes.

Tableau 27. Données d'entrée du calcul des élasticités fiabilistes.

	Loi de distribution	moyenne			CoV (ou écart-type)	référence
		min	centre	max		
t_f	LogNormale	1,8	2 mm	2,2	0,05	Atadero & Karbhari, 2007
E_f	LogNormale	90	100 GPa	110	0,2	Atadero & Karbhari, 2007
b_w	Normale	171	190 mm	209	0,09	Plevris et al., 1995
w_f	Normale	90	100 mm	110	0,05	Duprat, 2007
s_f	Normale	180	200 mm	220	0,1	Duprat, 2007
f_{ck}	Normale	31,5	35 MPa	38,5	0,15	Plevris et al., 1995
θ	Normale	40,5	45°	49,5	5°	expertise
β	Normale	81	90°	99	5°	expertise
$A_{s,w}$	Normale		56,55 mm ²		0,02	Vu & Stewart, 2000
s_w	Normale		200 mm		0,1	Duprat, 2007
z	Normale		153,9		0,09	Plevris et al., 1995
f_{ywd}	Normale		430 MPa		0,1	Atadero & Karbhari, 2007
V_{Ed}	Gamma		65 kN		0,1	

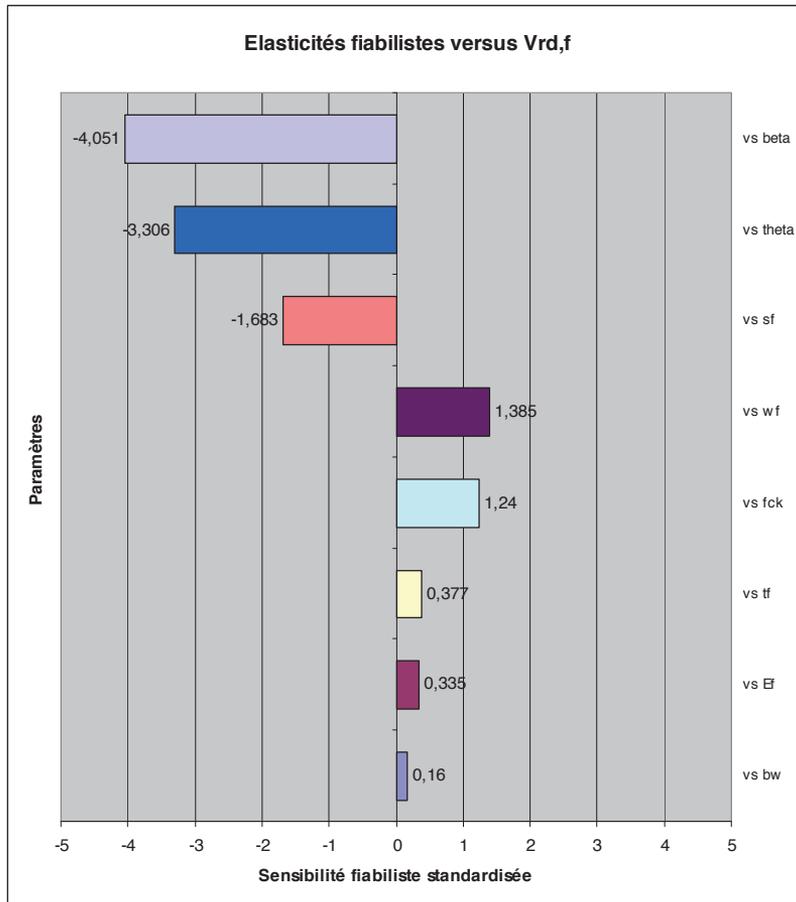


Figure 69 : Valeurs des élasticités fiabilistes des paramètres t_f , E_f , b_w , w_f , s_f , f_{ck} , θ , β .

Au final, on peut conclure à partir de cette analyse des élasticités fiabilistes, que pour une valeur définie en conception, les paramètres b_w , E_f et t_f ont peu d'influence sur la variation de la probabilité de défaillance. Les paramètres f_{ck} , w_f et s_f ont quant à eux une influence significative. Enfin, les paramètres les plus influents sur la variation de la probabilité de défaillance sont θ et β . Les efforts de fiabilité, *ie* de réduction de la variabilité, doivent être portés sur la formulation du béton, sur la largeur des bandes de composites et leur espacement et sur β .

