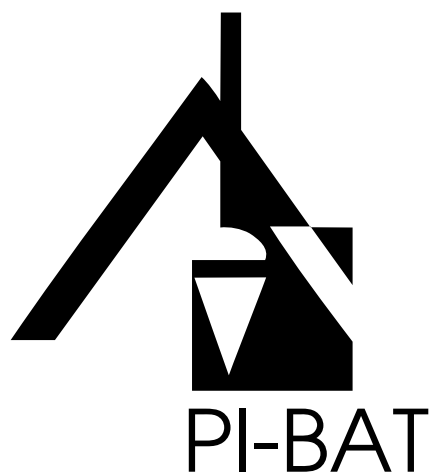


# Evaluation des structures porteuses

## Systemes de renforcement

Entretien et rénovation des constructions



## Evaluation des structures porteuses Systèmes de renforcement

Les structures porteuses ne sont pas conçues pour durer éternellement. Cependant, pour la durée d'utilisation qui leur est attribuée, elles doivent permettre à l'ouvrage de remplir sa fonction et satisfaire aux exigences de sécurité. Ceci implique constamment des mesures de maintenance et de réfection, l'adaptation à des conditions changeantes et, dans certains cas, un renforcement des structures pour assurer la reprise de charges nouvelles. Il s'agit là d'autant d'exigences indispensables si l'on veut préserver les personnes et l'environnement de tout danger éventuel. Le maintien de la sécurité structurale passe en premier lieu par une évaluation de cette sécurité, mandat essentiel et difficile qui investit l'ingénieur d'une responsabilité importante. Outre la question de la sécurité, l'ingénieur aura à se prononcer sur les mesures éventuelles à prendre. La complexité du problème nécessite diligence, compétence et expérience.

La présente publication, destinée aux ingénieurs-concepteurs et aux maîtres d'ouvrages concernés, veut faire prendre conscience que le maintien de la sécurité d'une structure ne signifie pas obligatoirement son renforcement. Toute mesure sera précédée d'une évaluation basée sur la connaissance des caractéristiques physiques de la structure, de son comportement, des situations de risque à envisager. Au terme de cette première phase, une décision interviendra sur la marche à suivre. En effet, un renforcement irréfléchi peut se révéler être une erreur aussi importante que « ne rien faire ».

Cette publication débute par une introduction à la problématique de l'évaluation de la sécurité structurale et un aperçu de la démarche lors du calcul statique. Le chapitre sur les aspects juridiques insiste, entre autres points, sur l'importance du devoir de diligence, qui doit être pris en considération dès l'acceptation du mandat.

La deuxième partie présente des mesures et techniques courantes ou particulières de renforcement des structures existantes. Le dernier chapitre, consacré aux aspects du renforcement du sol de fondation, illustre bien le mode de pensée qui guide « l'évaluation de l'existant », le terrain constituant dans tous les cas une « structure porteuse existante ».

ISBN 3-905234-74-2

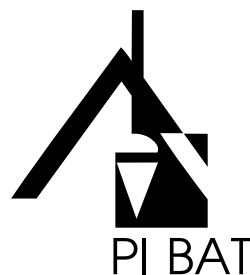
Edition originale: ISBN 3-905234-70-X

1995

N° de commande 724.463 f

# Evaluation des structures porteuses Systèmes de renforcement

Sécurité structurale  
Changement d'affectation  
Vieillessement



Programme d'impulsions PI BAT  
Entretien et rénovation des constructions – Génie civil  
Office fédéral des questions conjoncturelles

Associations de soutien et de patronage

SIA Société suisse des ingénieurs et architectes  
ASIC Association suisse des ingénieurs-conseils  
UTS Union technique suisse

La présente documentation *Evaluation des structures porteuses – Systèmes de renforcement* a été élaborée par le groupe de travail *Maintien de la sécurité structurale* de PI BAT – *Entretien et rénovation des constructions, groupe thématique Génie civil*.

Membres du groupe de travail *Maintien de la sécurité structurale*

G. Beck  
Wenaweser & Wolfensberger SA, Zurich  
Dr P. Lüchinger  
Wenaweser & Wolfensberger SA, Zurich  
P. Matt  
Ingénieur-conseil, Ittigen  
J.-C. Putallaz  
Réalini+Bader et Ass. SA, Sion  
Prof. J. Schneider  
ETH-IBK, Zurich  
Dr R. Tausky  
Zurich  
Dr U. Vollenweider  
Dr Vollenweider SA, Zurich

Direction du groupe de travail

G. Beck  
Wenaweser & Wolfensberger SA, Zurich

Membres du groupe d'experts

E. Braem  
C. Zschokke SA, Zurich  
Prof. Dr M.A. Hirt  
ICOM-EPFL, Lausanne  
H. Huber  
Canton d'Uri, Altdorf  
Dr J. Jacquemoud  
Dr J. Pralong SA, Sion  
Dr M. Ladner  
ZLT, Horw/Uster  
Dr P. Ritz  
Schneller, Schmidhalter Ritz SA, Brigue

Liste des auteurs

Chapitre 1 Exposé du problème, G. Beck  
Chapitre 2 Déroulement de l'évaluation des structures porteuses existantes, Prof. J. Schneider  
Chapitre 3 Calcul statique d'ouvrages existants, Prof. J. Schneider  
Chapitre 4 Aspects juridiques, Dr R. Tausky  
Chapitre 5 Systèmes de renforcement, G. Beck  
Chapitre 6 Renforcement au moyen de béton, Dr P. Lüchinger  
Chapitre 7 Renforcement au moyen d'acier, J.-C. Putallaz  
Chapitre 8 Renforcement au moyen de la précontrainte, P. Matt  
Chapitre 9 Renforcement du sol de fondation, Dr U. Vollenweider

Remerciements

Nous remercions ici tous les spécialistes, qu'ils soient praticiens, enseignants ou chercheurs, pour leurs précieuses informations et leurs conseils avisés.

Edition française

Direction des cours

- J.-C. Putallaz, ingénieur,  
Réalini + Bader et Ass. SA, Sion

Traduction

- Y. de Marsano, ingénieur,  
Réalini + Bader et Ass. SA, Onex/Genève
- Dr D. Bettems, avocat, Lausanne
- A. Fontana, ingénieur,  
Dériaz & Cie, P.+C. Dériaz & Cie SA, Carouge
- Dr R. Suter, ingénieur,  
Schindelholz & Dénériaz SA, Bulle
- R. Devaud, ingénieur,  
Devaud Monigatti et Ass. SA, Fribourg

Correction

- J.-C. Scheder, Bercher

Coordination/Direction du programme

A. Schmid, architecte, Dommartin

Mise en page et photocomposition

- DAC, Lausanne
- City Comp SA, Morges

ISBN 3-905234-74-2

Edition originale ISBN 3-905234-70-X

Copyright © Office fédéral des questions conjoncturelles, 3003 Berne, septembre 1995.

Reproduction d'extraits autorisée avec indication de la source. Diffusion: Coordination romande du programme d'action «Construction et Energie», EPFL-LESO, Case postale 12, 1015 Lausanne (N° de commande 724.463 f).

Form. 724.463 f 9.95 750 U 27611

# Avant-propos

D'une durée totale de 6 ans (1990-1995), le programme d'action «Construction et Energie» se compose des trois programmes d'impulsions suivants:

PI BAT – Entretien et rénovation des constructions

RAVEL – Utilisation rationnelle de l'électricité

PACER – Energies renouvelables

Ces trois programmes d'impulsions sont réalisés en étroite collaboration avec l'économie privée, les écoles et la Confédération. Leur but est de favoriser une croissance économique qualitative. Dans ce sens ils doivent conduire à une plus faible utilisation des matières premières et de l'énergie, avec pour corollaire un plus large recours au savoir-faire et à la matière grise.

Le programme PI BAT répond à la nécessité qu'il y a d'entretenir correctement les constructions de tous types. Aujourd'hui une partie toujours plus grande des bâtiments et des équipements de génie civil souffrent de défauts techniques et fonctionnels en raison de leur vieillissement ainsi que de l'évolution des besoins et des sollicitations. Si l'on veut conserver la valeur de ces ouvrages, il y a lieu de les rénover, et pour ce faire on ne peut s'appuyer sur l'empirisme. Le programme d'impulsions PI BAT ne se limite pas aux aspects techniques et d'organisation, il s'étend également au cadre juridique, qui jusqu'ici était essentiellement tourné vers les constructions neuves. Le programme couvre ainsi les trois domaines suivants: bâtiments, génie civil et problèmes apparentés à la rénovation.

Si l'on veut conserver les qualités techniques et architecturales de nos bâtiments et si l'on souhaite préserver des quartiers, voire des villages, des connaissances nouvelles doivent être apportées aux nombreuses personnes concernées: propriétaires, autorités, concepteurs, entrepreneurs et collaborateurs de tous niveaux.

Cours, manifestations, publications, vidéos, etc.

Le PI BAT cherche à atteindre ces objectifs par l'information, la formation et le perfectionnement des fournisseurs et des demandeurs de prestations dans le domaine de la rénovation. Le transfert de connaissances est axé sur la pratique quotidienne; basé essentiellement sur des manuels et des cours,

il comprend également d'autres types de manifestations. Le bulletin «Construction et Energie», qui paraît trois fois l'an, fournit des détails sur toutes ces activités.

Chaque participant à un cours, ou autre manifestation du programme, reçoit une publication spécialement élaborée à cet effet. Toutes ces publications peuvent également être obtenues en s'adressant directement à la Coordination romande du programme d'action «Construction et Energie» EPFL-LESO, Case postale 12, 1015 Lausanne.

## Compétences

Afin de maîtriser cet ambitieux programme de formation, il a été fait appel à des spécialistes des divers domaines concernés; ceux-ci appartiennent au secteur privé, aux écoles, ou aux associations professionnelles. Ces spécialistes sont épaulés par une commission qui comprend des représentants des associations, des écoles et des branches professionnelles concernées.

Ce sont également les associations professionnelles qui prennent en charge l'organisation des cours et des autres activités proposées. Pour la préparation de ces activités une direction de projet a été mise en place; elle se compose de MM. Reto Lang, Andreas Bouvard, Ernst Meier, Rolf Saegesser, Andreas Schmid, Dieter Schmid, Richard Schubiger, Hannes Wuest et Eric Mosimann de l'OFQC. Une très large part des activités est confiée à des groupes de travail, ceux-ci sont responsables du contenu de même que du maintien des délais et des budgets.

## Publication

Le présent document traite en premier lieu des moyens qui doivent être engagés pour apporter une réponse aux questions auxquelles l'ingénieur est continuellement confronté et relatives à la sécurité structurale d'un ouvrage existant. Il présente les démarches nécessaires à une évaluation des structures porteuses existantes et permettant en somme une prise de décision quant à la poursuite des démarches. La limitation du thème traité à l'évaluation de la sécurité structurale est clairement explicitée et justifiée au chapitre concernant le déroulement de l'évaluation, chapitre dans lequel est également circonscrit le noyau important du problème à résoudre.

Des problèmes tels que la fatigue et les actions accidentelles au sens de la norme SIA 160 sont mis entre parenthèses car, d'une part, ils nécessitent le plus souvent un autre point de départ pour leur résolution et, d'autre part, ils mériteraient à eux seuls une documentation particulière, du fait de leur complexité et également de leur importance.

Le groupe de travail accorde une grande importance à la diffusion du message selon lequel une démarche de type interactif constitue l'A et l' $\Omega$  pour la résolution des problèmes relatifs à l'évaluation de la sécurité structurale. L'ingénieur expérimenté concentre son attention sur l'essentiel du problème et n'entreprend un renforcement que s'il a acquis, au terme d'un examen soigneux de l'ouvrage, la conviction que cette décision est indispensable pour assurer le maintien de la sécurité structurale.

Les chapitres traitant des aspects juridiques montrent clairement le haut degré de responsabilité qui incombe à toutes les personnes concernées par les problèmes de « ce qui est existant ».

La deuxième partie de la documentation, traitant du renforcement de structures porteuses au moyen des matériaux les plus divers, ne constitue certes

pas un sous-chapitre secondaire. Il ne peut cependant trouver son application dans la pratique sans une préparation liée à l'évaluation.

Le présent document a fait l'objet d'une procédure de consultation. Il a également été soumis à l'appréciation des participants au premier cours pilote, ce qui a permis aux auteurs d'effectuer les modifications nécessaires. Ceux-ci ont toutefois gardé leur liberté d'appréciation pour les questions où les avis divergeaient. Ils assument donc aussi la responsabilité de leurs textes. Des améliorations sont encore possibles et les suggestions éventuelles peuvent être adressées soit au directeur du cours, soit directement à l'Office fédéral des questions conjoncturelles.

Pour terminer nous tenons à remercier de leur précieuse collaboration toutes les personnes qui ont contribué à la réalisation de cette publication.

Office fédéral des questions conjoncturelles  
Service de la technologie  
Dr B. Hotz-Hart  
Vice-directeur

# Table des matières

---

1.	Exposé du problème	9
1.1	Importance du parc immobilier existant	9
1.2	Contenu et délimitation de la thématique	11
1.3	Termes et définitions	15
1.4	Buts de la documentation	16
1.5	Public visé	17
	Bibliographie du chapitre 1	17

---

2.	Déroulement de l'évaluation des structures porteuses existantes	21
2.1	Remarques préliminaires	21
2.2	Phases de l'évaluation	24
2.3	Mesures de sécurité	28
2.4	Conséquences pour l'ingénieur	29
2.5	Honoraires de l'ingénieur	29
	Bibliographie du chapitre 2	30

---

3.	Calcul statique d'ouvrages existants	31
3.1	Remarques préliminaires	33
3.2	Mise à jour des informations	34
3.3	Analyse de la sécurité	37
	Bibliographie du chapitre 3	40

---

4.	Aspects juridiques	41
4.1	Généralités	43
4.2	La responsabilité sur la base de la maîtrise de fait sur la structure porteuse existante	45
4.3	La responsabilité résultant de l'évaluation d'une structure porteuse existante	47
4.4	Classement juridique du renforcement d'une structure porteuse en tant que prestation matérielle	52
4.5	Le renforcement de la structure porteuse en tant que complexe de prestations immatérielles et matérielles	52
4.6	L'attribution juridique du renforcement d'une structure porteuse en tant que complexe de prestations	55
4.7	La position juridique de l'ingénieur en tant que projeteur d'un renforcement d'une structure porteuse	56
4.8	Questions particulières	59
	Bibliographie du chapitre 4	64

---

5.	Systèmes de renforcement	65
5.1	Renforcer ne rend pas toujours plus « résistant »	67
5.2	Synthèse des systèmes de renforcement	67
5.3	Critères de choix d'un système	68
	Bibliographie du chapitre 5	69

---

---

6.	Renforcement au moyen de béton	71
6.1	Exposé du problème	73
6.2	Matériaux	75
6.3	Liaison entre deux bétons	77
6.4	Liaison entre le béton et l'acier	82
6.5	Liaison entre le béton et le bois	85
	Bibliographie du chapitre 6	87

---

7.	Renforcement au moyen d'acier	89
7.1	Exposé du problème	91
7.2	Renforcement avec des profilés en acier	92
7.3	Renforcement par une armature collée	99
	Bibliographie du chapitre 7	108

---

8.	Renforcement au moyen de la précontrainte	109
8.1	Domaines d'application	111
8.2	Matériaux	114
8.3	Calcul et dimensionnement	116
8.4	Indications constructives	122
8.5	Mise en soumission	129
8.6	Exécution	130
	Bibliographie du chapitre 8	131

---

9.	Renforcement du sol de fondation	133
9.1	Avant-propos	135
9.2	Situation de départ	136
9.3	Le sol de fondation	139
9.4	Moyens de renforcement	142
9.5	Choix du système	152
9.6	Calcul et dimensionnement	157
9.7	Remarque finale	163
	Bibliographie du chapitre 9	164

---

	Publications du programme d'impulsions PI BAT	165
--	---	-----

---



# 1. Exposé du problème

---

1.1	Importance du parc immobilier existant	9
1.2	Contenu et délimitation de la thématique	11
1.3	Termes et définitions	15
1.4	Buts de la documentation	16
1.5	Public visé	17
	Bibliographie du chapitre 1	17

---

# 1. Exposé du problème

## 1.1 Importance du parc immobilier existant

Les recherches récentes effectuées dans le domaine des bâtiments par Wüest & Partner, à Zurich, ont permis de cerner l'importance économique du portefeuille immobilier suisse. Même si les données relatives au parc immobilier actuel sont régulièrement publiées – entre autres dans les publications de PI BAT –, on mentionnera quelques chiffres édités par Wüest & Partner en 1993.

Parc immobilier	
Nombre de bâtiments	2,25 mio
Surface utile (BGF) (m <sup>2</sup> )	743 mio
Volume construit (m <sup>3</sup> )	3081 mio
Valeur d'assurance (Fr.)	1550 mia

Figure 1.1: Parc immobilier en Suisse, Wüest & Partner, 1993.

Le coût de la réhabilitation de ce parc immobilier est estimé à 1800 milliards de francs, alors que la valeur vénale des parcelles bâties, y compris les terrains, s'élève à 2500 milliards de francs environ.

La figure 1.2 montre le classement, selon l'âge, des bâtiments suisses en fonction de leur nombre et de leur valeur. Un peu plus d'un tiers du volume des bâtiments a été construit avant 1947. Le quart des bâtiments nécessitant une réhabilitation a été construit pendant la haute conjoncture des années soixante et au début des années septante.

Les chiffres provenant du génie civil sont aussi parlants. Le réseau des routes nationales, d'une longueur de 1500 km, comprend plus de 3000 ponts, d'une valeur de reconstruction d'environ 6 milliards de francs. Si l'on extrapole le nombre de ponts en considérant les 71 000 km du réseau routier complet et que l'on y ajoute les autres ouvrages annexes, on estime la valeur du patrimoine relatif au seul génie civil à plus de 300 milliards de francs.

Année de construction	Nombre de bâtiments	Valeur d'assur.
avant 1947	47%	40%
1947-1960	13%	11%
1961-1975	21%	27%
1976-1990	19%	22%

(Source: Gebäudedatenbank Wüest & Gabathuler, Stand 1990)

Figure 1.2: Classement des bâtiments en Suisse en fonction de leur âge.

Bien que l'investissement total dans le bâtiment ait reculé en 1991 par rapport à 1990, ce montant a tout de même atteint 37,8 milliards de francs. La part de ce montant investi dans le domaine de la réhabilitation est de plus de 10 milliards de francs. A partir de 1985, on observe une constante augmentation de l'investissement dans la réhabilitation. Cette augmentation représente une chance pour l'industrie de la construction dans les années nonante. La tendance actuelle montre une croissance de l'entretien, de la réhabilitation et de l'agrandissement des ouvrages existants. Le domaine de la rénovation est en tout cas peu sensible à la conjoncture et les besoins en rénovation sont en augmentation constante. Le besoin d'investissement dans l'entretien et la réhabilitation à long terme est estimé à 1,5 à 2% de la valeur à neuf des immeubles. On devrait donc s'attendre à des investissements annuels de 30 à 40 milliards de francs.

Soixante pour cent des zones à bâtir sont déjà construites. Plusieurs cantons ont augmenté la densité admise pour les zones à bâtir existantes. En utilisant ces nouvelles possibilités de densifier les terrains déjà construits, on estime qu'il ne sera pour le moment pas nécessaire de déclasser des terrains agricoles pour augmenter les surfaces utiles. Les anciennes zones industrielles situées souvent dans le centre de nos villes se prêtent particulièrement bien à une modification de leur affectation.

Des projets de changement d'affectation de grandes surfaces existent déjà. Comme exemples connus, on peut citer les surfaces occupées par ABB à Zurich-Oerlikon ou à Baden, par Steinfels au centre de Zurich et par Sulzer Frères SA au centre de Winterthur. La figure 1.3 montre l'ampleur des transformations futures prévues à Winterthur.



Figure 1.3: Vue aérienne des surfaces occupées par Sulzer près de la gare de Winterthur (photo: Comet).

En plus de l'importance économique du parc immobilier existant, on ne doit pas oublier que les propriétaires de ces biens-fonds ont des obligations juridiques liées à leur responsabilité civile. En effet, ils sont tenus d'assurer l'entretien de leurs immeubles.

Au chapitre 4 de ce document, nous traiterons ces aspects juridiques d'une manière détaillée. C'est pourquoi nous ne parlerons ici que des deux articles de loi les plus importants.

Selon l'art. 58 du CO, le propriétaire d'un bâtiment est responsable des dommages dus à un manque d'entretien de celui-ci (figure 1.4). La responsabilité est causale, c'est-à-dire indépendante d'un comportement délictueux du propriétaire.

E. Responsabilité pour des bâtiments et autres ouvrages

1. Dommages-intérêts

58. Le propriétaire d'un bâtiment ou de tout autre ouvrage répond du dommage causé par des vices de construction ou par le défaut d'entretien.

Est réservé son recours contre les personnes responsables envers lui de ce chef.

Figure 1.4: Art. 58 du CO.

La responsabilité du propriétaire est aussi une simple responsabilité causale selon l'art. 679 du CC. Le propriétaire est pourtant responsable de la violation des droits du tiers.

V. Responsabilité du propriétaire

679. Celui qui est atteint ou menacé d'un dommage parce qu'un propriétaire excède son droit, peut actionner ce propriétaire pour qu'il remette les choses en l'état ou prenne des mesures en vue d'écarter le danger, sans préjudice de tous dommages-intérêts.

Figure 1.5: Art. 679 du CC.

## 1.2 Contenu et délimitation de la thématique

La qualité d'un ouvrage diminue sous les effets du vieillissement, de son utilisation et de nombreuses agressions externes. C'est pourquoi on définit en général des critères d'aptitude au service et de sécurité structurale. L'état des immeubles à vocations diverses, des installations industrielles et des ouvrages d'art vieux de 25 à 45 ans s'est particulièrement dégradé à cause de leur utilisation intensive et d'un environnement agressif. Les effets dus à une utilisation intensive croissante des ouvrages sont perceptibles. Un entretien s'avère indispensable.

Un grand nombre d'ouvrages devrait être adapté aux sollicitations actuelles ou même être transformé en vue d'une nouvelle affectation (figures 1.6 et 1.7).



Figure 1.6: Restrictions avant la rénovation (photo: SI+A, cahier N° 41, 10.10.1991/975, la chaussée en acier pour la rénovation du pont, Hans-Gerhard Dauner, Aigle).

Le vaste sujet de la conservation et de la rénovation d'ouvrages ne peut pas être traité sous tous ses aspects dans un seul document. Le programme d'impulsions PI BAT est en train de collecter tout le savoir à ce sujet au travers de plusieurs projets. Le sujet est abordé sous l'éclairage du diagnostic, des technologies mises en œuvre, de l'architecture, des coûts, du déroulement des travaux, mais aussi du droit de la construction, de la gestion et de l'environnement.

L'évaluation d'un ouvrage nécessite de déterminer l'état des différentes parties de celui-ci ainsi que ses caractéristiques. Le présent document traite de la sécurité structurale des ouvrages. Il montre les voies à suivre et les moyens permettant d'analyser et de renforcer des ouvrages. Les marches à suivre et méthodes proposées ci-dessous concernent exclusivement les problèmes liés au poids propre et aux actions variables ou permanentes agissant sur les structures. Le concept de base est développé dans la directive SIA 462 *Evaluation de la sécurité structurale des ouvrages existants* (1994).



Figure 1.7: Changement d'affectation de la fonderie de Frauenfeld, mise hors service en 1983, en un mélange de logements, de bureaux et de locaux administratifs (photo: K. Keller, Frauenfeld).

La documentation traite de:		La documentation ne traite pas de:
<ul style="list-style-type: none"> <li>● Structure porteuse</li> </ul>	Ouvrage existant	<ul style="list-style-type: none"> <li>● Eléments non porteurs</li> <li>● Agrandissements et installation d'appareillage</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>● Poids propres</li> <li>● Actions permanentes</li> <li>● Actions variables</li> </ul>	Actions	<ul style="list-style-type: none"> <li>● Actions accidentelles</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>● Sécurité structurale</li> </ul>	Exigences statiques	<ul style="list-style-type: none"> <li>● Aptitude au service</li> <li>● Sécurité à la fatigue</li> </ul>

Figure 1.8: Délimitation de la thématique.

Bien que les nombreux problèmes liés à l'évaluation et à un éventuel renforcement d'une structure soient identifiés, on ne peut pas traiter tous les sujets dans notre document. On se limitera à l'étude de la structure porteuse et de sa sécurité structurale comme indiqué dans la figure 1.8.

Les points suivants sont exclus ou plutôt partiellement traités, afin de garder une vue d'ensemble sur les problèmes importants :

● Réflexions sur la sécurité

Les personnes et l'environnement doivent être protégés contre les effets de la ruine d'un ouvrage. L'exigence d'une sécurité est fondée sur la base du droit. Il est bien entendu qu'il faut tenir compte de toutes les situations de risques possibles dans les réflexions sur la sécurité. La norme SIA 160 énumère les points suivants sous l'article 2 21 2 :

- écarts par rapport aux valeurs des actions considérées ;
- actions dues au sol de fondation ;
- actions chimiques (exemple : sel sur les ouvrages routiers) ;
- écarts par rapport aux valeurs de la résistance ultime définies lors de l'établissement du projet ;
- réduction de la résistance ultime due aux effets du temps (par exemple : corrosion), de la température (par exemple : diminution de la ductilité) ou de la variation des charges (exemple : fatigue) ;
- surcharge de la structure porteuse ou réduction de la résistance ultime provoquée, par exemple, par un incendie, une explosion, une rupture de conduite, la grêle, un choc ou un séisme ;
- perte de stabilité de l'ensemble de la structure (par exemple : glissement, renversement, soulèvement).

● Actions accidentelles

Les actions accidentelles, telles que les chocs, déraillement, explosion, incendie et séisme, font partie intégrante des situations de risques à considérer pour la sécurité structurale. Le traitement de ces situations de risques exige le plus souvent des mesures constructives plutôt que des renforts. Ceci nous amène à ne pas aborder les charges accidentelles dans ce document et à nous limiter aux charges statiques (voir aussi les réflexions du chapitre 5.1).

Les personnes intéressées trouveront des éléments complémentaires dans la documentation SIA D097 *Verstärkungsmassnahmen für erdbebengefährdete Bauwerke* élaborée par le groupe Suisse de génie parasismique et de la dynamique des constructions (SGEB). Comme complément à cet excellent ouvrage, la SGEB a lancé une nouvelle étude sur l'évaluation de la sécurité structurale sous l'effet d'actions accidentelles.

● La sécurité à la fatigue

La détermination de la sécurité à la fatigue d'un ouvrage est à elle seule une entreprise complexe. D'un côté, il est difficile de détecter prématurément des fissures dues à la fatigue et, de l'autre, on dispose de plusieurs moyens pour augmenter la sécurité à la fatigue autres que le renforcement de la structure (par exemple: percement d'un trou à l'extrémité d'une fissure pour diminuer la concentration des contraintes).

● L'aptitude au service

Lors de l'évaluation ou du renforcement éventuel d'une structure, on ne peut pas négliger l'aptitude au service. Les notions d'aptitude fonctionnelle et d'aspect sont très ambiguës. De toute façon, il convient d'en débattre avec le propriétaire ou avec l'utilisateur. Là aussi, on dispose de plusieurs moyens pour améliorer l'aptitude au service sans pour autant devoir renforcer la structure (par exemple: isoler une machine source de vibration du plancher).

La durabilité sera abordée au chapitre des systèmes de renforcement.

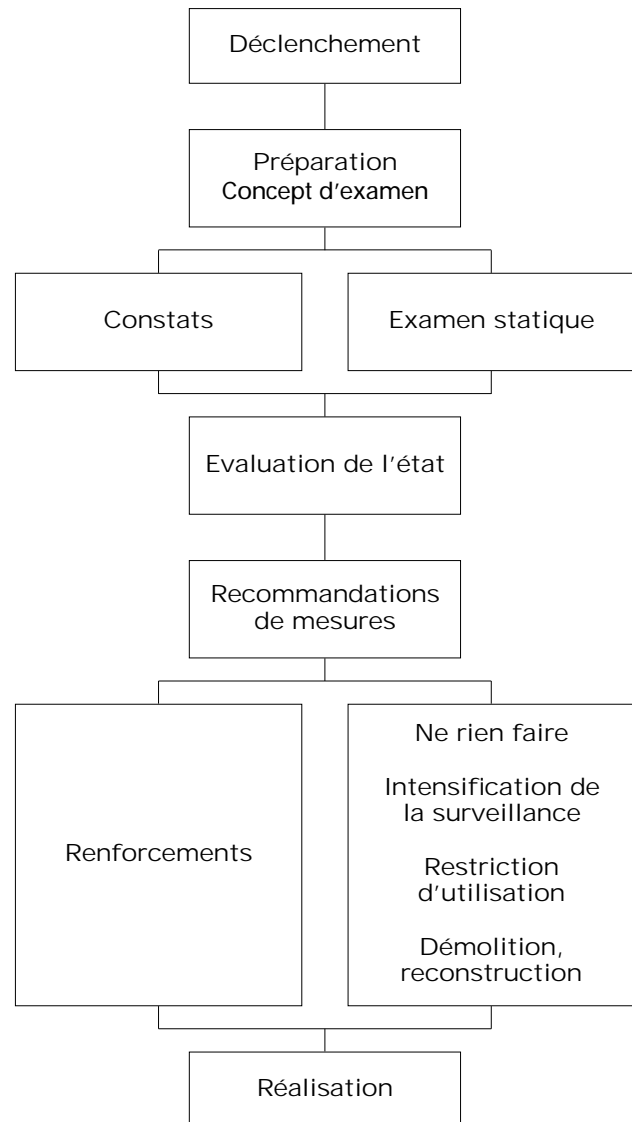


Figure 1.9: Phases de la conservation des ouvrages – mesures en relation avec la sécurité structurale.

Cette documentation se base sur une série de travaux réalisés dans le cadre du programme PI BAT. Ces travaux retracent les différentes phases de la conservation d'un ouvrage.

La figure 1.9 nous montre les différentes phases nécessaires à la conservation d'un ouvrage. Ces phases ne concernent que les mesures envisageables sous l'angle de la sécurité structurale. Bien entendu,

on peut aussi obtenir une sécurité structurale suffisante par des réparations et de l'entretien. Les domaines de la maintenance et du diagnostic sont traités dans les ouvrages suivants : *Techniques d'auscultation des ouvrages de génie civil* (PI BAT 1991), *Le diagnostic des ouvrages de génie civil* (PI BAT 1993), *Diagnostic sommaire MERIP* (PI BAT 1993) et *Feindiagnose im Hochbau* (PI BAT 1993). La documentation *Evaluation des structures porteuses – Systèmes de renforcement* couvre la vérification des calculs lors de l'auscultation et l'évaluation de la sécurité structurale.

Par mesures, on comprend ici celles agissant sur la sécurité structurale. D'autres ouvrages traitent d'autres types de mesures, à savoir *Protection des ouvrages de génie civil* (PI BAT 1992) et *Réfection des ouvrages en béton* (PI BAT 1993).

Chaque ouvrage qui, en cas de ruine, met en péril des personnes ou l'environnement, doit avoir une sécurité structurale suffisante. Les nouvelles constructions sont normalement conçues et dimensionnées dès le départ pour satisfaire à des exigences issues, en principe, des normes. Elles sont dimensionnées de façon à couvrir les imprécisions et irrégularités qui ne manquent pas de se produire lors

de l'élaboration du projet ou de sa réalisation, sans pour autant porter atteinte à la sécurité structurale nécessaire. Une modification des actions ou de la résistance structurale sera aussi prise en compte. Un ouvrage existant, par contre, comporte, par rapport aux plans initiaux, des imprécisions dues à la construction et des modifications dues à son utilisation.

L'évaluation d'un ouvrage existant est un processus itératif. Elle part d'une analyse sommaire pour finir par une analyse détaillée. On débute toujours par une visite des lieux et par l'étude des documents encore disponibles. Il convient d'y inclure aussi le comportement observé de l'ouvrage. Selon les phases, on complète par une étude statique sommaire ou une vérification détaillée pour déterminer la sécurité structurale de l'ouvrage. Enfin, on doit porter un jugement sur la durée de vie restante de l'ouvrage et fixer des mesures administratives ou constructives si elles sont nécessaires.

Si, au terme de la vérification, la sécurité structurale est insuffisante, l'ouvrage existant ou l'une ou plusieurs de ses parties doit être renforcé, à la condition que cela soit possible.

## 1.3 Termes et définitions

Sauf indication contraire, les termes et définitions développés dans cette documentation correspondent à ceux définis dans les normes SIA. Le vocabulaire employé correspond en particulier à celui de la directive SIA 462, *Evaluation de la sécurité structurale des ouvrages existants*, Edition 1994.

Résumé des termes les plus importants :

- *Ouvrages existants*  
Ouvrages construits et reçus au sens des articles 157 et suivants de la norme SIA 118 ou d'une manière analogue. Le terme ouvrage désigne aussi bien des ouvrages complets que des parties d'ouvrages.
- *Structure porteuse*  
Ensemble des éléments de construction qui assurent la stabilité et limitent les déformations d'un ouvrage. Des éléments du revêtement extérieur, du second œuvre et de certaines installations font également partie de la structure porteuse.
- *Sécurité structurale*  
La sécurité structurale face à un risque est assurée lorsque ce risque est maintenu sous contrôle par des mesures appropriées ou qu'il reste inférieur à un minimum acceptable. On prendra la capacité de déformation plastique en considération lors de l'évaluation de la sécurité structurale, en particulier dans le cas d'actions accidentelles.
- *Durée d'utilisation restante*  
Durée pendant laquelle un ouvrage peut ou doit rester en service conformément au plan d'utilisation actualisé. Le cas échéant, elle détermine aussi la date d'une nouvelle évaluation de la sécurité structurale en vue d'une prolongation de l'utilisation.
- *Actualisation*  
Contrôle et mise à jour des informations existantes contenues dans les plans, listes et autres documents ainsi que les informations recueillies spécifiques aux problèmes posés. Cette catégorie comprend en particulier l'actualisation des situations de risques, des dimensions de l'ouvrage, des propriétés des matériaux et des actions agissant sur l'ouvrage.
- *Risques acceptés*  
Risques classés comme étant acceptables et sciemment acceptés par le propriétaire ou l'utilisateur.
- *Défaut*  
Absence d'une qualité que l'ouvrage devrait présenter conformément aux normes, à un contrat ou aux règles de l'art.
- *Dégâts à l'ouvrage*  
Affaiblissement ou endommagement de l'ouvrage qui porte préjudice à sa sécurité structurale ou à son aptitude au service.

Lors de l'évaluation de la sécurité structurale d'un ouvrage existant, on devra fréquemment se référer aux normes et directives anciennes et se reporter à d'anciennes notations et d'anciens systèmes d'unités. On veillera dans ce cas à ce qu'aucune méprise ne soit possible. Lors de l'évaluation on utilisera les termes, notations et systèmes d'unités en vigueur.



## 1.4 Buts de la documentation

La formation des ingénieurs civils et les normes suisses éditées jusqu'ici sont principalement basées sur des règles de calcul, de dimensionnement et de construction de nouveaux ouvrages. Ces connaissances acquises lors de la formation pour les projets de nouveaux ouvrages sont des bases nécessaires qui ne suffisent toutefois pas pour des projets liés à des constructions existantes.

Cette documentation veut en premier lieu sensibiliser les spécialistes aux constructions existantes. Elle doit permettre de faire prendre conscience et de mettre dans les esprits que l'évaluation de la sécurité structurale d'ouvrages existants est un travail difficile et conséquent. Pour entreprendre une tâche de cette ampleur et d'une telle responsabilité, il convient d'être compétent, d'avoir de la méthode doublée d'une bonne expérience.

La documentation comprend deux chapitres principaux à la suite desquels on devrait retirer l'impression que chaque renforcement résulte de décisions basées sur une auscultation suffisante et sur une évaluation de l'état de la structure.

Dans la première partie (figure 1.10), on marque la différence entre les calculs statiques d'un nouveau

projet et l'examen statique d'une structure existante. On y décrit les phases permettant d'évaluer un ouvrage existant et les méthodes de calculs numériques pour déterminer la sécurité structurale. Les exigences de sécurité structurale ne sont pas fixées selon les normes SIA des nouvelles constructions, mais elles dépendent de la durée de vie restante de l'ouvrage existant. Un autre chapitre est aussi complètement dédié aux importants aspects juridiques.

Dans le domaine des renforcements, la documentation aborde les problèmes spécifiques au renforcement avec du béton, de l'acier (sous forme de profilés ou de fers plats), de la précontrainte, de l'armature collée et du béton projeté. Ensuite, on traite des systèmes de renforcement du sol de fondation. On décrit aussi les divers domaines d'application de ces méthodes de renforcement. Les caractéristiques des matériaux permettent de définir les règles de dimensionnement et de construction. Une transposition vers des applications pratiques est illustrée par des informations sur les soumissions et les modes d'exécution. Pour compléter le dossier, on trouvera aussi des applications pratiques et des résultats d'essais sur des systèmes de renforcement. La figure 1.11 illustre l'organisation du chapitre des systèmes de renforcement.

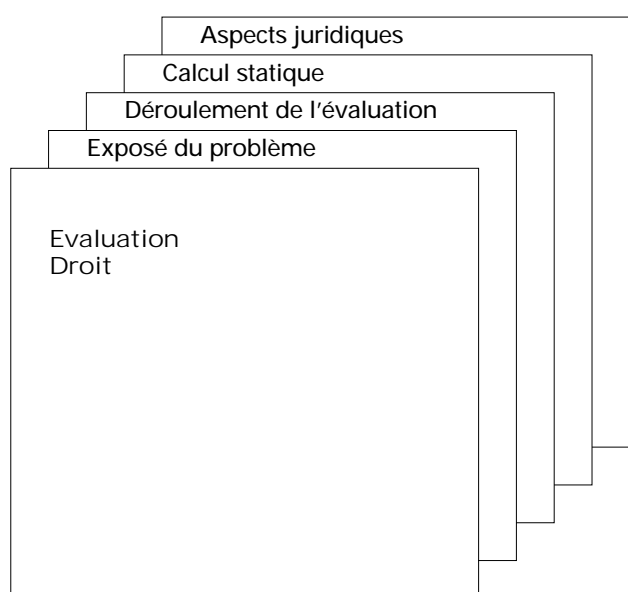


Figure 1.10: Organisation du chapitre traitant de l'évaluation et des aspects du droit.

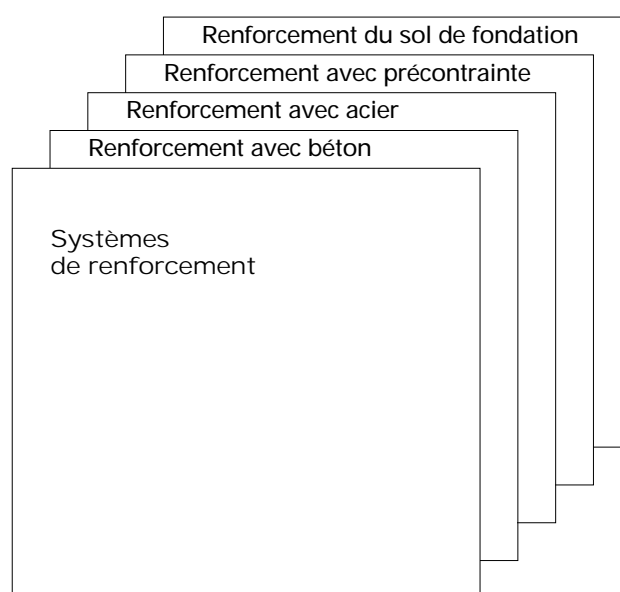


Figure 1.11: Organisation du chapitre traitant des systèmes de renforcement.

## 1.5 Public visé

Cette documentation est avant tout destinée aux bureaux d'ingénieurs, aux entreprises et à l'administration. L'évaluation d'une structure porteuse existante doit être basée sur une recherche soignée de l'état de la construction et d'un examen des conditions statiques. Un renforcement éventuel résulte d'une évaluation de la sécurité structurale et de l'aptitude au service. Dans le cadre de l'entretien et de la rénovation d'ouvrages, on doit faire face à une tâche difficile comportant de grandes responsabilités. Ce document est un outil permettant de résoudre ces problèmes particuliers mis à la disposition de l'ingénieur expérimenté dans la réalisation de nouveaux ouvrages.

Dans ce document, on explique les règles régissant un examen statique et l'évaluation de la sécurité structurale. Dans le domaine des renforcements, on y présente quelques mesures spécifiques, depuis le choix du système de renfort jusqu'à sa réalisation. Avec l'aide d'exemples, on devrait être finalement capable de résoudre judicieusement les cas qui se présentent.

## Bibliographie du chapitre 1

- PI BAT :  
Techniques d'auscultation des ouvrages de génie civil (1991).
- PI BAT :  
Diagnostic sommaire MERIP (1993).
- PI BAT :  
Untersuchungsmethoden im Hochbau :  
Feindiagnose für Baukonstruktionen und  
Haustechnik (1993).
- PI BAT :  
Le diagnostic des ouvrages de génie civil  
(1993).
- PI BAT :  
Protection des ouvrages de génie civil (1995).
- PI BAT :  
Réfection des ouvrages en béton (1994).
- Directive SIA 462 :  
Evaluation de la sécurité structurale des  
ouvrages existants (1994).
- Wüest & Partner : Bau- und Immobilienmarkt  
Schweiz, MONITORING 1993, Zürich 1993

## 2. Déroulement de l'évaluation des structures porteuses existantes

---

2.1	Remarques préliminaires	21
2.1.1	Raisons d'une évaluation	21
2.1.2	Sécurité structurale: le résultat d'une appréciation	21
2.1.3	Devoirs et responsabilités	22
2.1.4	Variantes de décisions	23

---

2.2	Phases de l'évaluation	24
2.2.1	Phase I: Evaluation sommaire préliminaire	24
2.2.2	Phase II: Examen approfondi	26
2.2.3	Phase III: Recours à un collège d'experts	27
2.2.4	Projet de remise en état	27

---

2.3	Mesures de sécurité	28
2.3.1	Mesures urgentes de sécurité	28
2.3.2	Mesures de sécurité supplémentaires	28
2.3.3	Renforcement des structures	28
2.3.4	Mise hors service, démolition	28

---

2.4	Conséquences pour l'ingénieur	29
-----	-------------------------------	----

---

2.5	Honoraires de l'ingénieur	29
-----	---------------------------	----

---

	Bibliographie du chapitre 2	30
--	-----------------------------	----

---

## 2. Déroulement de l'évaluation des structures porteuses existantes

### 2.1 Remarques préliminaires

#### 2.1.1 Raisons d'une évaluation

Il y a plusieurs raisons pour entreprendre l'évaluation d'une structure porteuse existante, notamment :

- les résultats d'un contrôle périodique ;
- l'expiration de la durée d'utilisation restante déterminée lors d'un contrôle précédent ;
- un défaut de dimensionnement ou d'exécution ;
- un changement d'affectation planifié de l'ouvrage ;
- un doute sur la sécurité structurale à la suite de dommages visibles ;
- une aptitude au service manifestement défectueuse ;
- des événements exceptionnels survenus pendant l'utilisation (comme par exemple : choc d'un véhicule, avalanche, incendie dans un immeuble, séisme, etc.), et qui peuvent avoir endommagé la structure porteuse ;
- des soupçons sur l'influence possible de matériaux, de modes ou de systèmes de construction sur la sécurité structurale, ou aussi
- un simple soupçon, né sans que l'on puisse tout d'abord en définir l'origine précise, que l'on veut écarter.

Avec l'expérience, on se rend compte que le plus difficile est d'évaluer la *sécurité structurale* d'ouvrages existants. On doit souvent déterminer le comportement de la structure porteuse dans des situations extrêmes, qui sortent en général du domaine des connaissances acquises. A cela on doit ajouter qu'il est souvent difficile de se prononcer sur l'état réel d'un élément porteur, alors que ce diagnostic peut se révéler capital dans l'évaluation de la sécurité structurale (par exemple dans les cas de corrosion).

L'évaluation de l'état d'une structure porteuse soumise à des actions dynamiques est aussi complexe, notamment en ce qui concerne la *fatigue*. La détection précoce fiable de fissures dues à la fatigue n'est possible qu'avec l'engagement de gros moyens et nécessite que soient menées des recherches poussées sur les parties d'ouvrage exposées.

Des doutes sur l'*aptitude au service* d'un ouvrage sont rares. En effet, soit l'ouvrage a un comportement satisfaisant en service, soit les défauts correspondant à un type de sollicitation sont connus. Des déformations, la formation de fissures, la caracté-

ristique du comportement sous vibrations, etc., se manifestent dans des conditions d'utilisation normales et permettent sans autre une affirmation concluante. On peut éventuellement se poser des questions sur l'acceptabilité de ces phénomènes s'il s'agit d'ouvrages soumis à des vibrations ou à des ébranlements.

La question de la *durabilité* d'ouvrages existants se pose différemment. En effet, alors que pour un nouveau projet on manque fréquemment d'expérience, on peut, dans le cas d'ouvrages existants, déterminer plus facilement une tendance de l'évolution en se basant sur l'état actuel. La détermination des mesures nécessaires à la conservation de l'ouvrage est comparativement plus facile dans le cas d'ouvrages existants.

Dans le cas du projet et du dimensionnement d'une *nouvelle* structure, les problèmes sont exactement inverses. La sécurité structurale selon les normes est facilement contrôlée sur la base de modèles statiques simples, alors que l'aptitude au service est plus difficile à modéliser et à prédire par manque d'informations sur l'utilisation finale réelle de l'ouvrage. Il est encore plus difficile de prédire la durabilité d'ouvrage alors que l'on se trouve au stade de l'étude du projet.

#### 2.1.2 Sécurité structurale : le résultat d'une appréciation

La sécurité ou le manque de sécurité d'une *structure porteuse existante* n'est plus directement liée à l'ouvrage, mais avant tout liée à l'expression d'une confiance en une personne (par exemple un expert). Le jugement est influencé par les propriétés physiques souvent mal connues de la structure, par une idée sur le comportement de la structure ainsi que par les situations de risque prévisible pendant la durée de vie restante.

Chaque jugement sur la sécurité d'une structure porteuse existante est subjectif et correspond au degré de connaissance atteint par l'auteur du jugement. Ainsi, les opinions d'experts, souvent divergentes, se rapprochent au travers d'un échange de vue et finissent par tendre vers une unité de vue.

La sécurité structurale d'un ouvrage existant est dans beaucoup de cas le résultat d'une analyse soignée de son état et de son comportement. Ce qui peut, par exemple, paraître au premier abord

comme dépourvu de sécurité, peut avec l'apport d'informations complémentaires et selon les circonstances se révéler sûr. Les propriétés objectives réellement observées sur une structure porteuse ont ensuite une influence sur l'estimation subjective de la sécurité structurale. Cette démarche est représentée dans la figure 2.1, et abordée d'une manière plus approfondie dans le chapitre 3.1.

Contrairement à ce qui précède, on peut tout à fait décrire la sécurité d'un projet de structure comme une caractéristique objective du projet car le jugement de la sécurité structurale se base en général sur quelques éléments de détermination clairement décrits dans les normes afférentes. C'est pourquoi la sécurité d'un projet de structure peut être objectivement évaluée avec les calculs statiques et les plans.

### 2.1.3 Devoirs et responsabilités

Les devoirs et responsabilités des intervenants sont traités de façon approfondie dans le chapitre 4. C'est pourquoi nous n'aborderons ici que deux sujets.

Il est manifeste que, en fonction des informations ou des intentions de l'utilisateur, le propriétaire de l'objet en question est responsable *d'entamer* une évaluation de son ouvrage. En effet il répond de la défaillance de sa structure d'une manière *causale*. Dans une telle situation, il est généralement conseillé de mandater un ingénieur expérimenté pour débiter un premier examen. Le contrat les liant doit être soigneusement rédigé et formulé. Selon la difficulté de la tâche, il est indispensable que le propriétaire ait une confiance absolue en l'ingénieur mandaté.

L'ingénieur est naturellement tenu d'accomplir *soigneusement* son *mandat*. Il doit en particulier élaborer un *rapport d'expert* sur la sécurité de la structure et sur les mesures éventuelles à prendre. Les moyens permettant d'établir le rapport sont en général de la compétence de l'ingénieur. C'est pourquoi les calculs et les auscultations effectués correspondent essentiellement à l'opinion qu'il se fait du problème. Il est aussi tenu d'informer le mandant sur une impossibilité éventuelle d'accomplir le mandat et de le refuser. Il est bon de savoir que si un spécialiste donne un conseil même sans être rétribué, il est soumis au droit du contrat et que sa responsabilité se trouve engagée.

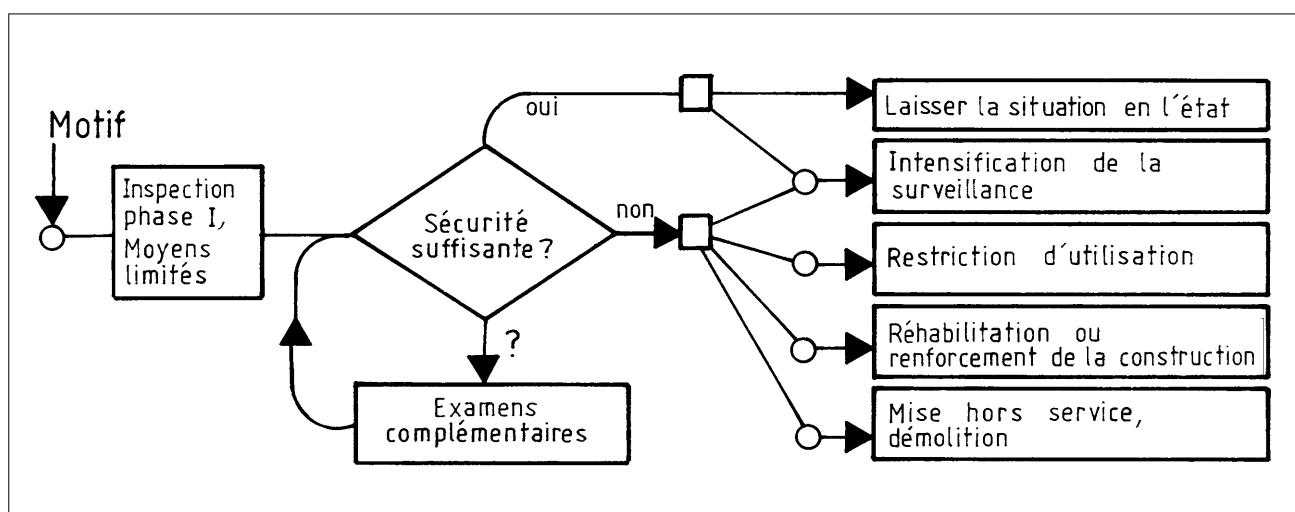


Figure 2.1: Démarche d'évaluation et variantes de décision.

Dans les cas concrets de procédure, le *juge* se prononcera avant tout en examinant si l'ingénieur a fait face à son difficile mandat *avec tout le soin nécessaire*. La justesse des conclusions d'un ingénieur ne donne pas lieu à un grand débat, puisque chaque homme, même le meilleur spécialiste, ne peut être infallible. Tout plaignant doit aussi apporter des éléments de preuves. Il doit prouver que l'ingénieur a violé son devoir de diligence (voir aussi Briner, 1992).