6.1.4 Autres études sensibilistes

L'analyse des élasticités fiabilistes pour déterminer les paramètres à contrôler n'est pas le seul intérêt des approches probabilistes. Elles peuvent être élargies à l'analyse de la variation de l'indice de fiabilité β_f selon certains paramètres de conception pour un niveau de risque acceptable (ou tout simplement pour une probabilité de défaillance acceptable, ou un indice de fiabilité cible). Elles peuvent permettre également de calibrer ou de justifier les coefficients de sécurité des équations de dimensionnement.

La Figure 70 montre la variation de l'indice de fiabilité en fonction de l'épaisseur du composite.

Deux valeurs cibles de l'indice de fiabilité sont portées sur la figure.

La valeur à 1,5 correspond à la cible définie en fatigue ou chargement cyclique (à défaut de valeur pour le sismique) tel que le préconise l'Eurocode. La valeur à 2,4 est celle établie par Hirataï et Ishikawa (2004) sur les bases d'analyse de dires d'experts. Il apparaît ici à nouveau que l'épaisseur de 1 mm est insuffisante pour atteindre la valeur de 1,5. En prenant deux couches de 1 mm, l'indice de fiabilité atteint la valeur de 2,98, ce qui est très largement au-dessus de la valeur cible de 2,4.

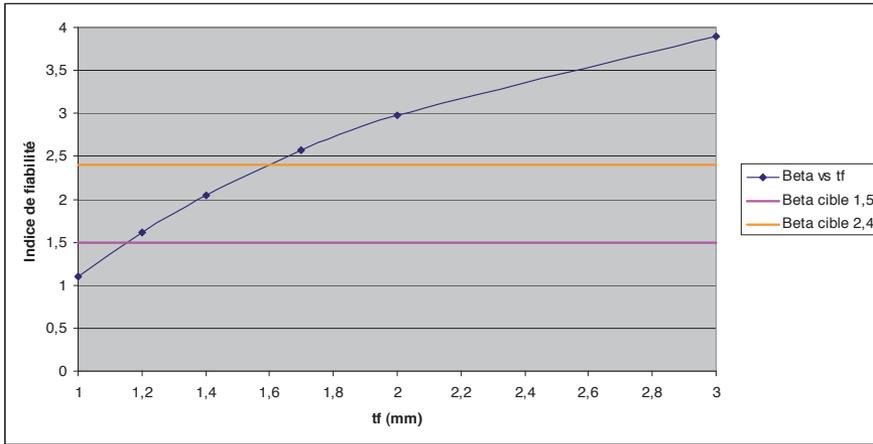


Figure 70 : Variation de l'indice de fiabilité selon l'épaisseur du composite.

La Figure 71 illustre une autre possibilité des approches fiabilistes ; le calibrage ou la justification de coefficients de sécurité. Ici γ_a est testé. La figure montre l'évolution de l'indice de fiabilité en fonction de ce paramètre. L'indice de fiabilité est déterminé, à chaque valeur de γ_a , pour une épaisseur de composite calculée au plus juste; c'est-à-dire permettant de vérifier $V_{Rd,s} + V_{Rd,f} = V_{Ed}$. On montre γ_a pris à 1,44 suffit pour atteindre la valeur de fiabilité cible de 1,5 préconisée par l'Eurocode (en fatigue). Ce coefficient de sécurité devrait prendre la valeur 2 si la valeur de fiabilité cible de 2,4 était visée.

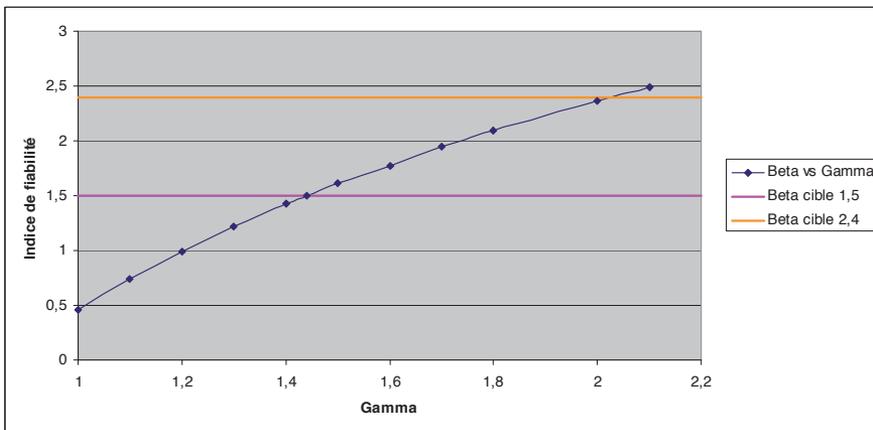


Figure 71 : Variation de l'indice de fiabilité avec le coefficient de sécurité γ