Le *propriétaire* est finalement tenu de tenir compte des dispositions et des conseils de l'ingénieur. S'il n'est pas prêt à le faire, alors l'ingénieur est tenu de le mettre en garde clairement sur les conséquences possibles de son choix. Dans le cas où des personnes sont mises en danger, la responsabilité de l'ingénieur est engagée et il a l'obligation d'annoncer les faits critiques à l'autorité de surveillance compétente ou, en cas de nécessité, au procureur général.

Face à un grand risque potentiel ou à des coûts prohibitifs, on peut se demander si l'ingénieur doit prendre seul la responsabilité d'une décision. A-t-il suffisamment de poids pour faire exécuter les mesures nécessaires? Est-il raisonnable d'accepter que des risques exceptionnels soient laissés à son seul jugement?

#### 2.1.4 Variantes de décisions

L'ingénieur, mandaté pour évaluer une structure porteuse existante, doit avant tout trouver des réponses aux questions suivantes:

- Quelle est la sécurité de la situation telle que trouvée?
- Est-elle suffisamment sûre?
- Qui décide?
- Comment arriver à la décision?
- Comment défendre la décision?
- Comment imposer la décision?

Après mûre réflexion, l'ingénieur mandaté doit parvenir à une décision et en faire part au maître de l'ouvrage. Décider de la suffisance ou de l'insuffisance de la sécurité d'une structure a une grande portée.

Dans le premier cas, on interrompt la procédure d'évaluation et on a une confiance totale dans les affirmations de l'ingénieur. Dans le deuxième cas, on doit déterminer ce qu'il reste à faire. On dispose

alors d'une série de variantes, qui va d'une intensification de la surveillance de la construction jusqu'à sa démolition et à sa reconstruction. La figure 2.1 montre les variantes de décision et leurs conséquences.

Il est évident que l'on va choisir la variante présentant un risque acceptable avec le coût le plus faible. Dans le futur, pour des raisons de politique économique, nous serons amenés à apprendre à vivre avec de plus gros risques. Ces risques n'ont toutefois pas le même poids selon le type de construction examiné.

En règle générale, c'est le propriétaire ou l'utilisateur qui prendra *de jure* la décision finale. Pour les ouvrages publics, elle est prise par la direction des constructions, c'est-à-dire par le gouvernement ou une instance similaire. Fréquemment, ces organes ne sont pas compétents et se basent sur l'avis du ou des experts nommés. On peut donc dire que l'ingénieur décide souvent *de facto*, ce qui ne lui simplifie pas la situation.

## 2.2 Phases de l'évaluation

L'expérience montre que l'évaluation d'un ouvrage existant se décompose en trois phases (voir la directive SIA 462). Chacune des trois phases doit être étudiée pour elle-même et présentée pour une libre décision au maître de l'ouvrage. A la vérité, cette liberté est restreinte par les recommandations résumées à la fin de chaque phase par l'ingénieur et par les ordonnances du Code des obligations et du Code pénal.

Il est évident que chacune des trois phases devrait être formulée avec précision et par écrit dans le contrat. Le mandant et le mandataire doivent rédiger ce contrat ensemble.

La figure 2.2 schématise le déroulement d'une évaluation.

### 2.2.1 Phase I : Evaluation sommaire préliminaire

Dans beaucoup de cas, l'évaluation sommaire préliminaire est la phase la plus importante et nécessite de grandes connaissances. Elle a pour objet d'écartier les doutes existants avec des moyens appropriés ou, si cela n'est pas possible, de faire des propositions raisonnables pour d'autres investigations.

L'évaluation sommaire préliminaire comprend une observation visuelle, un inventaire des documents existants, une actualisation des plans d'utilisation et de sécurité d'entente avec le maître d'ouvrage ou l'utilisateur, un contrôle rapide de la sécurité structurale et finalement un rapport.

#### a) Visite des lieux

Une visite de l'objet en question est extrêmement importante. Un but parmi d'autres est de détecter les situations de risque locales typiques, qui pourraient menacer la structure porteuse dans le futur. Il s'agit en plus de constater des défauts, des dommages et tous les signes de surcharges.

Lors de cette visite, on devrait aussi procéder à une évaluation préliminaire intuitive de la sécurité structurale. En cas de nécessité, on peut aussi ordonner des mesures de sécurité complémentaires urgentes.

Une telle visite des lieux doit être bien préparée, sans que cette préparation n'amène d'idées préconçues. On trouve des conseils avisés dans (PI BAT, 1993).

#### b) Analyse des documents existants

Dans une deuxième partie de la phase I, on effectue une analyse des documents existants disponibles, tels que : plans, calcul statique, journal de la construction, soumissions, décomptes, protocoles de réception, plans de transformations, etc.

Lors de l'étude de ces documents, il convient de se replacer dans le contexte de l'époque : quels étaient les buts fixés, quels modes de construction ont été utilisés et quels matériaux ont été mis en œuvre ? Dans quel climat économique et d'organisation travaillait-on ? Est-ce que le travail était pressant ? Tous ces éléments constituent des indicateurs qualitatifs.

L'examen des notes de calcul apporte aussi une foule d'informations, notamment sur les normes, les méthodes de calcul et de dimensionnement, le système statique admis et les moyens de calculs disponibles à cette époque. Sur la base des connaissances et des moyens de calcul actuels, on peut alors tout de suite déterminer les zones comportant des réserves de sécurité ou non.

#### c) Complément et mise à jour des documents

Les plans d'utilisation et de sécurité, imposés par les nouvelles normes de construction, n'existent que pour peu d'ouvrages existants. Ces plans doivent être créés ou complétés selon les cas en fonction de la durée d'utilisation restante. Ils constituent ensuite une base importante pour déterminer si un ouvrage peut rester en service, sous quelles conditions et avec quelles dispositions.

Ensuite, il convient de fixer les *risques* que l'on est prêt à *accepter*. Il est vivement conseillé d'effectuer une liste de ces risques et de la soumettre pour accord au maître d'ouvrage. De cette façon, on sait exactement qui porte les conséquences financières en cas de dégâts. Accepter consciemment ou par négligence que des personnes soient mises en danger est inadmissible et ne nécessite pas d'explications complémentaires.

Les *règles d'utilisation* selon SIA 169, les *plans de surveillance* et les *plans d'entretien* jouent un rôle important dans les ouvrages existants. Ils permettent de fixer et d'assurer le comportement de l'ouvrage pour la durée d'utilisation restante.

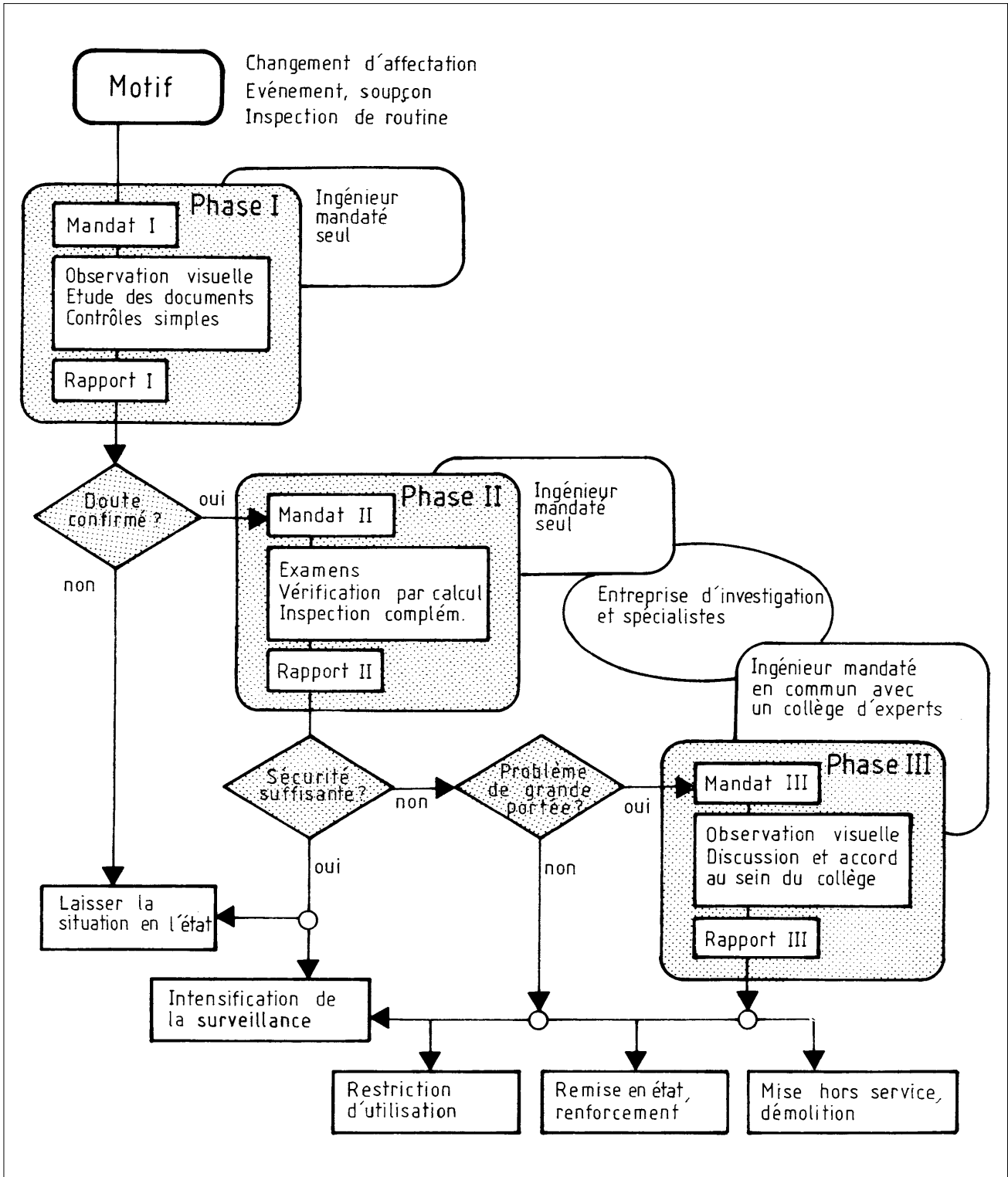


Figure 2.2: Les phases de l'évaluation.



Finalement, pour conserver les éléments importants d'une évaluation récente, il faut procéder à une récolte soignée des documents essentiels, afin que ces bases soient sans équivoque et sans lacune dans l'optique d'une future évaluation.

#### d) *Evaluation statique sommaire*

On arrive en général à faire une première estimation sommaire de la sécurité structurale disponible en se basant sur les plans d'utilisation et de sécurité, ainsi que sur les plans et les calculs statiques. Le chapitre 3 traite de la marche à suivre la plus appropriée.

Une remarque complémentaire est nécessaire pour les structures qui présentent un comportement non satisfaisant à des sollicitations dynamiques. Dans ces cas, en plus de la sécurité structurale, on tiendra compte de la rigidité de la structure qui est décisive dans le comportement vis-à-vis des vibrations. Le renforcement d'une construction entraîne en général une augmentation de la rigidité qui n'est pas forcément bienvenue. Il faut porter une attention particulière aux questions dynamiques dans l'évaluation de la sécurité au séisme, notamment parce que la relation entre la résistance ultime et la ductilité d'une structure porteuse est très sensible. Renforcer une construction en augmentant sa rigidité peut avoir pour conséquence un affaiblissement de l'ouvrage.

#### e) *Rapport*

Toutes les connaissances acquises pendant la phase I doivent faire l'objet d'un rapport résumé remis au mandant. Si les doutes ayant amené le mandat n'ont pas pu être levés pendant la phase I, alors il conviendra d'effectuer des pas complémentaires dans la phase II.

### 2.2.2 Phase II : Examen approfondi

Il est souhaitable de poursuivre les travaux de la phase II avec le même ingénieur, pour tirer profit des connaissances acquises.

#### a) *Examens de l'ouvrage*

La phase II est caractérisée par les examens de l'ouvrage. On effectue une mise à jour des informations relatives à l'ouvrage. A cet effet, on fait en

général appel à des spécialistes ou à des instances spécialisées. On trouve des informations importantes sur ce thème dans (Favre et al., 1987 ; PI BAT, 1992 ; Ladner, 1988 ; Wicke, 1987).

Souvent on essaie d'examiner tous les éléments possibles, par exemple diamètre et écartement des armatures, profondeur de carbonatation, teneur en chlorures, fissures et écartement de celles-ci, fissures superficielles, fissures dues à la fatigue, résistances, comportements en charge, déformations, ancrages, injection des câbles de précontraintes, etc. Une telle démarche désordonnée est préjudiciable. D'autre part, certains examens approfondis sont l'occasion d'un endommagement souvent inutile de la structure.

Il est beaucoup plus sensé et financièrement plus raisonnable de se baser sur les résultats de la phase I pour fixer un programme d'examens et d'essais à entreprendre. Les essais devraient être supervisés par l'ingénieur mandataire responsable. Pour autant que ce soit possible, il devrait aussi participer à la formulation du rapport d'investigation.

#### b) *Vérification par un calcul*

Les informations complémentaires obtenues doivent être intégrées au calcul pour lever ou confirmer les doutes qui subsistaient après la phase I. Il convient de mettre à jour les valeurs et de modifier les modèles statiques utilisés.

#### c) *Rapport*

Toutes les conclusions de la deuxième phase sont résumées dans un rapport qui, à nouveau, sera remis au mandant. Le rapport donnera avant tout des informations sur la question de la sécurité structurale. Si l'on conclut à une sécurité structurale insuffisante, il convient d'intensifier les mesures de surveillance, de fixer des limites d'utilisation, de renforcer et d'envisager éventuellement la mise hors service de l'ouvrage.

*En général*, la décision de mettre en place l'une de ces mesures justifie largement l'arrêt des examens de la phase II. C'est notamment le cas si aucune personne n'est mise en danger et que les risques d'un endommagement des choses ou des valeurs sont pris en compte. Si la vie de personnes n'est pas en cause, on peut même étayer la décision par des réflexions de coût et d'utilisation.

Une telle fin du processus d'évaluation est aussi justifiée si l'on décide de réhabiliter, c'est-à-dire de renforcer l'ouvrage ou de le démolir pour le remplacer, sous réserve bien entendu que les conséquences financières ne soient pas disproportionnées.

Si tous ces critères ne s'appliquent pas, on est alors face à un problème complexe où toute décision aura une grande portée. Dans le rapport de la phase II, l'ingénieur responsable devra proposer la mise en route de la phase III.

Le mandant devrait aussi être partie prenante à ce stade de l'évaluation, ce qui garantit un jugement équilibré et objectif.

### 2.2.3 Phase III : Recours à un collège d'experts

Dans de rares cas et pour des problèmes de grande portée, on a recours à un collège d'experts. Celui-ci est chargé d'étudier soigneusement les propositions de décision. En plus de l'ingénieur mandaté, le collège devrait compter deux autres spécialistes expérimentés. En règle générale, le propriétaire ou l'utilisateur n'appartient pas au collège mais se tient à disposition pour toutes les informations nécessaires. Il est avant tout intéressé par le côté qualitatif du débat, c'est pourquoi il ne sera présent qu'en tant qu'observateur.

En portant un jugement sur l'ouvrage existant, un tel collège d'experts se substitue aux normes, ces dernières garantissant un niveau de sécurité équilibré et satisfaisant pour de nouveaux projets. Le principe d'accepter des risques plus élevés ne devrait être réservé qu'à un tel collège.

L'ingénieur mandaté pour les phases I et II fournira au collège tous les éléments disponibles et il expliquera ses propositions de mesures à prendre. Le collège au complet ferait bien ensuite de visiter l'ouvrage et d'en discuter en commun.

Le collège peut reporter sa décision afin de faire effectuer des examens supplémentaires de l'ouvrage. Avant de prendre une décision, il peut aussi exiger que des recherches complémentaires soient réalisées par l'ingénieur mandataire. Cette décision doit être unanime et défendue auprès du propriétaire ou, le cas échéant, devant la collectivité. Les membres du collège ont une responsabilité collective vis-à-vis du propriétaire.

En dernière instance, le collège d'experts conseille au maître de l'ouvrage ou à l'utilisateur de mettre en œuvre les mesures choisies. S'il existe un danger pour les personnes et eu égard au caractère obligatoire face à la collectivité, toutes les dispositions nécessaires doivent être prises pour faire appliquer les mesures préconisées, même si elles sont contraignantes pour le propriétaire ou l'utilisateur.

### 2.2.4 Projet de remise en état

L'élaboration de la remise en état ou du projet de renforcement ne fait plus partie des phases décrites précédemment. Elle correspond plutôt à un nouveau mandat d'ingénieur. D'un côté, il serait préférable de mandater l'ingénieur qui s'est occupé des phases précédentes afin d'utiliser au mieux les connaissances déjà acquises, mais d'un autre côté on risque de ne pas détecter une éventuelle erreur d'évaluation.

## 2.3 Mesures de sécurité

La figure 2.2 illustre les principales mesures de sécurité disponibles. A celles-ci, il convient d'ajouter toutes les mesures urgentes de sécurité nécessaires en cas de situation critique. Ces diverses mesures sont décrites succinctement ci-dessous.

### 2.3.1 Mesures urgentes de sécurité

Dès qu'il apparaît nécessaire de protéger des personnes ou l'environnement, il faut mettre en place des mesures urgentes de sécurité. C'est, en particulier, immédiatement le cas quand il apparaît que la sécurité structurale n'est pas suffisante.

Comme mesures d'urgence on envisagera :

- la restriction significative de l'utilisation ;
- des dispositions constructives (étayage, soutènement) ;
- la fermeture de parties d'ouvrage ;
- la mise hors service et la fermeture de l'ouvrage.

### 2.3.2 Mesures de sécurité supplémentaires

Il est souvent judicieux d'*intensifier la surveillance* des ouvrages, pour autant qu'elle soit à même de faire détecter à temps une dégradation progressive de la sécurité structurale. C'est en général le cas avec des défaillances annonciatrices d'une ruine possible, comme des déformations croissantes, l'apparition de fissures, des ruptures successives de torons, etc. Une telle intensification de la surveillance est inutile dans les constructions où l'on s'attend plutôt à une rupture fragile, sans signe annonciateur.

Souvent, il convient aussi de prendre des mesures administratives sur place, telles que la *réduction des charges utiles*. Il est important d'étudier l'efficacité et l'applicabilité de telles mesures.

Lorsque l'on choisit cette option pour réduire le risque, il est conseillé de consigner ces mesures dans un document que l'on pourrait appeler plan de risques et de le soumettre au maître d'ouvrage ou à l'utilisateur.

### 2.3.3 Renforcements des structures

Lorsque des parties d'ouvrages sont à renforcer, on tendra à appliquer alors les normes SIA de constructions régissant les nouvelles structures.

Si l'on renforce des parties importantes ou même tout un ouvrage, alors le dimensionnement des renforts se fera aussi sur la base de ces normes.

### 2.3.4 Mise hors service, démolition

Dans de rares cas, on doit mettre temporairement ou définitivement l'ouvrage hors service en raison d'un manque de sécurité structurale.

Les ingénieurs doivent être conscients que la démolition d'un ouvrage par défaut de sécurité n'est effectuée qu'en tout dernier ressort. Dans un certain sens, on peut même dire que l'ingénieur a failli à sa mission et qu'il n'a pas pu justifier d'autre moyen que la démolition pour prolonger la durée de vie de l'ouvrage.

Si l'on est obligé de remplacer la structure, on planifiera la démolition et on fera le projet d'un nouvel ouvrage. Celui-ci sera alors conçu selon les normes de construction en vigueur.

## 2.4 Conséquences pour l'ingénieur

On a pu constater que l'ingénieur est impliqué d'une manière ou d'une autre dans toutes les variantes de décisions mentionnées. En guise de conclusion, on le montrera par l'exemple suivant :

Un toit isolé sous lequel se trouve pratiquement toujours quelqu'un (par exemple une pompe à essence ou un poste de douane), donne lieu à des inquiétudes (fissures, déformations, etc.). Un ingénieur est alors mandaté pour lever ces inquiétudes ou pour les confirmer. Sa réponse déclenche la mise en œuvre de mesures de sécurité correspondantes qui peuvent être très coûteuses.

Les variantes de base possibles mentionnées dans la réponse sont très claires : on peut *démolir* la structure en question et la reconstruire plus solidement, on peut la *renforcer*, on peut exiger des examens supplémentaires ou même ne rien faire et *laisser l'ouvrage en service*. Quelle solution l'ingénieur doit-il conseiller à l'utilisateur de l'ouvrage ?

Pour clarifier certaines questions par des essais de mise en charge, il faudrait compter 20 000 francs environ ; la démolition et la reconstruction sont dévisées à 500 000 francs ; ne rien faire coûte peut-être 1000 francs, correspondant aux honoraires de l'ingénieur mandaté. Cette somme est dérisoire. Quel conseil donner au mandant ?

Il est manifeste que, avec sa décision, l'ingénieur assume une responsabilité considérable et encourt un risque : s'il conseille de laisser l'ouvrage en service et que celui-ci s'écroule ensuite, il sera alors traduit en justice. S'il conseille la démolition suivie d'une reconstruction, on se demandera alors si l'ingénieur n'est pas trop prudent et si cette solution extrême est vraiment nécessaire. De plus, l'ingénieur ne sera peut-être pas suivi dans ses conclusions. S'il conseille des essais de charges et qu'il conclut que la sécurité de la structure est pleinement garantie, on peut alors éventuellement lui reprocher d'avoir demandé des essais et entraîné ainsi des dépenses inutiles.

Il est manifeste qu'il faut essayer de limiter la responsabilité de l'ingénieur à un niveau acceptable, d'influencer la jurisprudence dans ce sens et de régler les questions d'honoraires.

## 2.5 Honoraires de l'ingénieur

Le règlement SIA fixant les honoraires est essentiellement conçu pour de nouvelles constructions, tout comme la norme 160 et les normes de construction. Pour ce qui est des honoraires relatifs à l'évaluation de la sécurité structurale d'un ouvrage existant, il ne convient pas du tout.

Les honoraires pour des prestations effectuées sur des ouvrages existants ne sont pas une question de nombre d'heures de travail. Même un grand nombre d'heures ne permet pas de régler le problème. Ce n'est pas non plus une question de pourcentage puisque, selon les moyens de renforcement ou de sécurité mis en œuvre, ce pourcentage ne permet même pas de couvrir les frais. Il faut en fait trouver un dédommagement équitable en fonction de la responsabilité assumée par l'ingénieur.

Avec l'augmentation de ce type de mandats, il devient urgent que la SIA se penche sur la question et apporte les éléments de réponse nécessaires.

## Bibliographie du chapitre 2

- Briner, H. :  
Nutzungs-/Sicherheits-/Kontrollplan – Rechtliche Fragen und Antworten zur Norm SIA 160, Schweizer Ingenieur und Architekt, 26, Seiten 525 ff und 35, Seiten 633 ff, 1992.
- Favre, R., Andrey, D. & Suter, R. :  
Maintenance des ouvrages d'art – Méthodologie de surveillance, Département fédéral des transports, de l'énergie, Office fédéral des routes, Berne, 1987.
- PI BAT :  
Le diagnostic des ouvrages de génie civil – Manuel pour ingénieurs civils, Office fédéral des questions conjoncturelles, 1993.
- Ladner, M. :  
Zustandsuntersuchungen von Bauwerken, Forschungs- und Arbeitsberichte, Abteilung 116, Massivbau, Bericht Nr. 116/3, EMPA Zürich, 1988.
- SIA 160 :  
Actions sur les structures porteuses, Société suisse des Ingénieurs et Architectes, Zurich, 1989.
- SIA 169 :  
Maintenance des ouvrages de génie civil, Recommandation, Société suisse des Ingénieurs et Architectes, Zurich, 1987.
- SIA 462 :  
Evaluation de la sécurité structurale des ouvrages existants, Directive, Société suisse des Ingénieurs et Architectes, Zurich, 1994.
- Wicke, M. et al. :  
Verfahren zur Vorhersage des Umfangs von Brückensanierungen, Bundesministerium für Wirtschaftliche Angelegenheiten, Strassenforschung, Heft 338, 1987.

## 3. Calcul statique d'ouvrages existants

---

3.1	Remarques préliminaires	33
3.1.1	Préparation des bases	33
3.1.2	Analyse de sensibilité	33

---

3.2	Mise à jour des informations	34
3.2.1	Actions	34
3.2.2	Résistances et autres caractéristiques des matériaux	35
3.2.3	Dimensions	35
3.2.4	Systèmes statiques	35
3.2.5	Méthodes de calcul	36
3.2.6	Méthodes de dimensionnement	36
3.2.7	Défauts et dommages	36
3.2.8	Histoire de la construction	36

---

3.3	Analyse de la sécurité	37
3.3.1	Méthodes	37
3.3.2	Evaluation sommaire préliminaire	37
3.3.3	Vérification par le calcul selon les normes en vigueur	37
3.3.4	Vérification par le calcul avec des valeurs mises à jour	38
3.3.5	Modification des facteurs de sécurité	38
3.3.6	Méthodes pour les cas particuliers	39
3.3.7	Détermination qualitative de la sécurité structurale	39
3.3.8	Mesures de sécurité complémentaires	39

---

	Bibliographie du chapitre 3	40
--	-----------------------------	----

---

## 3. Calcul statique d'ouvrages existants

### 3.1 Remarques préliminaires

#### 3.1.1 Préparation des bases

Un *plan d'utilisation* et un *plan de sécurité* sont indispensables pour l'évaluation de la sécurité structurale d'un ouvrage existant. Ils doivent être mis à jour en fonction de la *durée d'utilisation restante*, qui est déterminante. Si ces plans manquent pour des ouvrages anciens, il convient alors d'en établir de nouveaux.

Par *durée d'utilisation restante* d'un ouvrage, on comprend la durée pendant laquelle l'ouvrage doit, respectivement peut encore rester en service selon le plan d'utilisation. Le cas échéant, ce plan fixe aussi une date limite d'utilisation à laquelle il conviendra d'effectuer une nouvelle évaluation de la sécurité structurale.

La durée d'utilisation restante sera mentionnée dans un *plan d'utilisation* et résultera d'un équilibre raisonnable entre risque et coût. Cette durée pourra varier en fonction des résultats de l'examen.

Dans un *plan de sécurité*, il convient de tenir compte, avec une attention particulière, des situations de risques possibles au cours de la durée d'utilisation restante.

Dans de nombreux cas, il est nécessaire d'effectuer un lever in situ des caractéristiques de la structure. On est alors confronté à divers problèmes d'interprétation. Les mesures effectuées sur un ouvrage sont difficilement comparables aux valeurs normées, qui sont plutôt destinées aux nouveaux ouvrages. Le chapitre 3.2, *Mise à jour des informations*, traite de l'ensemble de ces questions.

#### 3.1.2 Analyse de sensibilité

Dans les situations critiques, les ingénieurs expérimentés n'omettent que rarement d'effectuer des calculs avec des valeurs extrêmes. De cette façon, ils testent la sensibilité du système et ils recherchent ensuite les valeurs déterminantes. C'est ce que l'on appelle une analyse de sensibilité.

Dans une telle analyse, il est judicieux de ne faire varier *qu'une seule variable* à la fois, pendant que les autres paramètres restent constants. On peut alors observer une variation des résultats, par exemple la marge de sécurité  $M = R - S$  ou le facteur de sécu-

rité structurale  $\gamma = R/S$ . Cette méthode atteint cependant rapidement ses limites dans le cas où les paramètres sont multiples et les formules complexes.

L'expérience montre que seuls deux voire trois paramètres, parmi de nombreux autres, influent réellement sur le système. Dans les cas concrets, il est inutile de traquer des effets d'importance secondaire. On consacre par exemple souvent trop d'énergie pour déterminer la résistance d'un béton. Il est en revanche primordial de mettre l'accent sur la mise à jour des paramètres principaux et sur leur actualisation. Les méthodes probabilistes sont alors d'un grand secours (voir Schneider, 1994).

## 3.2 Mise à jour des informations

La phase II, présentée dans le chapitre 2, concerne principalement la mise à jour des connaissances d'une structure. Le vocable de *mise à jour* ou d'*actualisation* concerne le remplacement des informations provenant par exemple de plans, de listes et d'autres sources, par des informations spécifiques recueillies sur l'ouvrage ainsi que dans les plans de sécurité et d'utilisation. On peut citer en particulier la mise à jour des situations de risques, des actions, des dimensions de l'ouvrage et des caractéristiques des matériaux.

La première source importante d'informations pour la mise à jour provient des documents de l'ouvrage. Dans la mesure du possible, si ceux-ci existent et sont disponibles, on procédera à un contrôle de leur véracité et de leur intégralité. Il convient de vérifier en particulier si les divers travaux d'entretien, de transformation, de rénovation et de démolition y ont bien été reportés. Les pas suivants de cette mise à jour se déroulent en général sur l'ouvrage même.

La mise à jour porte sur plusieurs types de problèmes. L'approche de ceux-ci doit faire l'objet de toute l'objectivité possible. Il convient notamment d'examiner :

- les actions ;
- les résistances ;
- les dimensions ;
- les systèmes statiques ;
- les méthodes de calcul ;
- les méthodes de dimensionnement ;
- les défaut et les dommages.

Chacun des points mentionnés est développé ci-dessous.

### 3.2.1 Actions

On a une bien meilleure idée sur les actions prévisibles en se basant sur le plan d'utilisation déjà actualisé lors de la phase I et sur le plan de sécurité, tenant compte de la durée d'utilisation restante.

Il faut être conscient que, depuis la réalisation de l'ouvrage en question, l'intensité des actions sollicitant une structure a été parfois considérablement augmentée. Par exemple, les actions dues à la neige de la norme SIA 160 ont été augmentées à chaque

nouvelle version de la norme. La même observation est valable pour les charges utiles des ponts routiers.

Pour les actions climatiques (neige, vent, séisme, etc.), il paraît évident de réduire la période de retour de ces événements de façon raisonnable. On peut par exemple la fixer à cinq fois la durée d'utilisation restante.

Normalement, de telles interprétations sont basées sur des théories de la probabilité. Concrètement, les phénomènes climatiques sont basés sur une répartition de Gumbel. On peut admettre qu'un facteur de charge de 1,35 de la norme SIA 160 correspond à une période de retour de 50 à 100 ans. Le facteur 1,35 correspond au facteur 1,5 de l'action prépondérante réduit d'un facteur tenant compte de l'imprécision du modèle.

Pour la construction des droites caractéristiques de la répartition de Gumbel, l'autre point de référence sera constitué par la valeur annuelle, qu'il est possible d'estimer à partir de propre expérience. On trouve de plus amples informations dans le livre de (Schneider, 1994).

Alors que les charges de neige et les forces dues au séisme peuvent être directement interpolées, on ne devrait pas le faire pour les forces dues au vent. Dans ce dernier cas, il convient d'interpoler sur la vitesse du vent et de la transformer ensuite en forces.

Une actualisation du poids propre et des charges permanentes est nécessaire et judicieuse. Les charges permanentes donnent souvent lieu à des surprises (chapes supplémentaires, murs mitoyens non considérés, etc.). Il ne faut cependant pas croire qu'après une telle actualisation on puisse se permettre de ne plus considérer les facteurs de charge correspondants. On pourra alors, tout au plus, procéder à une réduction de ces facteurs en raison de la levée de certaines incertitudes.

Les charges dans des dépôts ou des fabriques doivent aussi être actualisées. Dans ces cas, il faut absolument prendre des mesures pour que les instructions d'utilisation soient sans équivoque et qu'une surveillance adéquate permette d'éviter un dépassement des charges admissibles. Une réduction des facteurs de charge n'est pas opportune ici.

Les charges admises sur les ponts routiers et ferroviaires peuvent être réduites, pour autant que des



mesures fiables soient prises. On doit par exemple garantir que les valeurs maximales imposées ne puissent pas être dépassées et que les règles de conduite soient respectées. Ici aussi, les facteurs de charge à appliquer sont ceux fixés dans les normes en vigueur.

### 3.2.2 Résistances et autres caractéristiques des matériaux

À l'époque du dimensionnement de l'ouvrage examiné, on a fixé certaines exigences pour les caractéristiques des matériaux. Le risque que certaines exigences ne soient pas respectées à la réalisation de l'ouvrage était couvert par certaines réserves provenant des prescriptions de sécurité définies dans la norme correspondante.

Lors d'une évaluation, nous avons de bien meilleures informations sur les principales caractéristiques des matériaux en effectuant un prélèvement d'échantillon in situ. Il est justifié d'introduire ces connaissances améliorées à l'évaluation et de diminuer une certaine réserve de sécurité. D'un autre côté, l'évaluation doit aussi tenir compte des observations relatives à la corrosion, la fatigue, une détérioration, un éclatement et à des effets locaux comme une entaille. Toutes les observations effectuées doivent être soigneusement consignées en vue d'un éventuel renforcement. On pense notamment à la soudabilité de certains aciers, etc.

Il faut être conscient que les données mesurées au travers de quelques essais ou échantillons d'un ouvrage ne sont pas très représentatives. Ces valeurs ne doivent être considérées que comme des indications à compléter par des données de l'expérience. Par exemple, on doit considérer que les caractéristiques des matériaux d'ouvrages anciens présentent une dispersion beaucoup plus grande que celle d'ouvrages récents.

On arrive par exemple souvent à identifier la provenance d'un acier au moyen d'un bulletin de livraison. On trouve ensuite les caractéristiques précises de celui-ci en contactant l'usine qui l'a produit ou auprès de l'EMPA.

Avec un petit nombre d'échantillons, il est difficile d'interpréter les résultats d'essais. Afin d'améliorer l'interprétation, il est conseillé de se baser sur une étude de probabilité. Pour effectuer une extrapolation sur les fractiles, il faut tenir compte de la quan-

tité d'échantillons prélevés. La norme SIA 162 fixe ainsi des règles pour le contrôle de la résistance des bétons.

Une actualisation des caractéristiques des matériaux peut être évitée à condition que ces données ressortent clairement et avec toutes les garanties de fiabilité du dossier de l'ouvrage ou des normes en vigueur à l'époque et qu'il n'existe pas de doutes quant à une apparition de signes de vieillissement ou de déviations importantes de ces valeurs. On n'a pas le droit de négliger un doute quelconque.

### 3.2.3 Dimensions

En cas de nécessité, il convient de remplacer toutes les dimensions par des dimensions mesurées. Celles-ci seront considérées aussi bien dans les cas favorables que dans les cas défavorables.

Si des documents d'ouvrage manquent, si des transformations ont eu lieu ou encore si un doute subsiste quant à des dispersions importantes, on contrôlera alors les dimensions déterminantes de l'ouvrage in situ.

### 3.2.4 Systèmes statiques

Les conditions statiques et cinématiques des bords influant sur le comportement de l'ouvrage sont à vérifier (par exemple: encastremements, conditions d'appui, liberté de déplacement des appuis, joints de dilatation, etc.). Ces conditions fixent les systèmes statiques permettant d'évaluer la sécurité structurale.

Les systèmes statiques de l'époque étaient plus simples et plus sommaires eu égard aux moyens de calculs alors à disposition. Avec des modèles plus détaillés, par exemple tenant compte de l'effet spatial d'une structure, on arrive souvent à trouver des réserves de portance. Ce n'est pourtant pas toujours possible; par exemple dans le cas des dalles croisées, on voit souvent des dalles dimensionnées et armées dans une seule direction. On peut détecter aussi des faiblesses au niveau de la transmission des efforts dans les zones d'appui, ce qui interdit une modification des trajectoires de forces. Selon les cas, il est judicieux ou nécessaire d'imposer des inspections ultérieures pour s'assurer de cette zone.

D'un autre côté, les ouvrages ont souvent des éléments non porteurs, qui, après vérification, s'avèrent être porteurs malgré eux. Un exemple typique vient des murs non porteurs qui ont souvent un effet stabilisateur déterminant pour une structure. Il est possible d'intégrer cet effet dans les calculs. On doit alors s'assurer que cet élément peut garder cette fonction pendant la durée d'utilisation restante.

Un autre exemple provient de poutres de facto continues, alors qu'initialement on avait prévu une série de poutres articulées à leurs extrémités. Le cas échéant, on peut admettre un effet de continuité partielle dans le calcul et mobiliser ainsi des réserves.

Dans la mise à jour d'un système statique, il faut évidemment aussi tenir compte des modifications dues à des dégâts, affaiblissements et transformations.

### 3.2.5 Méthodes de calcul

Les méthodes de calcul ont aussi évolué dans le temps. Ainsi, jusqu'aux années septante, il était courant lors d'un dimensionnement d'utiliser les valeurs extrêmes (enveloppes) données par un calcul élastique. Aujourd'hui, nous sommes plus larges. Nous nous dirigeons plus facilement vers la détermination de la combinaison de charges déterminantes en utilisant en règle générale les méthodes statiques du calcul à la charge ultime. Ceci nous permet de déceler une certaine réserve lors d'une vérification par le calcul. On sera prudent en utilisant la méthode cinématique parce que, comme on le sait, elle surestime la charge ultime.

### 3.2.6 Méthodes de dimensionnement

Jusque dans les années septante, les éléments porteurs ont été dimensionnés sur la base des contraintes admissibles. Aujourd'hui, on compare la résistance d'une section aux sollicitations exprimées en tant qu'efforts intérieurs. Ici aussi, on arrive souvent à mobiliser des réserves.

Dans la construction métallique, on utilise mieux et depuis plus longtemps les capacités portantes disponibles. Il en résulte que l'augmentation possible de la sollicitation dépasse rarement les 5%. En béton armé, les possibilités d'augmenter la sollicitation de l'armature de flexion tendue d'un élément

sont très modestes, alors que, dans les parties où les contraintes de béton étaient déterminantes, on dispose aujourd'hui de réserves considérables.

D'un autre côté, il faut être attentif au fait que certains modèles de dimensionnement figurant dans des anciennes normes se sont révélés peu sûrs. Dans les normes actuelles, ces exigences sont devenues plus sévères. Parmi ces changements, on trouve par exemple des problèmes de stabilité en construction métallique et des problèmes de dimensionnement au cisaillement et au poinçonnement en béton armé.

### 3.2.7 Défauts et dommages

La structure porteuse doit être soigneusement examinée à la recherche de défauts, de dommages et de tout signe de vieillissement. Tous les phénomènes observés (défauts, dommages, effets dus à des déplacements, déformations, vieillissement, corrosion et fatigue) doivent être pris en compte dans l'évaluation de la sécurité structurale.

L'existence de défauts majeurs cachés sur des structures anciennes est peu probable, parce qu'en leur présence ces structures n'auraient pas duré aussi longtemps.

### 3.2.8 Histoire de la construction

On peut aussi obtenir de précieuses informations en étudiant l'histoire de l'ouvrage: que c'est-il passé pendant la durée de vie de l'ouvrage? Il vaut la peine de rechercher ces informations. On apprend par exemple que plusieurs tremblements de terre d'intensités diverses ont eu lieu sans générer de dommages sur la structure. Ce genre d'information a de l'importance dans l'évaluation de la sécurité au séisme d'un ouvrage. On peut faire des raisonnements similaires pour d'autres situations de risques auxquelles l'ouvrage a résisté, comme on peut en faire la preuve.

## 3.3 Analyse de la sécurité

### 3.3.1 Méthodes

Le but d'une analyse de sécurité est d'obtenir une cote pour la sécurité structurale et une valeur de comparaison déterminante qui sera une aide dans la recherche d'une solution et la prise d'une décision.

On doit garder le chapitre 2 en mémoire et se rappeler que non seulement la sécurité structurale, mais aussi et en conséquence les valeurs de référence et de comparaison, ont un caractère subjectif et ne sont pas des données de l'ouvrage. Il s'agit, entre autres, d'estimations non chiffrées qu'a pu faire l'ingénieur mandaté, par exemple des indications du style «c'est mieux que...» ou «c'est plus mauvais que...».

On dispose de méthodes déterministes et de méthodes probabilistes pour effectuer une analyse de sécurité. La méthode probabiliste est plutôt utilisée dans les cas exceptionnels.

L'utilisation de règles et de facteurs déterministes, tels que définis dans les normes, n'est souvent pas d'un grand secours. En effet, ils sont plutôt destinés au dimensionnement de nouveaux ouvrages. Dans ce même contexte, les sources d'incertitudes qui subsistent dans un ouvrage existant sont souvent sans importance. D'un autre côté, les paramètres principaux ont été actualisés (voir paragraphe 3.2).

La vérification de la sécurité structurale par le calcul est un élément important de l'évaluation d'un ouvrage existant.

On procédera à une vérification :

- lorsqu'aucun calcul statique n'est disponible ;
- lorsque des écarts significatifs justifiant une reprise du calcul sont constatés entre les hypothèses initiales ou les données du dossier d'ouvrage et les relevés de l'état de l'ouvrage ;
- lorsque, du fait de l'actualisation du plan de sécurité, de nouvelles situations de risques doivent être considérées.

Il est judicieux de procéder en quatre étapes.

### 3.3.2 Evaluation sommaire préliminaire

Un jugement préliminaire intuitif de la sécurité structurale, basé sur le premier coup d'œil, est d'une extrême importance. On doit en effet déterminer si la situation nécessite des mesures urgentes de sécurité. Les prémisses d'anomalie seront relevées afin de prévoir les examens à effectuer pour confirmer ou infirmer celles-ci.

Pour des ouvrages en service depuis longtemps, on peut présumer que la sécurité structurale est suffisante si, à la suite d'un contrôle détaillé et approfondi, aucun défaut suspect (déplacement, déformation, affaiblissement, fissures, traces de rouille, etc.) n'est détecté. Il convient d'être prudent dans les cas où le mode de rupture peut être fragile (pas de signes annonciateurs).

Lors de cette évaluation sommaire préliminaire, il est évident que la présence d'un ingénieur expérimenté dans les domaines de la technologie des matériaux, de la statique, de la construction, des pratiques de construction, etc., est très importante et qu'elle permet de mieux cerner les problèmes particuliers.

### 3.3.3 Vérification par le calcul selon les normes en vigueur

On essaiera d'abord de vérifier que la sécurité structurale satisfait les conditions des normes en vigueur. Cette vérification est basée sur l'examen sommaire, les plans d'utilisation et de sécurité actualisés. On réussit ainsi en général à déterminer rapidement la sécurité structurale. A cette fin, on utilisera les modèles statiques et les modèles de résistance les plus appropriés à disposition des ingénieurs.

Une sécurité structurale est suffisante si la condition suivante est remplie :

$$S_d \leq \frac{R}{\gamma_R}$$

où :

$S_d$  : valeur de dimensionnement de la sollicitation

$R$  : résistance ultime calculée

$\gamma_R$  : facteur de résistance

La valeur de dimensionnement de la sollicitation se calcule conformément à la norme SIA 160.

La résistance ultime calculée doit être déterminée en respectant les règles des normes de construction correspondantes. Les résistances des matériaux utilisées dans les calculs auront des valeurs prudentes et respecteront les marges de sécurité définies dans les normes de construction correspondantes.

Dans certains cas et lorsqu'une justification théorique ou expérimentale peut être apportée, il est permis d'utiliser des modèles de résistances pouvant s'écarter des prescriptions de la norme de construction correspondante. Les facteurs de résistance sont toutefois ceux des normes de construction et demeurent inchangés.

#### 3.3.4 Vérification par le calcul avec des valeurs mises à jour

Si le nouveau calcul effectué selon les normes en vigueur ne donne pas les résultats escomptés, on essaiera alors de mettre en évidence une sécurité suffisante avec des actions et des résistances actualisées. A ce sujet, il convient d'essayer tout d'abord de respecter les actions et les facteurs de résistance normalisés.

Il est très important d'actualiser les situations de risques agissant sur la structure porteuse en tenant compte de la durée d'utilisation restante souhaitée. On tiendra particulièrement compte de l'utilisation de la structure elle-même et des actions de l'environnement comme la neige, le vent, le séisme, etc. Dans le cas d'une durée d'utilisation restante courte, on peut utiliser des valeurs représentatives plus faibles.

#### 3.3.5 Modification des facteurs de sécurité

En respectant certaines obligations, il est possible d'adapter certains facteurs de sécurité. Même si leur valeur a été modifiée, le niveau de sécurité reste inchangé. Seules des parties des incertitudes, couvertes conventionnellement par des facteurs, sont levées consécutivement à certains relevés ou au respect de certaines obligations.

Dans cette optique, il est souvent judicieux d'intensifier la surveillance des ouvrages, pour éviter surtout que certaines situations d'utilisation n'échappent au contrôle. Au travers d'une telle surveillance, on arrive aussi à découvrir à temps une dégradation de la sécurité structurale d'une construction. Ce n'est en

fait le cas que si l'on détecte à temps une défaillance quelconque (augmentation des déformations, des fissures, rupture successive de torons, etc.) de l'ouvrage.

On prend aussi souvent sur place des mesures administratives comme une *restriction des surcharges* ou *de l'utilisation*, etc. Il est important de vérifier l'efficacité de ces mesures de sécurité et leur applicabilité.

On peut justifier, par exemple, la diminution du facteur de charge du poids propre de 1,3 à 1,15, pour autant que des sondages sur les parties concernées de l'ouvrage confirment les dimensions admises dans le calcul.

Les facteurs de charge des surcharges peuvent aussi être diminués par rapport aux valeurs de la norme SIA 160, pour autant que les surcharges réelles soient fiables quant à leurs intensités et à leurs emplacements. Le facteur ne devrait pas être réduit en dessous de celui du poids propre.

On ne devrait pourtant pas s'écarter, pour les actions prépondérantes et toutes les actions concomitantes, des facteurs de charge préconisés dans la norme SIA 160, notamment parce que, en actualisant les actions, on a généralement épuisé toute possibilité de réserve.

Les facteurs de résistance définis dans les normes de construction doivent ou peuvent être exceptionnellement modifiés.

Si des sondages sur un ouvrage montrent que les incertitudes à propos des caractéristiques d'un matériau ou du comportement de la structure sont au-dessus de la moyenne, il faut même *augmenter* ce facteur de résistance.

Le facteur de résistance  $\gamma_R$  ne tient finalement pas compte des incertitudes admises au niveau de la résistance des matériaux. Ces incertitudes sont déjà intégrées lors de la détermination des caractéristiques de calcul des matériaux. Le facteur de résistance  $\gamma_R$ , relativement petit, est uniquement prévu pour couvrir les imprécisions suivantes :

- différences entre le système porteur réel et le système admis dans le calcul ;
- simplifications et imprécisions du modèle de résistance ;
- imprécisions des sections.

Tant que ces incertitudes ne sont pas levées par une actualisation du système, du modèle de résistance et des dimensions, il n'est pas question de réduire le facteur de résistance. Il peut par contre être réduit si le modèle de résistance admis pour le cas concret se trouve du bon côté de la sécurité et si des contrôles périodiques sont imposés pour permettre de déceler à temps une surcharge trop forte sur les parties d'ouvrage.

Si, même avec ces dispositions, on n'arrive pas à un niveau de sécurité structurale satisfaisant, on devra alors soit renforcer la structure, soit la remplacer.

### 3.3.6 Méthodes pour les cas particuliers

Dans les cas exceptionnels, l'évaluation de la sécurité structurale d'ouvrages existants peut être basée sur des méthodes probabilistes.

Dans cette méthode, on détermine un indice de sécurité  $\beta$  ou un indice nominal de ruine  $pf$  pour l'élément critique étudié. On les compare ensuite avec le niveau de sécurité défini selon les normes en vigueur lors de l'examen de la structure. On s'appuie enfin sur deux théorèmes, qui ont valeur d'axiomes :

- Une structure, considérée à un moment précis, est, dans le contexte des normes utilisées, réputée sûre et peut servir de repère par rapport au niveau de sécurité exigé, si son dimensionnement a été effectué correctement selon ces normes. L'indice de sécurité  $\beta_0$  de cette structure de référence caractérise le niveau de sécurité exigé par rapport aux normes.
- Une structure porteuse existante et dimensionnée sans erreur, qui subit un changement des conditions et des propriétés d'exploitation, peut être considérée comme sûre, si son indice de sécurité  $\beta$  est égal ou supérieur au niveau de sécurité obtenu sur une structure de référence dimensionnée selon les normes en vigueur.

Les décisions sont alors basées sur la comparaison des indices de sécurité. Si  $\beta \geq \beta_0$  la structure porteuse est alors réputée sûre. Si  $\beta$  est plus petit que  $\beta_0$ , on doit prendre des mesures de sécurité supplémentaires, par exemple selon le paragraphe 3.3.8.

Il faut savoir que l'application de cette méthode pré suppose des connaissances à son sujet. Il ne suffit

pas de se procurer et d'utiliser simplement un programme d'ordinateur qui est capable de calculer cet indice de sécurité  $\beta$ .

Un exemple de calcul d'un cas simple selon cette méthode est présenté dans le livre de Schneider, 1990. On trouvera des informations essentielles supplémentaires par exemple dans (Schneider 1994).

### 3.3.7 Détermination qualitative de la sécurité structurale

Dans des cas particuliers, un calcul de la sécurité structurale n'est soit pas possible, soit pas assez fiable. On doit alors se contenter d'évaluer qualitativement la sécurité structurale.

Pour un ouvrage en service depuis une longue période, on peut supposer que la sécurité structurale est suffisante si aucun défaut (déplacements, déformations, affaiblissements, fissures, traces de rouille, etc.) n'est détecté à la suite d'un contrôle minutieux par une personne compétente.

Pour une évaluation qualitative de la sécurité structurale dans le cas d'ouvrages importants, il est conseillé de réunir un collège d'experts au sens du paragraphe 2.2.3. Ce collège base ses travaux sur les examens entrepris, fixe la durée d'utilisation restante pendant laquelle l'ouvrage peut rester en service et se prononce sur les éventuelles mesures de sécurité supplémentaires à prendre.

Le comportement d'un ouvrage évalué de cette façon doit être surveillé pendant la durée d'utilisation restante admise. Le collège d'expert fixera l'intervalle entre les interventions et les moyens appropriés à mettre en œuvre.

### 3.3.8 Mesures de sécurité complémentaires

Si les facteurs de sécurité sont réduits au sens du paragraphe 3.3.5 ou si, conformément au paragraphe 3.3.6, la probabilité de ruine calculée est légèrement plus grande ou encore si la sécurité structurale a été fixée uniquement qualitativement au sens du paragraphe 3.3.7, alors des mesures de sécurité supplémentaires ou complémentaires sont à prendre.

De telles mesures de sécurité complémentaires se définissent en observant les critères suivants :

- Importance de l'ouvrage.
- Potentiel des dommages.
- Contrôlabilité du comportement de l'ouvrage.
- Contrôlabilité de l'utilisation.
- Réflexions sur le rapport coût-risque.
- Possibilités de limiter les dommages.

Comme mesures de sécurité complémentaires, on peut envisager par exemple les possibilités suivantes :

- Limitation suffisante de l'utilisation.
- Mesures constructives comme, par exemple, l'étaiyage de parties d'ouvrage.
- Surveillance périodique ou permanente du comportement de la structure et/ou de l'utilisation.
- Installation de systèmes d'alarme et de sécurité automatiques.
- Préparation de mesures d'urgence.
- Dispositifs d'alarme et d'information.
- Préparation de plans d'évacuation.
- Concertation sur les risques acceptés avec le propriétaire, l'utilisateur et les autorités de surveillance concernées.

## Bibliographie du chapitre 3

Hirt, M.A. :  
Nutzungs-/Sicherheits-/Kontrollplan,  
Schweizer Ingenieur und Architekt, 1-2, 1992.

PI BAT :  
Le diagnostic des ouvrages de génie civil –  
Manuel pour ingénieurs civils, Office fédéral  
des questions conjoncturelles, 1993.

Ladner, M. :  
Zustandsuntersuchungen von Bauwerken,  
Forschungs- und Arbeitsberichte,  
Abteilung 116, Massivbau, Bericht Nr. 116/3,  
EMPA Zürich, 1988.

Schneider, J. :  
Beurteilung der Tragsicherheit bestehender  
Tragwerke, Schweizer Ingenieur und Architekt,  
46, 1990.

Schneider, J. :  
Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen,  
vdf/Teubner, 1994.

SIA Dokumentation D 041 :  
Einführung in die Norm SIA 160 *Einwirkungen  
auf Tragwerke* und die Empfehlung SIA 169  
*Erhaltung von Ingenieurbauwerken*,  
Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-  
Verein, Zürich, 1989.

SIA 160 :  
Actions sur les structures porteuses, Société  
suisse des Ingénieurs et Architectes, Zurich,  
1989.

SIA 169 :  
Maintenance des ouvrages de génie civil,  
Recommandation, Société suisse des  
Ingénieurs et Architectes, Zurich, 1987.

SIA 462 :  
Evaluation de la sécurité structurale des  
ouvrages existants, Directive, Société suisse  
des Ingénieurs et Architectes, Zurich, 1994.

## 4. Aspects juridiques

4.1	Généralités	43
4.1.1	Distinction formelle	43
4.1.2	Points forts du contenu	43
4.1.3	La notion de responsabilité	43
4.1.4	Sources juridiques	43
4.1.5	Responsabilité fautive et responsabilité causale	44
4.1.6	La structure porteuse existante en tant que notion juridique	44
4.2	La responsabilité sur la base de la maîtrise de fait sur la structure porteuse existante	45
4.2.1	Responsabilités causales simples selon les art. 58 CO et 679 CC	45
4.2.2	Responsabilité pour risque inhérent instituée par diverses lois spéciales	46
4.3	La responsabilité résultant de l'évaluation d'une structure porteuse existante	47
4.3.1	Nature et classification juridique	47
4.3.2	La situation contractuelle de l'ingénieur civil	47
4.3.3	Devoir de diligence et responsabilité liée au défaut de soin	47
4.3.4	Le défaut de prise en charge	48
4.3.5	Personnel auxiliaire et sous-mandataires	48
4.3.6	Le collège d'experts	49
4.3.7	Le devoir d'information et le devoir de conseil	51
4.3.8	Le devoir de livraison	51
4.4	Classement juridique du renforcement d'une structure porteuse en tant que prestation matérielle	52
4.4.1	Le renforcement en tant que réparation ou en tant que modification d'une structure porteuse	52
4.4.2	La réparation en tant que correction complémentaire	52
4.5	Le renforcement de la structure porteuse en tant que complexe de prestations immatérielles et matérielles	52
4.5.1	Avant-propos	52
4.5.2	Conception et exécution en général	52
4.5.3	Contrôle des fournitures et des matériaux	53
4.5.4	La participation du maître de l'ouvrage	53
4.5.5	Planification de l'exécution	54
4.5.6	Le défi de l'ingénieur	54
4.6	L'attribution juridique du renforcement d'une structure porteuse en tant que complexe de prestations	55
4.6.1	Le concept de base pour la compréhension juridique de la conception et de l'exécution	55
4.6.2	Le classement du renforcement de la structure porteuse dans le concept juridique de base	55
4.7	La position juridique de l'ingénieur en tant que projeteur d'un renforcement d'une structure porteuse	56
4.7.1	L'ingénieur en tant que partenaire d'un contrat de planification	56
4.7.2	L'ingénieur dans le contrat d'entreprise globale	57
4.7.3	Comparaison entre les deux formes d'organisation	57
4.7.4	Effets juridiques relatifs à la responsabilité de l'ingénieur	58
4.8	Questions particulières	59
4.8.1	La marge d'approximation des prévisions de coûts	59
4.8.2	Fourniture des matériaux et responsabilité en cas de défauts	59
4.8.3	Observations sur un long terme et droits en cas de défauts	60
4.8.4	Responsabilité du fait des produits	61
4.8.5	La prescription des actions en réparation à l'encontre de l'ingénieur	62
Bibliographie du chapitre 4		64

## 4. Aspects juridiques

### 4.1 Généralités

#### 4.1.1 Distinction formelle

*Evaluation* et *renforcement* d'ouvrages existants sont deux complexes d'activités qui, d'une part, sont clairement distinctes et, d'autre part, sont logiquement liées entre elles. Le renforcement présuppose une évaluation préalable et constitue l'une des conséquences possibles pouvant en découler. La figure 2.1 (voir chapitre 2) illustre cette relation.

Les deux complexes d'activités présentent des aspects juridiques qui sont résumés dans ce chapitre. Les paragraphes 4.2 et 4.3 ont comme optique la structure porteuse existante et son évaluation ; les paragraphes 4.4 à 4.8 traitent des aspects juridiques du renforcement.

#### 4.1.2 Points forts du contenu

Globalement considéré, trois acteurs entrent en scène que nous caractérisons tout d'abord et de manière un peu vague en tant que *maître de l'ouvrage*, *intervenants* dans le cadre de l'*évaluation* et *intervenants* dans le cadre du *renforcement*.

Avant même qu'il ne fasse appel à quelqu'un et du simple fait de son droit de disposition sur la structure porteuse, le maître de l'ouvrage est le détenteur de droits et de devoirs. Parmi ces derniers, c'est la *responsabilité* qui nous intéresse avant tout. Le contenu de cette responsabilité, relative à la structure porteuse faisant l'objet d'une évaluation et d'un renforcement, constitue le premier point essentiel dont nous nous occuperons.

Les rapports juridiques entre le maître de l'ouvrage et son partenaire ne relèvent pas du même type de contrat, car il faut tenir compte de l'activité déployée (évaluation ou renforcement de la structure porteuse). Les droits et obligations en matière d'évaluation d'une structure porteuse relèvent essentiellement du droit du mandat. En ce qui concerne le renforcement de structures porteuses, on distinguera entre la *conception* et l'*exécution*. La conception est le fruit soit également d'un mandat, soit d'un contrat mixte, mélangeant des éléments du droit du mandat et du droit du contrat d'entreprise. Si le projet et l'exécution sont réglés au sein d'un même contrat (contrat d'entreprise totale), le projet est contenu, du point de vue juridique, dans l'exé-

cutio et le contrat relève du droit du contrat d'entreprise.

Les droits et les obligations, au nombre desquelles la responsabilité, sont réglés de manière différente selon les divers types de contrats. La *situation juridique de l'ingénieur* à l'intérieur des diverses constellations possibles constitue le deuxième point fort de notre exposé. Il sera fait, dans ce contexte, mention de quelques importantes conséquences juridiques qui peuvent en résulter.

#### 4.1.3 La notion de responsabilité

Dans le domaine juridique, cette notion prend d'une part un sens large, d'autre part un sens restrictif. Dans le présent exposé, c'est *la notion dans son sens le plus large* qui est la plus appropriée. Dans cette optique, on comprend, sous le terme responsabilité, *le devoir de répondre des conséquences préjudiciables d'un comportement, d'une situation ou d'un événement*.

De ce fait et à la différence de conceptions plus restrictives de la notion de responsabilité, on inclut aussi bien les dommages résultant d'un contrat entre auteur du dommage et lésé que ceux qui se produisent en dehors d'une relation contractuelle. On parle de dommages *contractuels* et de dommages *hors contrat*.

La responsabilité étant une *notion de droit civil*, les *sanctions pénales* n'entrent pas dans la conception la plus large de la notion de responsabilité. Le droit de punir, qui est une partie du *droit public*, lie des sanctions de *droit criminel* à des manières déterminées d'agir des hommes. Un même comportement peut aussi bien avoir des conséquences sur le plan pénal que sur le plan du droit civil.

#### 4.1.4 Sources juridiques

Pour ce qui concerne la notion, en droit civil, du devoir de répondre, les sources juridiques relatives au droit de responsabilité se trouvent dans le *droit civil* suisse.

Le droit des obligations (CO) en est la source principale. Il constitue un code en lui-même (avec une liste séparée d'articles), bien qu'il soit lié formellement et matériellement avec le Code civil suisse



(CCS): formellement, le CO est désigné comme étant la cinquième partie du CCS, mais, matériellement, il existe un lien étroit entre le CO et le CCS par un renvoi général et des règles d'interprétation communes.

Pour ce qui concerne les structures porteuses existantes et leur évaluation, on trouve dans le CO les normes juridiques relatives à la responsabilité contractuelle et au traitement de la plupart des faits délictueux dans un cadre de responsabilité hors contrat. Dans le contexte qui nous intéresse, le fait délictueux tout aussi essentiel et relatif à la responsabilité du propriétaire du fonds est cependant, pour des raisons de systématique, traité dans le CCS.

Tous les cas de responsabilité qui nous intéressent ici ne sont cependant pas réglés dans la source principale CO/CCS. Il s'y ajoute ce que l'on appelle les *lois annexes* de caractère obligatoire. Pour le thème qui nous occupe, la Loi sur la protection des eaux (LEaux) entre principalement en ligne de compte. En outre, les lois fédérales suivantes peuvent revêtir une importance: Loi concernant les installations électriques à faible ou fort courant, Loi sur les installations de canalisation pour le transport des combustibles ou carburants, Loi sur la responsabilité civile en matière nucléaire (LRCN).

La source principale pour l'analyse des relations juridiques entre le maître de l'ouvrage et ceux qu'il a appelés pour l'évaluation d'une structure porteuse est le CO, en particulier le contrat d'entreprise (art. 363 et ss.), le droit du mandat (art. 392 et ss.) et encore, pour ce qui concerne le collège d'experts, le droit de la société simple (art. 530 et ss.).

Les titres, respectivement les articles mentionnés, figurent tous dans la deuxième partie du CO intitulée «Des diverses espèces de contrats».

Les *contrats mixtes* ne sont réglés directement ni dans le CO ni dans une loi spéciale. Ils forment le groupe principal des contrats innommés qui, reposant sur le CO, ont été développés par la doctrine juridique pour répondre aux besoins de la marche des affaires.

#### 4.1.5 Responsabilité fautive et responsabilité causale

Sous le terme *responsabilité fautive*, on comprend un devoir de répondre présupposant une faute personnelle du responsable. Le droit s'est appuyé

jusque dans la deuxième moitié du siècle dernier sur le principe qu'une responsabilité sans faute n'avait pas sa place dans le système juridique. Cette considération dogmatique a perdu du terrain avec la progression technologique de l'activité économique et les modifications sociologiques qui l'accompagnent. Le principe de responsabilité fautive a dû faire place au principe de *responsabilité causale* que ce soit dans quelques domaines réglés par le CO ou dans la jurisprudence développée par les juges. On désigne par les termes *responsabilité causale* un devoir de répondre qui n'est pas lié à la condition d'une faute de l'auteur du dommage.

Pour ce qui est des responsabilités causales, on distingue entre *responsabilités simples* et de *mise en danger*. La caractéristique de la première catégorie est l'existence d'une violation du devoir de diligence par le responsable, même si cette violation n'est pas la condition de la responsabilité. La deuxième catégorie est caractérisée par le *potentiel particulier de mise en danger* qu'entraîne une activité ou une prise de mesures. Au chapitre 4.2 sont présentés des faits délictueux correspondant aux deux catégories.

Les dispositions contenues dans les lois annexes, instituant des cas spéciaux de responsabilité (voir plus haut 4.1.4), appartiennent sans exception à une catégorie de responsabilité causale et illustrent ainsi la tendance générale du développement de la responsabilité. Cette tendance est empreinte de tentatives de répartition des risques, d'une part pour des raisons sociales, d'autre part pour des motifs économiques. Il faut toutefois constater qu'aujourd'hui encore le principe de faute constitue, dans le droit suisse, la règle de la responsabilité et que la causalité objective n'est qu'une exception.

#### 4.1.6 La structure porteuse existante en tant que notion juridique

La définition d'une structure porteuse ne se trouve dans aucune loi. Si nous voulons étudier les questions juridiques liées à une structure porteuse existante, nous devons d'abord, à défaut de définition légale, avancer à tâtons vers cette notion.

Partant tout d'abord du terme principal d'ouvrage, l'art. 58 CO parle du propriétaire d'un *bâtiment* ou de *tout autre ouvrage*. La question de savoir si l'ouvrage devrait pour le moins présenter une certaine *similitude* avec un bâtiment a été posée. Elle a reçu une réponse affirmative d'une partie de la

doctrine et, à l'inverse, une réponse négative dans la jurisprudence. A ce jour, on peut partir du principe que peuvent être qualifiés d'ouvrages aussi bien une excavation en terrain argileux ou une modification artificielle importante du terrain qu'une conduite aérienne ou encore des routes et des trottoirs. Dans les lois récentes, comme la loi sur l'aménagement du territoire, on parle de *constructions et d'installations*.

Un ouvrage est ainsi projeté, réalisé ou transformé par les hommes dans le dessein de *remplir une fonction*. Il est directement ou indirectement lié avec le sous-sol, de telle sorte qu'il présente au moins la stabilité exigée pour permettre que sa fonction soit remplie.

La définition de la structure porteuse existante nous apparaît plus clairement sous l'angle de la *technique*. Sous cette acceptation, la structure porteuse est l'ensemble des éléments qui remplissent une *fonction partielle* et sont désignés pour empêcher, avec une sécurité suffisante, une ruine de l'ouvrage ou de l'une de ses parties sous des sollicitations définies.

La notion juridique de structure porteuse existante, c'est-à-dire l'ouvrage complet au sens de l'art. 157 al. 1 de la SIA 118, résulte d'une imbrication de la notion juridique d'ouvrage et de la notion technique de structure porteuse.

La notion juridique de structure porteuse existante qui se dégage ainsi ne coïncide exactement ni avec la définition de la norme SIA 160, ni avec le sens, à nouveau différent de ce qui précède, de l'art. 0.14 de la directive SIA 169. Ces divergences sont liées à la définition des buts spécifiques des ouvrages normatifs précités.

## 4.2 La responsabilité sur la base de la maîtrise de fait sur la structure porteuse existante

### 4.2.1 Responsabilités causales simples selon les art. 58 CO et 679 CC

Lorsque nous parlons de structure porteuse existante, la *responsabilité du propriétaire d'un ouvrage* selon l'art 58 CO se situe au premier plan. Il doit répondre pour un état défectueux en tant que tel et non pour un comportement auquel on pourrait éventuellement rattacher cet état.

L'exonération *unilatérale* de la responsabilité du propriétaire de l'ouvrage, par exemple au moyen d'écrêtements, est en principe *sans effet*. Savoir si une *exonération par contrat*, par exemple entre propriétaire et locataire, est autorisée demeure un point controversé.

La loi désigne comme responsable le *propriétaire*, ainsi celui qui jouit de l'intégralité des droits sur l'ouvrage. Ce critère formel a cependant été abandonné par la jurisprudence. Selon le l'art. 58 CO, celui qui réalise un ouvrage sur un fonds, sur lequel il n'a ni droit de propriété ni un quelconque droit réel, peut le cas échéant être responsable. La responsabilité est conférée à celui qui a réalisé l'ouvrage, à celui qui l'utilise et, en fait, en dispose et doit ainsi veiller à son entretien.

Cette responsabilité est rattachée uniquement à *une installation ou une fabrication défectueuse ainsi qu'à un entretien déficient*. Avec cette dernière mention, l'art. 58 CO implique toutefois un *devoir de diligence*, qui peut cependant ne pas être illimité. La mesure de la perfection dépend du danger effectif et de la prévisibilité du dommage, notions appréciées au regard, d'une part, des moyens mis en œuvre par le propriétaire de l'ouvrage et, d'autre part, du but et de la fonction de l'ouvrage.

Un ouvrage appartenant à une collectivité publique et qui causerait des dommages par suite de défauts tombe en principe également sous le coup de l'art. 58 CO. Il faut cependant relever deux particularités: l'entretien des biens publics, en particulier des routes et des ponts, est réglé par le droit public. La jurisprudence a plus largement étendu la notion de la prévisibilité en faveur de la collectivité publique.

Si l'apparition d'un dommage est une conséquence inévitable de l'exercice souverain des tâches incombant à la collectivité publique, la prétention à la compensation du dommage devra être traitée selon le droit de l'expropriation matérielle.

La responsabilité du propriétaire selon l'art. 679 CC est également une responsabilité causale ordinaire.

Alors que la responsabilité selon l'art. 58 CO pré-suppose un défaut à l'ouvrage et implique de ce fait la violation du devoir d'entretien, la notion de responsabilité selon l'art 679 CC prend pour condition le fait qu'un propriétaire excède son droit de voisinage. Le propriétaire ne répond par conséquent pas pour les cas de force majeure, pour le cas fortuit, pour des fautes personnelles ou pour le comportement de tiers non autorisés. Avec la condition d'un défaut matériel échappe la question de la prévisibilité et ainsi toute possibilité de se dégager par la preuve de la diligence.

Des personnes ayant un droit réel limité, comme par exemple le titulaire d'un droit de construire, sont mises sur un pied d'égalité avec le propriétaire du fonds dans le cadre du droit d'utilisation qui leur est accordé. Dans le cas d'une propriété par étage, le propriétaire d'un lot répond seul de la chose sur laquelle il a un droit de jouissance exclusif et en tant que copropriétaire pour ce qui concerne les parties communes du bâtiment. La jurisprudence a de plus étendu la responsabilité du propriétaire du fonds au locataire ou au preneur d'un bail à ferme.

La responsabilité du propriétaire du fonds n'est pas limitée aux dommages qui ont pour origine directe le fonds du responsable. Des canalisations se trouvant hors de ce fonds et le desservant tombent sous le coup de l'art. 676 al. 1 CC et les dommages qui en résulteraient sont imputés au propriétaire à qui elles profitent. De même, un fonds étranger qu'un propriétaire foncier utilise pour des travaux de construction est mis sur le même pied que son propre fonds.

Le cercle des personnes protégées par l'art. 679 CC est très large. Conformément à une pratique de plusieurs décennies et qui n'est pas indiscutable, la jurisprudence a concrétisé cette notion. Les décisions montrent que l'on est, d'une part, parti d'un élément de droit de voisinage et, d'autre part, que cette notion de voisinage est prise au sens large.

Les fonds appartenant à une collectivité publique tombent aussi sous le coup de l'art. 679 CC, avec à

nouveau la limitation qui a été mentionnée à propos de l'art. 58 CO pour la responsabilité du propriétaire de l'ouvrage.

Si les conditions pour une demande de réparation sont remplies aussi bien pour l'art. 58 CO que pour l'art. 679 CC, la demande peut être fondée sur ces deux dispositions: il s'agit de prétentions alternatives en concours.

#### 4.2.2 Responsabilité pour risque inhérent instituée par diverses lois spéciales

Le risque potentiel générateur de responsabilité (voir paragraphe 4.1.5) est, dans la Loi fédérale sur la protection des eaux, entièrement révisée le 24 janvier 1991, une entreprise ou une installation fixe pouvant présenter un danger particulier pour les eaux. Dans le cadre de la loi sur les installations électriques, ce sont les dommages qui peuvent découler de l'utilisation de courant fort ou faible; dans celui de la loi sur les transports par canalisations, ce sont les dommages pouvant résulter de l'utilisation ou, lorsque l'installation n'est pas en service, de défauts ou d'erreurs de manipulation.

Enfin, conformément à la Loi fédérale sur la responsabilité en matière nucléaire, l'exploitant d'une installation nucléaire répond de manière illimitée des dommages d'origine nucléaire causés par des substances nucléaires se trouvant dans son installation et des dommages causés par des substances provenant de son installation qui, au moment où ces dommages sont survenus, n'avaient pas été reprises par un tiers exploitant. Le concept d'installation englobe non seulement les installations qui servent à produire de l'énergie mais également toutes celles qui permettent de produire, utiliser, entreposer ou retraiter des substances nucléaires, y compris les dépôts de déchets radioactifs.

## 4.3 La responsabilité résultant de l'évaluation d'une structure porteuse existante

### 4.3.1 Nature et classification juridique

Les notions de responsabilité et de structure porteuse existante, au sens juridique, ont été explicitées aux paragraphes 4.13 et 4.16.

On entend par *évaluation* d'une structure porteuse existante une activité composée, sur un plan technique, d'une *inspection*, de la *formation d'un avis* et d'une *prise de position*.

Le spécialiste compétent est un ingénieur civil, exerçant son activité de manière indépendante, qui travaille sur la base et dans le cadre d'un *contrat d'ingénieur civil*. L'ingénieur civil en tant que partie contractuelle peut être une personne physique, une communauté au sens juridique (par exemple société en nom collectif X, Y & Z) ou une personne morale. Le contrat d'ingénieur civil est juridiquement traité en principe comme le contrat d'architecte. Tous les deux représentent des types de *contrat de conception*.

Globalement considérée, la nature juridique des contrats de conception n'est pas controversée. Les prestations qui constituent l'objet du contrat d'évaluation d'une structure porteuse existante sont clairement des prestations de mandataire. Le contrat du professionnel appelé pour une évaluation d'une structure porteuse existante relève ainsi du droit du mandat selon les art. 394 et ss. du CO.

Pour simplifier, nous désignerons par la suite ce spécialiste tout simplement comme l'*ingénieur civil*, bien que tout ingénieur civil ne soit pas un spécialiste de l'évaluation des structures porteuses existantes et que le mandataire puisse exceptionnellement appartenir à une autre profession.

### 4.3.2 La situation contractuelle de l'ingénieur civil

A la différence d'autres contrats du droit des obligations ayant pour but la fourniture de travaux, les deux partenaires contractuels sont *égaux en droit* dans le cas du mandat.

Le mandataire n'est pas intégré dans l'organisation du travail de son partenaire contractuel comme l'est l'employé dans un contrat de travail. Dans l'exécution de ses devoirs contractuels, il dispose d'une plus grande marge de manœuvre que l'entrepreneur dans un contrat d'entreprise. Dans le cadre de l'accord conclu et en particulier pour atteindre le *but* fixé par le mandant, le mandataire détermine librement la forme et le déroulement des actes qu'il entreprend. En vertu des connaissances professionnelles qu'on lui prête, il est *maître des moyens à utiliser*, tandis que le mandant est et reste le *maître du marché*.

Ainsi considéré, l'art. 404 CO, relatif à la révocation unilatérale du mandat, possible en tout temps, et qui est une disposition très discutée et jugée impérative par le Tribunal fédéral, apparaît comme sensé et justifié.

### 4.3.3 Devoir de diligence et responsabilité liée au défaut de soin

Selon ce qui a été dit précédemment, le mandataire est tenu de fournir un travail. Ce travail doit tendre *vers un but, une réussite, être de nature à produire le résultat escompté*. Le mandataire n'a pas à répondre du fait que la réussite à laquelle on aspirait ne soit pas atteinte. Il doit cependant répondre du fait que son travail et/ou les actes entrepris pour obtenir le but aient été de médiocre qualité et qu'un échec en soit résulté qui provoque un dégât lié à cette cause. La raison de cet échec s'appelle, en langage juridique, l'*absence de diligence*.

L'absence de diligence a deux aspects: objectivement, elle est une *violation du contrat* et, subjectivement, elle contient une *faute (négligence)*. Le mandataire prend l'engagement, sur un plan objectif, d'un comportement approprié et, sur un plan subjectif, d'une pensée et d'une volonté mises en œuvre dans ce but. Son devoir de répondre d'une négligence est une *responsabilité contractuelle* qui est liée à la *faute*.

Pour évaluer s'il y a eu violation du contrat et sa nature, il faut considérer les normes universelles obligatoires de responsabilité, les dispositions du contrat concrètement établi, tout comme les dispositions particulières éventuellement formulées dans le contrat, telles qu'elles ont été prévues par les deux parties dans leur accord individuel. Parmi ces dispositions, les directives SIA sont

les plus fréquemment utilisées. Le cas échéant, il faudra pourtant prendre également en considération, dans les éléments du contrat, les conditions générales émises par le mandant. Enfin, la responsabilité contractuelle de l'ingénieur peut aussi concourir avec une responsabilité du fait d'un acte illicite, selon les articles 41 et suivants du CO.

Si le mandant prétend que le mandataire a violé son devoir de diligence, il doit donner une *substance* à son affirmation, c'est-à-dire qu'il doit expliquer concrètement en quoi elle consiste et il doit *apporter la preuve de la violation du contrat*. Si la preuve peut être apportée, il demeure pour le mandataire la possibilité de se *disculper* en justifiant qu'aucune faute ne lui incombe.

Les paragraphes suivants traitent du devoir de diligence, dont il faut particulièrement tenir compte dans le cadre de l'évaluation d'une structure porteuse existante.

#### 4.3.4 Le défaut de prise en charge

On entend par là une faute et une négligence du spécialiste qui accepte un mandat sans disposer des capacités nécessaires à son accomplissement réussi.

L'évaluation appropriée de la sécurité des structures porteuses existantes présuppose des connaissances théoriques et pratiques particulières dans le domaine de la technologie des matériaux, de la statique, de la construction ainsi que, au besoin, dans d'autres domaines en liaison avec le problème concret. Lorsqu'il accepte le mandat, l'ingénieur civil doit s'assurer, par une autocritique, que les conditions précitées soient remplies.

Pour la majorité des ingénieurs aujourd'hui en activité, cela n'est possible qu'en suivant une formation continue au terme de leurs études.

Le défaut de prise en charge ne constitue pas seulement, comme cela ressort de la dénomination, une faute mais aussi un manquement à la diligence nécessaire à l'accomplissement qui équivaut à une violation du contrat. Afin de ne pas tomber dans cette faute au niveau de la prise en charge, l'ingénieur civil devrait donc décliner un mandat d'évaluation d'une structure porteuse si les capacités exigées dans ce cadre lui font défaut. Dans la pratique,

il est cependant courant que le spécialiste, même sérieux, recule devant cette démarche.

C'est le cas, par exemple, quand l'évaluation exigée est une partie d'un mandat très étendu où des problèmes particuliers se situent au-dessus des possibilités du mandataire. L'ordre juridique met ici à disposition des institutions qui peuvent être utiles à l'ingénieur civil.

#### 4.3.5 Personnel auxiliaire et sous-mandataires

Si le mandataire ne dispose pas personnellement ou alors que partiellement des capacités nécessaires, il peut d'abord envisager de recourir, pour le compléter et le soutenir, par exemple à un collaborateur de sa propre organisation, à un «collaborateur libre» ou à une entreprise indépendante telle qu'un laboratoire de construction.

L'auxiliaire fournit sa prestation sous la surveillance et la direction du mandataire. La *compétence* de s'adjoindre un auxiliaire est, chez l'ingénieur civil, largement admise, aussi longtemps que son activité peut être considérée comme subordonnée dans le cadre du mandat confié. Il faut cependant prendre en considération deux particularités:

Le mandataire répond, de manière *causale*, auprès du mandant, d'une erreur de son auxiliaire. Cela signifie qu'il doit être responsable de la même manière que s'il agissait lui-même avec négligence.

L'engagement d'un auxiliaire, sous la forme précitée, est a priori *inacceptable* si l'ingénieur doit procéder à l'évaluation d'une structure porteuse existante en qualité d'*expert juridique*.

Des auxiliaires engagés comme décrit précédemment, il faut distinguer le *substitué* ou *sous-mandataire* engagé par le mandataire. Le substitué assume la responsabilité du mandataire et agit pour son propre compte. Il faut donc l'*accord du mandant pour s'adjoindre un sous-mandataire*.

Avec l'engagement *non autorisé* d'un substitué, le mandataire commet une violation du contrat et il répond auprès du mandant comme pour un auxiliaire. Si l'autorisation lui en est donnée, sa responsabilité quant à la diligence adéquate à apporter se réduit lors du choix et de l'instruction du sous-mandataire

#### 4.3.6 Le collège d'experts

La figure 2.2 (voir chapitre 2) sert de point de départ : si le rapport II de l'ingénieur mandaté, résultant du mandat II, montre que la décision quant à la marche à suivre implique des conséquences importantes, le décideur (direction commerciale d'une entreprise, organe politique) se voit souvent obligé de renforcer les bases techniques de décision. Dans ce but, il adjoint à l'ingénieur mandaté un *collège d'experts*, désigné ci-après par CE.

Le chapitre traite de la situation juridique, des principaux droits et obligations ainsi que de la responsabilité du CE. La suite est consacrée à des indications quant à la forme du mandat d'experts et, enfin, à des considérations quant au rapport entre le CE et l'ingénieur mandaté.

##### a) Situation juridique du CE

Sous le rapport juridique d'un *mandat proprement dit*, le CE agit ainsi selon le droit privé, qu'il s'agisse, en tant que partenaire contractuel, d'une personne de droit privé ou d'un représentant d'une administration publique.

Il n'est a priori pas clair si les membres du CE constituent un groupe de personnes qui ont accepté conjointement un mandat au sens de l'art. 403 al. 2 CO ou s'il s'agit d'une *société simple* des art. 530 ss. CO. Le critère déterminant est la *volonté des membres* de se constituer en groupe pour poursuivre le but du mandat. La dénomination «collège» présuppose que telle est la volonté des intervenants. On conseillera cependant au CE, de manière à ce que la situation soit claire, de manifester nettement cet accord. Nous admettons pour la suite que le CE est une société simple au sens des art. 530 ss. CO.

Pour parvenir à cette situation, il suffit de conclure un contrat sans forme particulière, voire même seulement d'adopter un comportement concluant.

La société simple est une *communauté juridique* et ne dispose pas en tant que telle d'une personnalité juridique propre, à la différence d'une corporation. Selon l'art. 530 al. 1 CO, les membres peuvent être des personnes physiques ou morales. Dans le cas d'un CE, il faut cependant prendre en compte qu'il s'agit d'un collège d'*experts*. Ces derniers sont toujours des personnes physiques : en effet, leur faculté (professionnelle) de juger est au centre des « condi-

tions naturelles de l'homme » au sens de l'art. 53 CC, faculté à laquelle tient nécessairement l'activité d'expert.

La situation juridique du CE peut ainsi être caractérisée comme suit : une société simple, formée de personnes physiques, qui ont accepté du même mandant un mandat identique mais dans le cadre d'un travail collectif.

##### b) Droits et obligations du CE

Les droits et obligations résultent d'une part du droit du mandat proprement dit et d'autre part du droit de la société simple.

Pour ce qui concerne l'aspect juridique du mandat, le *devoir de diligence* est au premier plan. En comparaison avec le devoir de diligence de l'ingénieur mandaté, celui des experts englobe aussi la capacité et la volonté d'apprécier et d'évaluer objectivement, de manière impartiale et en même temps critique, le travail présenté par ses collègues spécialistes.

Pour ce qui concerne l'aspect juridique de la société, le devoir de remplir le contrat confié aux experts en *unissant les forces et les moyens* est au premier plan. Chaque membre du CE a par conséquent à fournir une contribution du même rang mais pas forcément identique. Le travail peut ainsi être réparti au sein du collège selon la spécialisation et la prestation. Les contributions doivent cependant avoir une transparence suffisante pour permettre à chaque collègue une prise de position compétente sur l'ensemble des questions posées au CE.

Des droits et des obligations résultent enfin de l'*interpénétration* du droit du mandat et de celui de la société. Ainsi, l'adjonction de sous-mandataires ne présuppose pas seulement une autorisation de la part du mandant mais également l'aval de tous les membres du CE, aval qui est indispensable car cette adjonction peut aboutir pratiquement à un changement de la société (CO 542).

La prise de position du CE est une décision de la société simple au sens de l'art. 534 CO et exige, à défaut d'autre convention au sein du CE, l'*unanimité*. Etant donné les conséquences, présumées importantes dans ce cas, pour la formation de sa décision, la mandant est intéressé à ce que la prise de position du CE ait lieu à l'unanimité. Il est évident que l'unanimité ne peut être forcée car les droits personnels des membres du CE seraient violés. Il

faut cependant, eu égard à l'objectif du mandat d'expert – remise d'une base amplement étayée pour les décisions futures du mandant – tendre au moins au *consensus*, en tant que forme plus élastique de l'unanimité.

Si l'obtention d'un consensus menace d'échouer, c'est la réussite du mandat d'experts qui est en question. Sur la base de l'art. 400 al. 1 CO, le CE est déjà tenu, d'après cela, d'informer le mandant sur les divergences qui se dessinent et de solliciter des consignes complémentaires.

#### c) Responsabilité du CE

En tant que société simple, les *membres du CE* répondent individuellement de l'accomplissement correct ou incorrect du mandat d'expert et ceci de manière primaire, exclusive et illimitée. De plus, ils répondent *solidairement*, selon l'art. 544 al. 3 CO. On ne peut imposer au mandant de découvrir le véritable auteur de la partie du mandat incorrectement remplie. Au contraire, il peut émettre toutes ses prétentions à la réparation des dommages envers chaque membre du CE, à son libre choix.

#### d) Mise sur pied du contrat d'expert

Le premier aspect de la mise sur pied du contrat d'expert a trait à la *liberté du choix des partenaires*, qui, dans le cadre de l'autonomie contractuelle, garantit à chaque sujet de droit la compétence de choisir seul ses partenaires contractuels. Lors de la formation du CE, il faut en outre considérer qu'il s'agit de constituer une société simple, formée de spécialistes qui se groupent pour poursuivre un but en commun, fournir au mandant, en réunissant leurs forces, la base spécialisée pour que soit prise une décision aux conséquences considérées comme très importantes. Au paragraphe a), on a constaté que la *volonté* de chaque membre du CE était nécessaire. La doctrine juridique se réfère à cet égard à l'expression latine de *l'affectio societatis*. Cette expression désigne bien plus que la « bonne volonté » en vue d'un travail commun. Elle exprime que les membres doivent être déterminés à la poursuite commune d'un but. L'élément subjectif de la volonté d'obtenir ensemble une solution à un travail difficile peut être déterminant pour la réussite. L'exercice pratique de la liberté dans le choix des partenaires, effectué par le mandant, comprend

donc aussi et ceci dans son propre intérêt, la clarification la plus soignée suivante: les membres pressentis pour le CE peuvent-ils être « coopératifs » au sens décrit plus avant ?

Quant au deuxième aspect, on rappellera que le CE est le *destinataire* du mandat. Il a en face de lui un mandant qui a le pouvoir, à chaque instant, de diriger son travail par des instructions. Quant au pouvoir de donner des instructions, son exercice par un profane (complet ou en partie) de la branche, confronté à la compétence de spécialistes et à des regards critiques et professionnels, est tout sauf simple. L'appréhension naissante peut conduire à un blocage ou à un dérapage et les deux phénomènes mettent en péril la réussite du mandat. Il est donc conseillé de fixer par écrit, contractuellement, le devoir d'établir régulièrement des rapports, tel qu'il résulte de l'art. 400 al. 1 CO. Cette formule est en général propre à développer les fondements d'une confiance et peut en particulier fournir une aide au dépistage rapide de points faibles à l'intérieur du CE et à leur élimination, si nécessaire, en élargissant le collège. En cas de nécessité, l'établissement périodique de rapports peut être étendu à l'établissement de *rapports intermédiaires*. Au lieu de confronter le mandant, qui n'y est pas préparé, à un volumineux rapport, la formation continue de son jugement, qui sera finalement mûrement réfléchi, doit lui être facilitée.

#### e) Rapports entre le CE et l'ingénieur en charge du mandat

On revient finalement à la figure 2.2 Phase III, selon laquelle l'ingénieur en charge du mandat travaillera *ensemble* avec le CE. La coopération abordée ici est en principe d'un autre type que celle existant à l'intérieur du CE et entre le CE et le mandant. A la différence des deux rapports précités, il n'y a *pas de contrat* entre l'ingénieur en charge du mandat et le CE. La *coopération* n'est rien d'autre qu'un *devoir d'information* à un tiers que l'ingénieur doit exercer dans un esprit coopératif, conformément aux consignes qui lui sont données par le mandant. Le droit d'audition de l'ingénieur en charge du mandat se pose face à ce devoir. Une relation triangulaire doit ainsi être mise en place. Cette relation est à la fois étayée par des intérêts communs et, dans certains cas, mise en danger par des intérêts qui s'opposent. Quoi qu'il en soit, le défi commun est la création, en vue du but fixé, d'une base de décision techniquement solide.

#### 4.3.7 Le devoir d'information et le devoir de conseil

L'inspection, le fait de jeter un regard à l'intérieur de l'ouvrage est la première phase de l'évaluation d'une structure porteuse existante (voir 4.3.2). A ce moment ou parfois aussi dans un stade plus avancé de l'évaluation, de nouveaux faits et situations se présentent souvent au spécialiste. S'il ne peut exclure que leur connaissance pourrait amener le mandant à modifier le contenu du contrat, de certaines consignes ou de dispositions particulières, le mandataire est tenu au devoir d'information. Dans ce contexte, les constatations effectuées par le mandataire qui peuvent générer des plus-values sont particulièrement importantes, par exemple la nécessité ou l'opportunité d'essais sur matériaux, non prévus à l'origine.

Le devoir d'information conduit ensuite au *devoir de conseil*. Son objet est simplement tout ce qui, au sens le plus large, est propre à favoriser la réussite du mandat vers laquelle on tend ou à protéger le partenaire contractuel de dégâts en relation avec l'objet du contrat. Selon un jugement du Tribunal fédéral, il peut également par exemple inclure le devoir de conseiller au maître de l'ouvrage la conclusion d'une assurance de responsabilité civile du maître d'ouvrage, eu égard à des risques particuliers.

Ceci démontre que l'inspection est plus qu'un simple *regard à l'intérieur* et qu'elle exige aussi *prudence*. Elle englobe aussi, comme le jugement précité le montre, l'environnement et le voisinage.

La doctrine va encore un pas plus loin : si l'on présume qu'également des structures porteuses voisines pourraient, puisque construites à la même époque et de manière analogue, présenter des dégâts similaires à ceux relevés sur la structure porteuse inspectée et constituer de ce fait un danger pour l'environnement, l'ingénieur civil devra conseiller au mandant d'en informer le voisin.

Ceci sera fait dans l'idée de protéger, en cas de dégât, le mandant de prétentions à des réparations sur la base du droit de voisinage.

#### 4.3.8 Le devoir de livraison

A la différence du devoir de diligence, il s'agit là d'un *devoir de prestation*. L'objet en est une *prestation en nature*, et en particulier dans ce cas, le devoir du

mandataire de remettre ce qu'il a produit au cours de l'accomplissement de son mandat.

En comparaison avec les autres tâches de l'ingénieur civil, ce *devoir de livraison* occupe une place centrale dans le cadre de l'évaluation des structures porteuses existantes. L'*inspection* et le résultat de l'évaluation, souvent divisés en un *rapport préliminaire* et un *rapport final*, seront remis au mandant pour son dossier de l'ouvrage.

Le devoir de livraison est un devoir *essentiel* et *primordial* de prestation dans le cadre de contrats d'évaluation de structures porteuses existantes. A la différence par exemple du devoir de diligence, on peut directement, sur la base des art. 107 ss. CO, exiger son exécution et, le cas échéant, actionner en vue d'obtenir de plus des dommages et intérêts.

Dans ce sens, l'ingénieur civil répond vis-à-vis du mandant de la livraison du résultat de son travail sous la forme et dans le délai convenus.



#### 4.4 Classement juridique du renforcement d'une structure porteuse en tant que prestation matérielle

##### 4.4.1 Le renforcement en tant que réparation ou en tant que modification d'une structure porteuse

En ce qui concerne la *qualification juridique* d'un contrat ayant pour objet le fait d'entreprendre le renforcement d'une structure porteuse, il est sans importance qu'il s'agisse d'une réparation ou d'une modification dans le but d'une adaptation à de nouvelles exigences. Les deux cas tombent sous le coup du droit du contrat d'entreprise, au même titre que la réalisation d'une nouvelle construction. Tout est rassemblé sous la terminologie *exécution d'un ouvrage* selon l'art. 363 CO.

Le *contrat de livraison d'ouvrage* est l'une des formes les plus importantes du contrat d'entreprise.

##### 4.4.2 La réparation en tant que correction complémentaire

Il peut être question, dans le cas d'une réparation, de savoir de quoi elle résulte. S'il s'agit, lors du renforcement d'une structure porteuse, de supprimer un défaut au sens juridique – une faute de projet ou d'exécution ou un dégât apparu au cours d'une utilisation présumée ou conforme au contrat –, la question se pose de savoir si la réparation représente une correction complémentaire sur la base des droits de garantie invoqués dans le cadre d'un contrat de construction déjà existant. S'il peut être répondu affirmativement à cette question en s'appuyant sur le contrat concret, en prenant aussi en compte les délais de prescription, l'entrepreneur doit entreprendre la réparation en remplissant ainsi son devoir de correction complémentaire.

#### 4.5 Le renforcement de la structure porteuse en tant que complexe de prestations immatérielles et matérielles

##### 4.5.1 Avant-propos

La transposition en termes juridiques de n'importe quel état de fait peut être assimilée à la traduction d'un texte original en une autre langue. Une traduction significative ne peut être réussie que si le traducteur peut comprendre la matière dans la langue originale.

Il s'agit, dans les états de fait concernés ici, de *matières techniques*. Aussi longtemps que nous décrivons le renforcement d'une structure porteuse simplement comme une prestation technique et matérielle, sa transposition en langage juridique ne présentait aucune difficulté. L'état de fait était sans autre compréhensible et l'on disposait du vocabulaire juridique correspondant.

Il en va un peu différemment si nous considérons le renforcement d'une structure porteuse globalement comme des prestations immatérielles et matérielles. Le complexe formé par le processus technique est un état de fait plus récent. Avant que nous nous apprêtions à le comprendre au sens juridique, il faut que nous soyons au clair sur ses particularités.

Nous essayons donc dans ce chapitre de dégager et de rendre compréhensible, autant que faire se peut, les caractéristiques de ces états de fait techniques du « substant réel », de telle sorte que nous puissions entreprendre, au chapitre suivant, l'attribution juridique avec une compréhension suffisante des choses. Pour ce faire, nous devons approfondir la question.

##### 4.5.2 Conception et exécution en général

Si l'on considère le rapport entre la conception et l'exécution d'un ouvrage – *chaque* ouvrage, qu'il s'agisse d'une nouvelle construction ou d'une transformation –, la conception apparaît, dans une première approche, comme la phase préparatoire de l'exécution. Cette manière de voir néglige le fait que la conception ne sert pas uniquement à la préparation de l'exécution mais également l'accom-

pagne. Il est donc plus juste de comprendre la conception comme la *sous-structure spirituelle* de la production corporelle. Le concepteur en accomplit une partie, l'entrepreneur en accomplit l'autre. En lieu et place de la distinction temporelle, on opère alors, sur la base de cette compréhension plus récente, une distinction orientée selon la prestation entre le concepteur et l'entrepreneur. Cependant, le problème constructif posé est du type renforcement d'une structure porteuse existante, cette séparation « nette » entre conception et exécution ne peut aussi être maintenue.

#### 4.5.3 Contrôle des fournitures et des matériaux

La première complication résulte du fait que l'on intervient sur une *structure porteuse existante*. Il ne s'agit pas d'une quelconque réparation ou transformation d'un ouvrage mais d'une *intervention sur sa structure de base*. Au sens le plus strict du mot, cela a rapport et coïncide avec la réussite ou l'échec de l'intervention projetée. Les décisions qui sont à prendre dans ce cas par les responsables confèrent à deux domaines d'activité un poids plus important que celui qui leur est donné dans la plupart des autres tâches de la construction: le *contrôle* et la *fourniture des matériaux*.

Il faut procéder au contrôle non seulement des matériaux dont la mise en œuvre est prévue mais, en premier lieu, à celui des propriétés essentielles, pour l'aptitude au renforcement, des matériaux de la structure porteuse existante. Le résultat de ce contrôle permet tout d'abord de répondre à la question de savoir si la structure se prête véritablement au renforcement, éventuellement à la condition que des mesures préalables de remise en état ou d'assainissement soient prises. En outre, ce contrôle permet de tirer des déductions quant aux modes possibles de renforcement de la structure. Il fournit en conséquence les données de base nécessaires à la conception.

Il appartient au concepteur de définir quelles propriétés des matériaux doivent être contrôlées, eu égard aux trois buts déterminés.

Il s'agit souvent de livrer non pas des matériaux au sens habituel d'articles de commerce mais des *systèmes de matériaux*, c'est-à-dire des combinaisons que ne doivent pas uniquement faire leurs preuves sous les actions et dans les conditions d'utilisation

prévues mais qui doivent aussi prendre en considération les données de l'ouvrage existant et prendre en compte les conditions spécifiques de mise en œuvre. Le produit, en tant que système de matériaux, est le résultat d'une action commune du concepteur, du fabricant et, de ce fait, de l'ingénieur, du fournisseur et de l'entrepreneur. On pourrait citer ici comme exemple les systèmes à base de résine époxy qui sont utilisés pour le collage des armatures extérieures.

L'aspect particulier, présenté ici, que revêt la tâche constructive « renforcement d'une structure porteuse » conduit de ce fait à la revalorisation de deux activités, le contrôle et la livraison des matériaux, et à celle des gens qui les exécutent.

#### 4.5.4 La participation du maître de l'ouvrage

La planification et l'exécution de tout projet de construction se déroulent à l'intérieur de la sphère d'intérêt du maître de l'ouvrage. Il est donc habilité et tenu à des actions de participation précises et typiques.

Dans le cas de renforcements d'une structure porteuse s'ajoute une action particulière de participation, qui revêt un poids considérable: la formulation des *conditions de service* sous lesquels les travaux de renforcement sont à exécuter. Un pont doit-il être, durant son renforcement, praticable sans encombre ou partiellement praticable? La circulation des clients doit-elle être maintenue dans un local commercial dont le plafond doit être renforcé? Une structure porteuse peut-elle être renforcée en une seule fois ou les travaux doivent-ils être exécutés par étape? Voici quelques-unes des questions qui se posent à un maître d'ouvrage et auxquelles il ne peut être apporté de réponse sans sa participation.

Souvent, il se simplifie trop la tâche en donnant une réponse spontanée à de telles questions. En effet, la marge de manœuvre au niveau de la conception se rétrécit sous une pression croissante des conditions imposées et les coûts de construction s'élèvent. L'explication approfondie de la portée de ses décisions fait du maître de l'ouvrage un participant actif dans le processus d'optimisation. Le concepteur ne peut le dispenser de cette tâche. En effet, il appartient au maître de l'ouvrage d'évaluer et de mettre dans la balance les conséquences financières pour

son entreprise. Sous cet angle, le maître de l'ouvrage devient un *participant à la conception*.

#### 4.5.5 Planification de l'exécution

L'exécution efficace et concurrentielle d'un renforcement d'une structure porteuse dépasse généralement le cadre pur d'une activité artisanale. Elle ne se limite pas à exécuter un travail sans défaut, effectué selon les instructions de l'ingénieur qui dirige les travaux; elle exige aussi de l'entrepreneur une quantité non négligeable de travaux propres de conception.

Quand ces travaux trouvent-ils leur place? Dans l'idéal, à chaque stade, car une *répercussion* de résultats intermédiaires sur les travaux de conception de l'ingénieur est possible et peut apporter une contribution. Les échanges réciproques entre l'ingénieur et l'entrepreneur, auxquels s'ajoutent le contrôleur et le fournisseur des matériaux et auxquels participe le maître d'ouvrage, initialisent un processus d'apports successifs à la recherche d'une solution optimale au problème constructif.

Ainsi considérée, la conception du renforcement d'une structure porteuse représente plus que la sous-structure spirituelle de son exécution matérielle. La conception *imprègne* plutôt l'ensemble de la tâche constructive.

#### 4.5.6 Le défi de l'ingénieur

Le renforcement d'une structure porteuse existante est un « ouvrage complet » au sens de l'art. 3.3 (présentation complète) du règlement SIA 103. Selon ce règlement, l'activité de l'ingénieur mandaté se décompose fondamentalement en trois types de fonctions:

- en tant que projeteur, selon l'article 4.1 du règlement;
- en tant que conseiller du mandant, selon l'article 3.3.1;
- en tant que représentant du mandant, selon l'article 3.3.1.

L'ingénieur est confronté à une particularité qui consiste dans le fait que la compétence au niveau du projet et les éléments qui lui sont associés ne dépendent pas uniquement de lui, comme nous

l'avons vu précédemment. Le mandant qui doit conseiller l'ingénieur ainsi que l'entrepreneur auprès duquel il représente le mandant participent également au projet.

Il en résulte un défi particulier pour l'ingénieur; il doit accepter dans son processus de décision qu'il ne connaît pas toute chose au mieux, tout en devant garder de manière permanente en main la direction générale qui lui a été confiée. Il doit apprendre à diriger aussi, en participation, une équipe ad hoc qu'il n'a pas obligatoirement formée lui-même.

## 4.6 L'attribution juridique du renforcement d'une structure porteuse en tant que complexe de prestations

### 4.6.1 Le concept de base pour la compréhension juridique de la conception et de l'exécution

Deux parties sont face à face au sein d'un contrat d'ouvrage: le maître de l'ouvrage qui commande l'ouvrage et l'entrepreneur qui le réalise. Selon l'idée du législateur, la compétence appartient à l'entrepreneur (le « constructeur ») et le maître de l'ouvrage se fait en conséquence souvent conseiller et représenter auprès de l'entrepreneur, pour se placer à cet effet à égalité avec son partenaire contractuel, par un spécialiste, architecte (le « chef constructeur ») ou ingénieur.

La définition de l'ouvrage à réaliser ou du moins la possibilité de la définir est une condition objective essentielle pour que puisse exister un contrat d'entreprise. Cela ne signifie rien d'autre que cet ouvrage doit être planifié, au moins jusqu'au stade où cette condition de « possibilité de définir l'ouvrage » est remplie. Les prestations qui y correspondent constituent généralement la matière d'un ou de plusieurs *contrats de conception* (contrat d'architecte et/ou d'ingénieur) que conclut le maître de l'ouvrage.

La « construction juridique » de la conception et de la réalisation regroupe ainsi, dans sa forme de base, le *contrat d'entreprise* entre le maître de l'ouvrage et l'entrepreneur ainsi que le *contrat de conception* passé entre le maître de l'ouvrage et le concepteur. Ce dernier contrat doit impliquer: la conception de l'ouvrage, les activités de conseil au maître de l'ouvrage et de représentation auprès de tiers.

En ce qui concerne l'activité de conseil, on notera ce qui suit: elle est d'une part un élément de l'*activité de conception*, attendu que la conception se déroule en dialogue avec le maître de l'ouvrage; d'autre part, ce devoir de conseil va au-delà de la conception, parce qu'il regroupe tout simplement tout ce qui, au sens le plus large, est propre à favoriser la réussite visée de la conception ou à mettre à l'abri le maître de l'ouvrage des préjudices correspondants. Cette obligation étendue de conseil qui incombe au con-

cepteur se confond avec les prestations liées à la conception au sein du contrat même de conception.

Une remarque peut encore être formulée pour ce qui a trait à la représentation. Elle est réglée, en tant qu'institution juridique, dans la partie « Dispositions générales » du CO à l'art. 32 et ss., qui traite de la conclusion du contrat, quel qu'il soit. Les principes qui y sont mentionnés sont, sur la base du renvoi de l'art. 7 CC, également applicables à d'autres domaines normés. Il en est ainsi du pouvoir de remplacement (procuration), qui a pour effet que le représentant a qualité de remplacer et engage le partenaire contractuel qu'il représente, non seulement à la conclusion du contrat mais par ses actes tout au long du déroulement du contrat.

La représentation est liée à deux conditions: le consentement du représenté et la communication du représentant au tiers.

Le consentement du représenté justifie le *pouvoir de représentation*. Son contenu et son étendue dépendent de la volonté du représenté et sont fixés dans le contrat sur la base duquel agit le représentant. Si ce contrat est un *mandat* au sens des art. 394 ss. CO, il contient (art. 396 al. 2 CO) – à la condition que rien d'autre n'ait été convenu – le pouvoir de faire les actes juridiques nécessaires à son exécution. Le contenu demeure ouvert (appelé: définition juridique ouverte) et nécessite une interprétation du contrat concret. Le droit du mandat englobe cependant fondamentalement le pouvoir de représentation vis-à-vis des autres intervenants contractuels.

### 4.6.2 Le classement du renforcement de la structure porteuse dans le concept juridique de base.

Il apparaît en premier lieu que le concept de base, ainsi qu'il a été décrit précédemment, convient tout à fait au cas du renforcement de structures porteuses existantes et ceci bien qu'il s'agisse dans ce cas d'un type très particulier d'ouvrage et de conditions de conception. Sous l'angle juridique, la conception et l'exécution constituent un contrat d'entreprise entre le maître de l'ouvrage et l'entrepreneur et ceci en dépit des particularités mentionnées au chapitre précédent.

A cela s'ajoute que tout le droit du contrat d'entreprise (art. 363 ss. CO) est de caractère dispositif. Cela signifie que des accords à caractère de contrat *individuel*

qui s'en écarteraient, pour autant qu'ils se situent dans le cadre des limites générales de l'ordre juridique et des dispositions légales qui le chapeautent, remplacent les dispositions du contrat d'entreprise instituées par les art. 363 ss. CO. Le caractère dispositif du droit fixé par la loi du contrat d'entreprise confère une importante élasticité supplémentaire au concept juridique de base.

La pratique de la construction en fait abondamment usage. Les parties liées par contrat utilisent d'une part cette marge de manœuvre pour des accords individuels et se reportent à des paquets *préformulés* de normes. La plus importante en est la norme SIA 118. En alternative ou en complément sont aussi utilisées les dispositions générales de collectivités publiques habituées à construire, d'entreprises publiques et d'entreprises privées. Il y a un point commun à tous les accords formulés : ils ne sont valables que s'ils sont mentionnés par les parties dans leur contrat privé. Ils présentent le caractère et la nature juridique de *clauses générales de marché*.

## 4.7 La position juridique de l'ingénieur en tant que projeteur d'un renforcement d'une structure porteuse

### 4.7.1 L'ingénieur en tant que partenaire d'un contrat de planification

Rappelons-nous tout d'abord qu'un projeteur est nécessaire dans la mesure où et parce que le maître d'œuvre ne dispose généralement pas des connaissances spécialisées nécessaires et qu'il serait, de ce fait, dans une position inconfortable dans sa relation contractuelle avec l'entrepreneur.

Il est plutôt rare que le maître d'œuvre dispose des connaissances spécialisées suffisantes et les engage dans les tâches du projet, qu'il soit un privé dans l'organisation du travail de son entreprise ou une collectivité dans une section de l'administration. Nous nous limiterons dans la suite au cas général.

Le maître d'œuvre qui désire faire renforcer une structure porteuse existante fera appel, pour la raison citée plus haut, à un ingénieur et conclura avec lui un contrat. Le maître d'œuvre est alors le partenaire de deux contrats, le contrat d'entreprise et le *contrat de projet* dont nous allons brièvement traiter ici.

En génie civil, la substance d'un contrat de projet est constituée par des prestations immatérielles destinées à permettre la réalisation, la modification ou la réparation d'un ouvrage ou de l'une de ses parties. Le contrat de projet du renforcement d'une structure existante est un contrat d'ingénieur comprenant, à l'intérieur de ce type de contrat, normalement un *contrat général*, les domaines centraux que sont le projet, la mise en soumission, l'élaboration des plans et la direction des travaux.

A la différence du contrat d'entreprise de l'entrepreneur, les contrats d'ingénieur et d'architecte ne sont pas réglés juridiquement. Leur nature juridique est controversée dans la doctrine et la jurisprudence. En ce qui concerne le *contrat général*, deux avis s'opposent. L'un le qualifie de *contrat de type propre*, un mélange d'éléments du type contrat d'entreprise et d'éléments du droit contractuel. L'autre le présente comme un *mandat*. Cette interprétation, à laquelle l'auteur de ces lignes s'associe, paraît s'imposer

aujourd'hui et elle est à la base des explications qui suivent. En conséquence, l'ingénieur qui projette le renforcement d'une structure porteuse agit, juridiquement parlant, en tant que mandataire du maître d'œuvre au sens des art. 394 ss. CO Le rapport juridique couvre en principe toutes les trois fonctions, soit projet, conseil et représentation du maître de l'ouvrage.

#### 4.7.2 L'ingénieur dans le contrat d'entreprise globale

Pour la réalisation du renforcement d'une structure, le maître d'œuvre peut également utiliser une autre forme d'organisation et conclure un seul contrat, un *contrat d'entreprise globale*, en lieu et place des deux contrats précités – un contrat avec l'ingénieur, un contrat d'entreprise avec l'entrepreneur. Ce contrat est qualifié, de manière unanime par la théorie et la doctrine juridique, de *contrat d'entreprise*. La planification se fonde pour ainsi dire dans la réalisation ; la réalisation englobe la planification et définit la nature juridique de l'ensemble « planification + réalisation ». La position de l'ingénieur au sein du contrat d'entreprise globale (contrat d'entreprise) dépend de la forme juridique que l'entrepreneur global s'est donné.

Il peut s'agir d'une entreprise dont le but de l'activité comprend la planification et la réalisation, par exemple une entreprise de construction organisée, avec sa propre section d'ingénierie, pour le renforcement de structures. L'ingénieur qualifié est alors intégré en tant qu'*employé* dans l'organisation de son employeur. Ce dernier est seul partenaire contractuel du maître d'œuvre.

Il est aussi possible qu'une entreprise de construction entre dans le jeu en tant qu'entrepreneur global et s'adjoigne un ingénieur indépendant pour la planification. Cet ingénieur agit donc sur la base d'un mandat ordinaire et est partenaire contractuel de l'entrepreneur global et non du maître d'œuvre.

Une entreprise de construction peut former, avec un ingénieur indépendant, une communauté de travail ad hoc, qui sera le partenaire contractuel du maître d'œuvre. L'entrepreneur global ainsi formé est juridiquement une *société simple* au sens des art. 530 ss. CO. Les droits et obligations de l'ingénieur résultent alors du contrat de société simple, dans le domaine du droit de la société simple. Souvent, la direction commerciale de la société n'est pas en main de l'ingénieur.

#### 4.7.3 Comparaison entre les deux formes d'organisation

Le contrat d'entreprise générale, décrit sous les trois formes selon lesquelles il peut apparaître, apporte fondamentalement au maître d'œuvre une simplification dans le déroulement du renforcement d'une structure : il n'a qu'un seul partenaire contractuel. En cas de litige, il devient inutile de rechercher si la faute relève de la planification ou de l'exécution. Le projet de contrat, dans lequel la planification se fonde pour ainsi dire dans la réalisation, tient compte en particulier des faits mentionnés au chapitre 4.5, à savoir que les frontières entre planification et exécution disparaissent. La simplification de la constellation juridique a pourtant son prix.

Le maître d'ouvrage abandonne au profit de l'élément prix les deux domaines du *conseil* et de la *représentation*, qui ne sont couverts « automatiquement » que dans le rapport de mandat entre maître d'œuvre et ingénieur. Comment faut-il apprécier la valeur de cet abandon et comment peut-on le contrecarrer ?

Le rapport de conseil comporte, outre l'élément décisif objectif, un élément personnel non négligeable, « la même longueur d'onde ». En outre, il s'y mêle une composante organisationnelle : le lien direct à la personne du conseiller peut laisser à désirer et ceci malgré l'engagement contractuel ; ce lien peut également fonctionner sans engagement contractuel formel. Il est du ressort du maître d'œuvre d'évaluer dans quelle forme d'organisation il trouvera pour son projet de construction les meilleures conditions sur le plan de la compétence, des relations personnelles et de l'organisation.

Si tant est qu'elle soit encore nécessaire dans la forme de l'entreprise générale, la représentation auprès de tiers peut et doit être réglée au sein du contrat correspondant.

Une solution de remplacement peut être offerte par la possibilité de s'adjoindre un *accompagnateur* pour la construction, au sens d'un guide ou d'un mandataire pour la construction, en la forme d'une instance de contrôle essentiellement administrative. On peut s'adjoindre, dans les deux formes d'organisation, un *ingénieur contrôleur* pour le contrôle technique des prestations d'ingénieur.

S'il abandonne le droit de mandater directement un ingénieur, le maître d'œuvre perd alors le *droit*

*d'instruction*, très important, qui lui revient selon l'art. 397 CO dans le cadre du mandat proprement dit.

A sa place s'inscrit, dans le contrat d'entreprise globale, le droit bien moins étendu conféré par l'art. 369 CO, qui relève du droit du contrat d'entreprise. Il s'agit, dans ce cas, d'*ordres* précisant comment l'entrepreneur doit procéder en détail lors de l'exécution de l'ouvrage. Pour le renforcement d'une structure existante, on peut sans doute partir du fait que de tels ordres sont a priori confinés dans des limites très étroites du fait du manque de connaissances spécialisées du maître d'œuvre. Des indications qui dépassent ce cadre nécessitent en général une modification contractuelle résultant d'un échange de déclarations de volonté correspondantes.

Des indications qui vont au-delà de ce cadre pratiquement illusoire sont des *modifications de commande* et exigent généralement, dans le cadre de renforcements d'une structure, un contrat de modification ainsi que des déclarations concordantes de volonté.

Les conditions mises par écrit dans le contrat d'entreprise globale, y compris au sujet de la planification, permettent inversement au maître de l'ouvrage de mieux se prémunir contre les dépassements de coûts et de délais. La condition en est cependant qu'il n'affaiblisse pas sa position en cours de contrat par des modifications de commande. Dans le cas de renforcements d'ouvrage, cela peut en particulier survenir s'il pose de nouvelles conditions d'exploitation.

Les contrats d'entreprise totale ont souvent la préférence lorsque le maître de l'ouvrage n'est pas, de manière déterminante, un individu particulier mais se présente en tant que corporation de droit privé ou de droit public. Lorsque la taille et/ou la complexité d'une tâche constructive s'accroissent, les avantages de cette forme d'organisation augmentent. Un regard jeté sur le mode d'attribution au niveau international le montre également pour ce qui concerne aussi les renforcements de structure. Les deux formes précédemment décrites apparaissent toutefois.

#### 4.7.4 Effets juridiques relatifs à la responsabilité de l'ingénieur

Il a été exposé au paragraphe 4.7.1 que le contrat de conception conclu avec l'ingénieur, généralement

un *contrat global* dans le cas de renforcements d'une structure, n'est pas traité de manière homogène par la doctrine et la jurisprudence. Selon l'une des interprétations, il s'agit d'un *mandat proprement dit* au sens des art. 394 ss. CO. Selon l'autre, il s'agit d'un contrat mixte qui, outre des éléments du droit contractuel, présente aussi des éléments du *contrat d'entreprise* régi par les art. 363 ss. CO.

De la qualification juridique incertaine du contrat qui le lie, résulte, pour l'ingénieur, une insécurité en ce qui concerne sa *responsabilité* contractuelle. Si le droit du mandat est seul utilisé, il est assujéti à la responsabilité pour faute (voir paragraphe 4.1.5). La situation est moins simple vue sous l'angle du droit du contrat d'entreprise: la responsabilité pour les défauts de l'ouvrage est une responsabilité causale, la responsabilité pour dégâts résultant de défauts est une responsabilité pour faute. En conséquence, si l'on s'attache à l'interprétation selon laquelle le contrat d'ingénieur pour le renforcement d'une structure porteuse est un contrat mixte, l'ingénieur est responsable des insuffisances dans la réalisation des prestations partielles que l'on peut considérer comme relevant du droit du contrat d'entreprise. Ainsi, par exemple, sa responsabilité est causale, c'est-à-dire également en l'absence de faute, dans le cas de plans d'exécution et de listes de pièces incorrects. Des défauts à la structure qui ont été provoqués de manière causale à la suite d'erreurs de plans sont en revanche des dégâts consécutifs à des défauts par suite d'erreurs dans les plans et relèvent de la responsabilité pour faute.

Pratiquement, au niveau de la responsabilité juridique, les conséquences de l'incertitude dans le classement juridique des contrats d'ingénieur concernant un renforcement des structures ne sont pas très importantes. Les cas de dégâts importants concernent l'ouvrage lui-même ou y prennent origine et la responsabilité de l'ingénieur présuppose une faute, que l'on se place sous l'angle du mandat ou sous celui du contrat d'entreprise, puisque dans ce dernier cas il s'agit de dommages consécutifs au défaut.

Il en est de même, par analogie, quand le travail de l'ingénieur est fixé en tant que contenu de prestation d'un contrat d'entreprise totale et est à considérer pour cette raison et en bloc comme relevant du contrat d'entreprise, ainsi que cela a été exposé au paragraphe 4.7.2.

## 4.8 Questions particulières

### 4.8.1 La marge d'approximation des prévisions de coûts

Cette formulation est empruntée au titre en marge de l'art. 3.7 du règlement SIA 103. La définition fixe tout d'abord que l'ingénieur est tenu de renseigner le mandant sur les bases des prévisions de coûts et leur marge d'approximation. Ce devoir contractuel fait partie du devoir général d'information selon l'art. 400 CO. Il existe donc également lorsque le règlement SIA 103 n'a pas été inclus par les parties dans le contenu du contrat.

La définition de la SIA établit des *règles* en ce qui concerne les marges d'approximation des coûts. Elles varient en fonction du stade de la conception. Il faut relever ici quelques points relatifs à la portée de ces règles.

On retiendra en premier lieu qu'il ne s'agit pas de règles fixes mais de règles indicatives.

Les règles concernant les marges d'approximation ont la nature juridique de *présomptions de faits*. La partie qui y est intéressée est autorisée à fournir la preuve que la présomption qui la charge ne se réalise pas. Pour cette raison, on la caractérise aussi en tant que *preuve d'apparence*. Concrètement, le maître de l'ouvrage a ainsi le droit de démontrer que l'ingénieur n'a pas évalué soigneusement les prévisions des coûts, bien que ceux-ci demeurent dans les limites des marges d'approximation. Réciproquement, il est permis à l'ingénieur de fournir la preuve qu'il a agi avec soin, bien que les limites de ces marges aient été dépassées.

La définition mentionnée, tirée du règlement SIA, utilise l'expression: « Cette marge est en général... ». Il se pose donc la question de savoir quels types d'ouvrages représentent les *règles générales*. La théorie et la jurisprudence n'apportent pas de réponse à la question de savoir si les transformations appartiennent à ce cadre.

Il n'a jamais été décidé, à ma connaissance, ce qu'il en était pour ce qui concerne le *renforcement de structures porteuses existantes*. Selon mon expérience, de telles tâches de conception sont à considérer cependant comme des *transformations qualifiées*. Elles vont chercher pour ainsi dire au cœur de l'ouvrage existant et touchent à son existence future. En ce qui concerne les coûts, il peut arriver que sur-

gissent, à un stade avancé de la conception seulement ou lors de l'exécution, des situations qui font apparaître la nécessité inéluctable de prendre des mesures constructives non prévues. Ceci se distingue des transformations en général, dans lesquelles le management des coûts permet plutôt de desserrer ici un peu les brides et de les tendre là.

Eu égard à la dominance de la sécurité et de l'aptitude au service, les renforcements de structures porteuses n'appartiennent donc pas, pour ce qui concerne la marge d'approximation des prévisions de coûts, à la règle générale des transformations ni également à celle des ouvrages globaux.

Le *devoir d'information*, évoqué en introduction, prend donc ainsi une importance supplémentaire. Il comprend aussi l'explication des raisons qui peuvent mettre en question le maintien d'une marge définie d'approximation des coûts. Ces motifs résident le plus souvent non dans le domaine du renforcement proprement dit mais dans les travaux préalables de remise en état, qui sont à entreprendre pour permettre la « renforcabilité » de la structure existante. Un devis plus précis ou une estimation de tels *coûts d'assainissement* est souvent possible, à la condition que le maître de l'ouvrage prenne en compte, dans une phase antérieure de la planification, un montant plus élevé pour les contrôles des matériaux. Discuter de ces points avec le maître de l'ouvrage et lui donner son avis, particulièrement en ce qui concerne les coûts/avantages des dépenses de conception auxquelles on donnerait la préférence, étendent l'acte d'information à celui du conseil en général. La marge d'approximation des prévisions de coûts qui finalement en résulterait est à fixer d'un commun accord.

### 4.8.2 Fourniture des matériaux et responsabilité en cas de défauts

Dans le contrat d'ouvrage, les parties doivent également convenir quel partenaire contractuel, le maître de l'ouvrage ou l'entrepreneur, fournira les matériaux. La loi permet les deux éventualités. Aussi bien le droit du contrat d'entreprise (art. 363 et ss. CO) que le droit contractuel préformulé (norme SIA 118) contiennent des réglementations relatives aux deux alternatives. Celles-ci font des différences: soit la fourniture est effectuée par le maître, que ce soit directement à l'entrepreneur ou en tant qu'achat effectué par l'entrepreneur au nom et pour le compte du maître, soit la fourniture est



effectuée par l'entrepreneur, qualifié pour la réalisation de l'ouvrage selon le contrat mais libre pour le reste en ce qui concerne le choix des matériaux et des sources d'approvisionnement.

Une possibilité supplémentaire existe, qui se situe en quelque sorte entre les deux alternatives précitées: fourniture par l'entrepreneur, mais selon les *ordres* du maître. Dans le cas du renforcement de structures porteuses existantes, où des *systèmes de matériaux* sont utilisés – que ce soit pour le renforcement proprement dit ou pour des remises en état préalable –, la compétence technique pour la définition du système de matériaux appartient largement au concepteur. Si le contrat d'entreprise englobe la conception – contrat d'entreprise totale –, il se pose moins de problèmes parce que la compétence technique et la fourniture des matériaux se situent du côté du même partenaire contractuel. Il en est différemment lorsque le concepteur agit par ordre du maître. En tant que son représentant, il exécute les bases d'offre et prépare l'attribution des travaux. Son catalogue de prestations contient des données relatives à la fourniture des matériaux, auxquelles est conféré le caractère d'instructions données par celui qui potentiellement commande.

Il peut en résulter des problèmes quant à la responsabilité de défauts, problèmes que nous allons aborder ci-après.

Si l'entrepreneur constate ou devait constater déjà au stade du travail sur l'offre ou des négociations du contrat que les instructions sont mal appropriées et que, de ce fait, la réussite des travaux de renforcement pouvait être remise en question, il lui incombe un *devoir pré-contractuel d'éclaircissement*. S'il le viole, il agit à l'encontre de la bonne foi et est, conformément à l'art. 2 CC, responsable envers celui qui l'a commandé des dommages qui en résulteraient. Si celui qui l'écrit maintient ses ordres, alors que le devoir d'éclaircissement a été rempli, ses droits de réclamation pour défaut, qui lui sont conférés en tant que commanditaire et provenant du contrat d'entreprise, tombent par sa propre faute.

Si l'entrepreneur n'effectue les constatations précitées qu'au cours du déroulement du contrat, il est en règle générale tenu par le *devoir d'avertissement* selon l'art. 369 CO. S'il l'exécute et que celui qui passe commande maintient ses ordres, ce dernier est de ce fait responsable de manière causale de défauts à l'ouvrage qui en résulteraient et l'entrepreneur est dégagé de sa responsabilité.

Le dégagement de la responsabilité peut aussi se produire, exceptionnellement, quand l'entrepreneur n'a pas discerné l'inadéquation des ordres et n'était pas tenu de la discerner en considérant l'état supposé de ses connaissances spécialisées.

L'exception vaut pour l'artisan local, c'est-à-dire l'entrepreneur en tant que pur artisan, et n'a en conséquence qu'une importance très marginale pour ce qui concerne le domaine des renforcements de structures.

#### 4.8.3 Observations sur un long terme et droits en cas de défauts

Le moment de la livraison de l'ouvrage détermine le *délai de vérification*. Selon l'art. 367 al. 1 CO, ce délai débute avec la livraison; selon l'art. 158 paragraphe 2 de la norme SIA 118, il débute dans le délai d'un mois. La durée de vérification se définit d'après la marche des affaires et la faisabilité, qui se juge en outre d'après le type de l'ouvrage. Pour des structures porteuses, la vérification peut englober des essais de mesure et de charge. En résumé, on dira que la vérification doit débiter le plus tôt possible après la livraison et doit avoir une durée relativement courte mais, dans le domaine du raisonnable, d'une durée suffisamment mesurée. Le résultat de la vérification montre si des *défauts clairs* ont été constatés et, si oui, de quels types ils sont.

Dans le cas de renforcements de structures, il n'est, à l'heure qu'il est, le plus souvent rien fait en ce qui concerne les essais de mesure et de charge évoqués dans la littérature juridique. Même quand le délai de vérification est largement calculé, on pense cependant toujours à des procédures d'essais relativement courtes. L'aptitude au service de la structure porteuse renforcée, fixée contractuellement et convenue, ne se vérifie souvent que sur la base d'observations sur un long terme. Il en est ainsi du comportement au fluage ou du comportement sous les actions climatiques et toute autre action provoquant une corrosion. La durée de l'observation s'étend sur des années. Les défauts qui se révéleraient sont des *défauts cachés* et, par conséquent, des défauts qui n'étaient pas décelables au cours de l'examen décrit plus haut.

Juridiquement parlant, une distinction est effectuée entre les défauts manifestes et les défauts cachés, pour ce qui concerne l'acceptation de l'ouvrage et la perte des droits en cas de défauts.

L'acceptation de l'ouvrage est une déclaration de celui qui l'a commandé, selon laquelle cet ouvrage doit être libre de défauts *manifestes*. Il perd ainsi ses droits des défauts pour ce qui concerne les défauts manifestes mais pas pour ce qui concerne les défauts cachés. S'il découvre par la suite, sur la base d'observations sur le long terme, des défauts cachés, il est tenu selon l'art. 370 al. 3 CO, de les signaler *immédiatement*. S'il ne le fait pas, il perd également ses droits en cas de défauts.

Les droits en cas de défauts non acceptés et donc non disparus se *prescrivent* (voir paragraphe 4.8.5 pour le terme prescription et pour sa nature). Si une action est ouverte pour des droits qui sont prescrits, le défendeur peut élever l'objection de prescription. Tous les droits en cas de défauts se prescrivent, selon l'art. 371 CO ou l'art. 180 de la norme SIA 118, par cinq ans à partir de la réception de l'ouvrage (exception: dix ans pour des défauts intentionnellement dissimulés par l'entrepreneur). Les clauses citées ont un caractère dispositifs. La durée peut ainsi être réduite par les partenaires contractuels ou prolongée, jusqu'à un maximum de 10 ans toutefois selon CO 127.

Dans le cas de renforcements d'une structure, on examinera avant la conclusion du contrat si le délai de prescription de cinq ans pour les défauts cachés est suffisant et ceci en relation avec la durée d'utilisation prévue.

#### 4.8.4 Responsabilité du fait des produits

Conformément à la définition du terme donnée au paragraphe 4.1.3, on comprend sous responsabilité du fait des produits le devoir de répondre des conséquences préjudiciables de la qualité d'un produit. Selon l'art. 3, alinéa 1 lettre a, de la nouvelle Loi sur la responsabilité du fait des produits, le terme produit s'applique à toute chose mobile, également s'il s'agit d'une partie d'une autre chose mobile ou immobile.

On a attiré l'attention, au paragraphe 4.8.2, sur l'importance particulière que revêt la livraison des matériaux dans le cas de renforcements d'une structure. Les matériaux mis en œuvre dans ce cas représentent souvent des produits au sens de systèmes de matériaux, qui sont fournis consécutivement à une étroite collaboration du projeteur, du fournisseur et du constructeur. Qui donc doit pouvoir être mis en cause au sens juridique et sur quelle base de

revendication cela est-il possible si un dégât est à rattacher à une qualité défectueuse du système de matériaux ou de l'un de ses composants?

Il n'existe pas toujours une relation contractuelle entre le lésé et tous ceux qui peuvent entrer en considération en tant qu'auteurs du dommage. La base juridique adéquate est à rechercher dans le domaine du dommage extra-contractuel (voir paragraphe 4.1.3).

Si nous considérons ensuite le paragraphe 4.1.5, nous constatons que les faits délictueux de responsabilité qui présupposent une faute personnelle du responsable sont trop restrictifs. Seule une réglementation ayant pour fondement une responsabilité causale est capable de suffire à satisfaire les besoins d'une société ayant un haut degré de technicité.

La nouvelle Loi sur la responsabilité du fait des produits (LFRP), en vigueur depuis le 1<sup>er</sup> janvier 1994, offre cette opportunité. Il s'agit d'une loi particulière qui est essentiellement orientée sur les principes des directives CEE et qui a le rang d'une loi accessoire fondée sur le droit des obligations.

Le fabricant est responsable, selon l'art. 1, alinéa 1 lettre a, des dommages aux personnes et, selon l'art. 1, alinéa 1 lettre b, des dommages aux choses. Dans ce dernier type de dommage, il n'est cependant responsable que si est endommagée ou détruite une chose qui, selon sa nature, est destinée à un emploi privé et que le lésé a utilisé essentiellement à titre privé sur la base de ces limitations. Les défauts à une structure porteuse renforcée ne tombent qu'à peine dans le domaine d'application de la LFRP. A ce sujet, le lésé demeure renvoyé à la responsabilité en cas de défauts selon le contrat d'entreprise.

Pour ce qui se rapporte au renforcement des structures porteuses existantes, le domaine d'utilisation de la LFRP se concentre sur les dommages aux personnes. Chaque personne qui a subi un dommage direct à cause d'une chose défectueuse est un ayant droit.

LA LFRP règle la responsabilité en s'appuyant sur une conception fondamentalement nouvelle. Le droit antérieur considère le problème de la responsabilité du fait des produits du point de vue du fabricant qui confectionne un produit pour un usage bien défini et le commercialise. On peut lui reprocher des erreurs qu'il commettrait au cours de ces

processus : lors de la construction et de la fabrication, lors de l'instruction ou en violation de son devoir de surveillance du produit. Quoique l'extension à la responsabilité causale ait été réalisée – on aurait tendance à dire de manière très abstraite –, il se cache derrière les catégories d'erreurs une représentation de la faute. Les « erreurs » qui ne sont pas couvertes par cette représentation, les inévitables « fugeurs » et les risques de l'évolution, ne sont pas touchés par la responsabilité. La LFRP considère le point de vue de l'utilisateur en lieu et place de celui du fabricant. Selon l'art. 4, alinéa 1, *un produit est défectueux quand il ne présente pas la sécurité que l'on est en droit d'attendre compte tenu de toutes les situations*. Il s'en suit une liste non exhaustive de telles situations. L'attribution d'une faute à une catégorie est inutile. La notion juridique de la non-réponse à l'attente légitime de l'utilisateur devra être commentée par la jurisprudence. Dans ce cas, les connaissances spécialisées, présupposées, du cercle particulier des utilisateurs ainsi que leurs expériences seront sans doute à prendre en considération.

Le cercle des *sujets à responsabilité* est très étendu. Il englobe, selon l'art. 2, alinéa 1, le fabricant (produit final, produit de base, produit semi-fini), le quasi-fabricant (celui qui appose sur le produit son nom, sa marque déposée ou un autre signe de reconnaissance et se fait passer pour le fabricant), par principe l'importateur et, selon l'alinéa 2, de manière secondaire, le fournisseur.

#### 4.8.5 La prescription des actions en réparation à l'encontre de l'ingénieur

Comme en principe pour chaque action, celles relatives à la réparation sont soumises à prescription. Dans le cadre de la responsabilité liée à la construction, cette institution juridique revêt une grande importance. Le présent chapitre traite de la notion et de la nature de la prescription, des délais de prescriptions et de l'effet d'une prescription.

##### a) Notion et nature de la prescription

Une action en réparation est le droit appartenant à chacun d'agir en justice contre une ou plusieurs personnes, groupements et associations pour obtenir une prestation de remplacement. La prescription ne concerne pas le droit lui-même, mais le droit d'agir. A la base de cette institution juridique se trouve la

considération suivante : dans l'intérêt de la sécurité du droit, un créancier ne devrait pas pouvoir attendre indéfiniment avant d'exercer son droit à l'encontre d'un débiteur. La possibilité d'intenter une action ne disparaît pas simplement avec l'entrée en vigueur de la prescription. Cette possibilité est subordonnée cependant au fait que le débiteur ne fasse pas valoir *d'objection à la prescription*. Autrement dit, au droit du créancier d'intenter une action prescrite est opposé, dans le cas d'une action judiciaire, le *droit du débiteur* de faire valoir l'objection de la prescription. Le fait de faire valoir cette objection ne supprime pas le droit du plaignant mais son effet est « paralysé ». En ce sens, la prescription peut être décrite comme la *paralysie d'une action par expiration du temps*.

##### b) Délais de prescription

Comment cette « expiration du temps » est-elle concrétisée ? En d'autres termes : quand commence le délai de prescription et quelle est sa durée ? Le CO 127, alinéa 1, fournit la base juridique : « Toutes les actions se prescrivent par dix ans, lorsque le droit civil n'en dispose pas autrement ». Les délais de prescription entrent en vigueur dès l'exigibilité de l'action. *Le droit fixe une période de dix ans comme délai ordinaire et d'autres délais comme extraordinaires*.

Dans le cadre du thème traité ici, « Evaluation et renforcement d'une structure porteuse existante », la question des délais de prescription doit être examinée séparément pour chacune des activités.

Le contrat pour l'évaluation relève du droit du mandat proprement dit conformément aux art. 394 ss. CO (voir paragraphe 4.3.1). Aucune « autre disposition », au sens de l'art. 127 alinéa 1 CO, n'est contenue, l'ingénieur remplit sa dernière prestation principale en livrant son rapport final (voir paragraphe 4.3.8) et, par là, les actions réciproques deviennent exigibles. Le délai ordinaire de prescription de dix ans s'applique donc à l'évaluation d'une structure existante à partir du jour de la remise du rapport final. L'article 1.8 ch.1 du règlement SIA 103 récapitule le contenu de la réglementation juridique.

L'attribution juridique du contrat d'ingénieur pour le renforcement d'une structure porteuse existante est controversée (voir paragraphe 4.7.1) et dépend en outre de la forme d'organisation dans laquelle les prestations d'ingénieur sont intégrées (voir 4.7.2-4.7.4). Cependant et indépendamment de ce « flou

juridique», prévaut en principe pour ce qui concerne la prescription des prestations d'ingénieurs, la disposition du droit du contrat d'entreprise (art. 371 alinéa 2 CO), qui fixe un délai *extraordinaire* de prescription de *cinq* ans. L'art. 1.8 ch.2 du règlement SIA 103 suit cette disposition juridique.

A la différence de la situation juridique claire qui prévaut pour l'évaluation des structures porteuses existantes, une complication survient toutefois lors du renforcement: l'ensemble du droit relatif au contrat d'entreprise et, par conséquent, l'art. 371 alinéa 2 CO est de nature *dispositive* (voir paragraphe 4.6.2). Il peut donc être modifié par des conventions contractuelles particulières, dans la mesure où ces conventions ne dépassent pas les limites générales de l'ordre juridique et des dispositions légales qui prévalent. Pour ce qui concerne le délai de prescription, cela signifie que le délai légal (à caractère dispositif) de cinq ans peut être raccourci par les deux parties contractantes ou, ce qui en pratique est beaucoup plus rare, il peut être étendu au maximum au délai ordinaire de dix ans.

La marge de manœuvre concédée par l'ordre juridique dans le cadre de l'autonomie privée joue un rôle important en ce qui concerne les mandats d'ingénieur. Les administrations et les entreprises qui construisent fréquemment font en particulier usage de cette possibilité en incluant dans leurs contrats d'ingénieur leurs propres conditions générales commerciales. Il y figure certaines dispositions qui étendent le cadre temporel de la mise à contribution de l'ingénieur quant à sa responsabilité juridique. Cela peut prendre la forme d'un allongement du délai de prescription. Il peut aussi être convenu d'un terme plus lointain à partir duquel l'action peut être exigible qui repousse ainsi le début du délai de prescription. Ainsi, par exemple, le déplacement peut aller de la réception du renforcement de la structure en tant que partie d'une transformation jusqu'à la réception finale de l'œuvre.

On conseillera la plus grande prudence à l'ingénieur, en tant que partenaire contractuel d'un contrat de projet et de direction des travaux de renforcement d'une structure, dans l'acceptation de telles dispositions. Il court en effet le risque de porter atteinte de manière grave à sa position en cas de dégâts et ceci sous deux aspects. En premier lieu, l'assurance responsabilité-civile professionnelle de l'ingénieur ne couvre en général que les prétentions *légales* et non les prétentions de type contractuel qui vont au-delà du contrat « usuel ». Ensuite, il est

fait abstraction du motif qui a conduit en son temps le législateur à synchroniser, dans l'art. 371 alinéa 2 CO, le délai de prescription pour les travaux de projet avec celui de la réalisation: le but était d'éviter que le projeteur ne puisse faire valoir d'éventuels droits de recours à l'encontre de l'entrepreneur parce que les actions à l'encontre de ce dernier sont déjà prescrites. Ceci est également d'actualité, attendu que la norme SIA 118 (art. 180.1), en accord avec le CO, fixe à cinq ans, en cas de défauts, la prescription des droits du maître de l'œuvre à l'encontre de l'entrepreneur.

#### c) Effets de la prescription

La prescription d'une action fournit au débiteur le droit d'opposer au créancier qui engage la procédure, l'*objection de la prescription*. La possibilité de faire usage de ce droit est réservée au seul débiteur. Conformément à l'art. 142 CO, le juge ne peut pas tenir compte d'office de la prescription. Le débiteur peut renoncer à l'invoquer. Les *renonciations* sont fréquentes dans le domaine de la construction.

Les litiges les plus fréquents concernant les actions en dommages et intérêts liées à des contrats d'ingénieurs sont réglés en fait par une transaction. Les pourparlers nécessitent souvent un temps considérable et, sur ces actions du maître d'œuvre, plane la menace de la prescription. Afin d'éviter ce problème, l'on dispose de deux possibilités: primo, le maître de l'ouvrage engage une action à l'encontre de l'ingénieur, ce qui interrompt le délai de prescription au sens de la loi, ou, deuxième cas de figure, l'ingénieur signe une déclaration selon laquelle il renonce pendant une période donnée à lever l'objection du délai de prescription. Cette variante sauve les négociations en vue d'une conciliation en surmontant l'écueil du délai de prescription; elle met aussi les parties, durant la période convenue, à l'abri des risques et de la dynamique résultant d'une procédure.

## Bibliographie du chapitre 4

- Brehm, R. :  
Kommentar zu Art. 58-61 OR. Berner Kommentar Bd VI/1/3/1, Lieferung 4, Bern 1990.
- Briner, H. :  
Die Architekten- und Ingenieurverträge im einzelnen, in: Das private Baurecht in der Schweiz. (Hrsg. Martin Lendi/Daniel Trümpy/Urs Ch. Nef), Zürich 1994.
- Bucher, E. :  
Schweizerisches Obligationenrecht. Allgemeiner Teil, 2. Auflage, Zürich 1988.
- Derendinger, P. :  
Die Nicht- und die nichtrichtige Erfüllung des einfachen Auftrages, 2. Auflage. Freiburg, 1990.
- Engeler, P. :  
Rechtsaspekte beim Planen und Bauen. Dietikon/Zürich 1992.
- Fellmann, W. :  
Der einfache Auftrag, Berner Kommentar. Bd. VI/2/4, ART. 394-406 OR, Bern 1992.
- Fellmann, W./von Büren-von Moos, G. :  
Grundriss der Produkthaftung. Bern 1993.
- Gauch, P. :  
Der Werkvertrag, 3. Auflage. Zürich 1985.
- Gauch, P. :  
Kommentar zur SIA-Norm 118, Art. 157-190 bzw. 38-156. Zürich 1991, bzw. 1992.
- Gautschi, G. :  
Der einfache Auftrag Berner Kommentar. Bd. VI/2/4, Art. 394-406 OR, 3. Auflage. Bern 1971.
- Hess-Odoni, U. :  
Bauhaftpflicht. Haftpflichtrecht des Grundeigentümers und Bauherrn sowie der Planer und Unternehmer. Dietikon 1994.
- Keller A. :  
Haftpflicht im Privatrecht, 4. Auflage. Bern 1979.
- Keller, M., Gabi S. :  
Das Schweizerische Schuldrecht. Band II Haftpflichtrecht, 2. Auflage. Basel und Frankfurt a.M 1988.
- Kramer, E.A., Schmidlin, B. :  
Allgemeine Einleitung in das schweizerische Obligationenrecht und Kommentar zu Art. 1-18 OR Berner Kommentar Bd VI/1/1, Bern 1986.
- Meier-Hayoz, A, Forstmoser, P. :  
Grundriss des schweizerischen Gesellschaftsrechts, 6. Auflage. Bern 1989.
- Oftinger, K. :  
Ausgewählte Schriften. S. 237 ff. Zürich 1978.
- Oftinger, K., Stark, E.W :  
Schweizerische Haftpflichtrecht, Besonderer Teil Band II/1, 4. Auflage. Zürich 1987 und Band II/3, 4. A. Zürich 1991.
- Pelloni, G. :  
Privatrechtliche Haftung für Umweltschäden und Versicherung. Zürich 1993.
- Petitpierre, D. :  
Zivilrechtliche Haftpflicht für Umweltschädigungen nach schweizerischen Recht. Basel und Frankfurt a.M. 1993.
- Riemer, H.M. u.a :  
Übungen im Zivilgesetzbuch. Fall 71. Zürich 1991.
- Schumacher, R. :  
Die Haftung des Architekten aus Vertrag, in: Das Architektenrecht/Le droit de l'architecte. (Hrsg. Peter Gauch/Pierre Tercier). Freiburg, 1986.
- Stauder, B. :  
Schweizerische Produkthaftung im europäischen Umfeld, in: ZSR NF 109 1/4, S. 363 ff. 1990.
- Tausky, R. :  
Die Rechtsnatur der Verträge über die Planung von Bauwerken. Zürich 1991.
- Tausky, R. :  
Betontragwerke mit Aussenbewehrung. Basel 1993.
- von Tuhr, P. :  
Allgemeiner Teil des Schweizerische Obligationenrechts, 3. Auflage. Zürich 1979, Neudruck 1984.
- Zeltner, U. :  
Die Mitwirkung des Bauherrn bei der Erstellung des Bauwerks. Freiburg 1993.

## 5. Systèmes de renforcement

---

5.1	Renforcer ne rend pas toujours plus « résistant »	67
5.2	Synthèse des systèmes de renforcement	67
5.3	Critères de choix d'un système	68
Bibliographie du chapitre 5		69

---

## 5. Systèmes de renforcement

### 5.1 Renforcer ne rend pas toujours plus « résistant »

Chaque partie d'une construction subit toujours une force et une déformation. Comme pour les nouvelles constructions, les parties renforcées doivent pouvoir montrer des déformations annonciatrices d'une rupture. En effet, ce n'est qu'à ce moment que l'on peut réagir à temps face à une menace de ruine. En plus d'un état d'équilibre, on doit porter une grande attention à la ductilité.

Une action peut avoir la forme d'une charge, d'un déplacement imposé ou d'un mouvement. On constate qu'il y a une relation directe entre une sollicitation et une déformation.

Pour la plupart des types d'actions, une construction trop faible peut être renforcée et remise en état par le renforcement de la structure porteuse.

Mais ces types de renforcement ne conviennent pas toujours pour les actions accidentelles de la norme SIA 160. Dans le cas de vibrations et de déformations imposées, la sollicitation est directement influencée par le comportement à la déformation de la structure. On doit en premier se poser la question de savoir s'il n'est pas approprié de modifier la *rigidité de la structure* et la *capacité de déformation plastique (ductilité)*. L'augmentation de la rigidité d'une structure augmente par exemple sa fréquence propre et influence alors son comportement vis-à-vis des vibrations. Souvent, une diminution de la rigidité de la structure est beaucoup plus indiquée. Pour les ouvrages soumis à un risque de séisme, un seul contrôle des actions et de la capacité portante ne suffit plus.

Le problème de la protection des structures porteuses contre les explosions, chocs, séisme, etc., est très complexe et ne peut pas être abordé de façon adéquate dans ce cours.

Le Groupe suisse de Génie parasismique et de la dynamique des constructions (SGEB) a publié la documentation SIA D097 *Verstärkungsmassnahmen für erdbebengefährdete Bauwerke*. Pour des ouvrages existants, ce document décrit de manière détaillée les grandes différences entre une évaluation de la sécurité structurale sous des actions de type statique et une évaluation de la sécurité par rapport à l'action d'un séisme. Les personnes intéressées y trouveront aussi une foule de conseils sur les mesures et les systèmes de renforcement.

Dans le présent document par contre, lorsque nous parlons de sécurité structurale et de renforcement de structures porteuses, nous nous limitons strictement aux problèmes de type « statique ».

### 5.2 Synthèse des systèmes de renforcement

Il existe plusieurs méthodes de renforcement. On peut renforcer en remplaçant les éléments défectueux ou endommagés, en ajoutant des éléments porteurs ou en redistribuant les charges par un déplacement imposé. La différence fondamentale entre les différentes méthodes de renforcement d'ouvrages existants est de savoir si le système de renforcement utilisé est *passif* ou *actif*.

Pour un renforcement qui a pour objet d'augmenter la résistance ultime, un renforcement *passif* avec une connexion ultérieure entre ancienne et nouvelle partie est en général suffisante. Mais il peut aussi arriver que l'ancienne partie doive même supporter le poids propre de l'élément de renforcement. Le renfort ne pourra reprendre qu'une partie proportionnelle de la surcharge appliquée. Cette partie varie en fonction du rapport de la rigidité entre l'ancienne et la nouvelle partie. Pour que le renforcement participe à la reprise d'une charge, il faut une augmentation de la charge, c'est-à-dire une déformation supplémentaire de l'ancienne structure.

On peut en déduire qu'un renforcement *passif* pour garantir un état d'aptitude au service durable n'est admissible qu'avec des réserves. La compatibilité des matériaux joue ici un rôle important. Lors d'une réfection où l'aptitude au service est déterminante, on doit mettre en œuvre des renforcements *actifs*. Pour agir sur l'ancienne construction, on doit soit la décharger, soit lui imposer des déformations. La plupart du temps, on obtient ce résultat au moyen de précontrainte.

Dans les chapitres prochains, on abordera plus en détail les systèmes de renforcements suivants :

- renforcements au moyen de béton ;
- renforcements par des profilés métalliques et des lames d'acier collées ;
- renforcements au moyen de la précontrainte ;
- renforcements du sol de fondation.

### 5.3 Critères de choix d'un système

Les exigences générales pour un renforcement, par rapport à la sécurité structurale et à l'aptitude au service, se réfèrent à la durée d'utilisation restante de l'ouvrage. Le type et le degré d'exigences peuvent donc différer de ceux des nouvelles constructions.

Le domaine des renforcements possibles est vaste ; cela nous contraint de choisir soigneusement le système adapté au problème à résoudre. Dans les chapitres suivants qui traitent de la plupart des systèmes de renforcement, on définira en détail le domaine d'application caractéristique de chaque système de renforcement. C'est pourquoi nous résumons ici des critères généraux valables permettant un choix préliminaire.

#### a) Hypothèses et restrictions d'exploitation

Alors que dans les nouveaux ouvrages on peut tenir compte des nécessités de la statique dans le projet, dans le cas d'ouvrages existants, les données rencontrées influent sur le choix du système de renforcement nécessaire.

Le respect des gabarits de passage dans les bâtiments, sous les ponts, dans les tunnels et le long de murs de soutènement peut limiter la place à disposition pour des renforcements à envisager.

Dans la plupart des cas, les travaux de rénovation et de renforcement doivent être menés tout en garantissant une continuation partielle ou totale de l'exploitation. C'est aussi souvent pour cette même raison que l'on préfère la réhabilitation d'un ouvrage à son remplacement.

#### b) Possibilités d'exécution

Un critère très significatif pour le choix du système de renforcement est la garantie d'une mise en œuvre irréprochable du renfort. Les conditions nécessaires à cette garantie sont une bonne accessibilité et la qualité des conditions de travail.

#### c) Compatibilité des matériaux

En principe, on préférera des mesures de renforcement utilisant des matériaux s'approchant des matériaux existants. Les parties renforcées se comportent alors de préférence conformément à l'ouvrage existant.

Il va de soi que ce principe ne peut pas toujours être satisfait. Si des circonstances spécifiques imposent d'autres solutions, il faudra alors porter une attention particulière à la compatibilité des matériaux. Par exemple, dans l'adhérence entre un ancien et un nouveau béton, la compatibilité des deux « mêmes » matériaux n'est pas du tout évidente. Ce problème est abordé au paragraphe 6.2. Les problèmes de compatibilité apparaissent en particulier aussi dans le renforcement de maçonneries.

#### d) Rapport coût-avantages

La question du rapport coût-avantages d'un renforcement doit toujours rester présente à l'esprit de l'ingénieur lorsqu'il essaie de résoudre son problème. Cette question est très clairement illustrée au paragraphe 9.5.3 dans l'exemple de renforcement d'une fondation. On ne doit pourtant pas se limiter au seul problème du coût d'investissement, mais on doit aussi tenir compte des coûts d'exploitation, de contrôles ultérieurs et de l'entretien. Il convient ici aussi de s'adapter à la durée d'utilisation restante fixée avec le maître de l'ouvrage. Les exigences et la qualité offerte ne doivent pas être maximales mais correspondre à un optimum réaliste.

#### e) Autres critères

La liste des critères de choix du système de renforcement adapté est aussi vaste que le nombre de problèmes qui peuvent survenir lors du renforcement d'un ouvrage existant. C'est pourquoi il est impossible d'en fixer une liste complète au préalable et surtout sous la forme d'une check-list. Nous énumérons ci-dessous quelques suggestions de points supplémentaires à examiner selon les cas :

- physique des constructions ;
- comportement lors d'un incendie ;
- contrôlabilité et accessibilité ;
- entretien ;
- esthétique.



## Bibliographie du chapitre 5

SIA D097:

Verstärkungsmassnahmen für erdbebengefährdete Bauwerke, 1993.

Jungwirth, Beyer, Grübel:

Dauerhafte Betonbauwerke, Beton-Verlag, Düsseldorf 1986.

Jungwirth, Bridge:

Rehabilitation, Darmstadt 1992.

FIP:

Guide to good practice, Repair and strengthening of concrete structures, 1991.

## 6. Renforcement au moyen de béton

---

6.1	Exposé du problème	73
6.1.1	Propriétés des sections mixtes	73
6.1.2	Limites d'application	74
6.1.3	Planification des mesures de renforcement	75

---

6.2	Matériaux	75
6.2.1	Exigences	75
6.2.2	Connaissance des matériaux existants	76
6.2.3	Choix du type de béton	77

---

6.3	Liaison entre deux bétons	77
-----	---------------------------	----

---

6.4	Liaison entre le béton et l'acier	82
-----	-----------------------------------	----

---

6.5	Liaison entre le béton et le bois	85
-----	-----------------------------------	----

---

	Bibliographie du chapitre 6	87
--	-----------------------------	----

---

## 6. Renforcement au moyen de béton

### 6.1 Exposé du problème

Si l'examen et les calculs d'un ouvrage existant révèlent que des mesures de renforcement de la structure sont nécessaires pour obtenir une sécurité structurale ou une aptitude au service suffisante, on recourt souvent au béton pour renforcer l'ouvrage. Les principaux avantages du béton sont décrits ci-dessous :

- Le béton coulé s'adapte particulièrement bien à une structure existante, quelle que soit sa forme.
- Le béton est transportable en petites quantités (poids limité). Avec du béton, on arrive donc à renforcer des parties difficilement accessibles et biscornues.
- Le béton est par nature un matériau adhérent : la pâte de ciment relie les agrégats. Dans le béton armé, la liaison existe en outre entre le béton et l'acier d'armature.

#### 6.1.1 Propriétés des sections mixtes

On ne renforce pas seulement des constructions en béton avec du béton, mais aussi des structures métalliques ou des structures en bois. Quand une structure doit être renforcée avec du béton, on réalise normalement une liaison entre un ancien élément et un nouvel élément. La liaison rigide de ces deux éléments de construction augmente bien la résistance ultime mais ne suffit souvent pas. En général, chacun des éléments d'une construction travaille indépendamment des autres éléments et la relation entre leurs déformations n'est que partielle. Par exemple, dans une poutre fléchie comme celle de la figure 6.1, les deux parties subissent la même déformation. La surface de contact entre l'ancienne et la nouvelle partie est le lieu de glissements différentiels. La résistance ultime du système global est composée par une addition des résistances ultimes de l'ancien et du nouvel élément. Ce n'est que lorsque l'adhérence des surfaces de contact entre les deux parties est effective que la résistance ultime croît d'une façon marquante ou que les déformations peuvent être réduites.

Lorsque l'adhérence des surfaces de contact est complètement mobilisée et que plus aucun glissement ne peut se produire, on parle d'une liaison rigide (connexion rigide). Parmi les différents sys-

tèmes de construction utilisés aujourd'hui, on trouve aussi bien des systèmes avec connexion rigide qu'avec connexion partielle ou nulle.

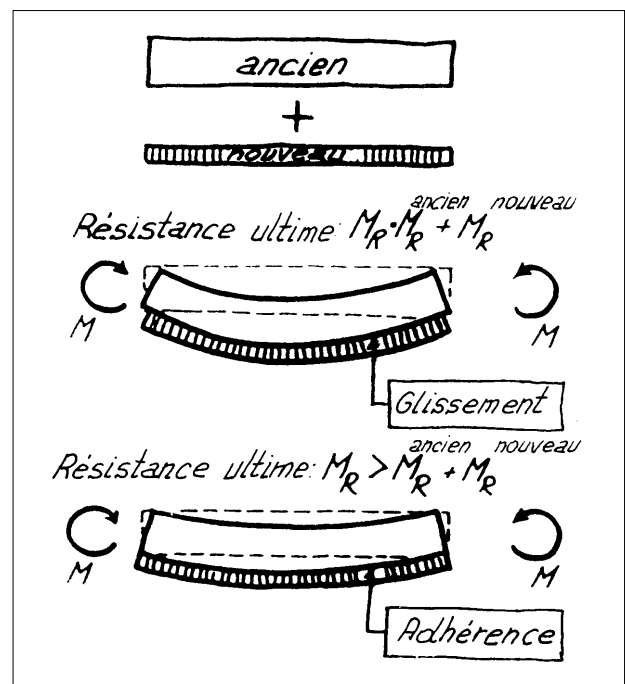


Figure 6.1: Effet de la liaison entre deux éléments.

Les forces en jeu au niveau des surfaces de contact dans le cas d'une liaison rigide sont illustrées dans la figure 6.2. Une poutre encastree composée d'une section mixte est sollicitée jusqu'à la résistance ultime de la section à l'encastrement de la poutre. L'élément nouveau situé du côté des fibres tendues (face supérieure) atteint la limite élastique sous l'effet de ces sollicitations. Dans les autres sections de la poutre, la force de traction correspond au tracé du diagramme des moments de flexion. Cette force est nulle à l'extrémité libre de la poutre. La partie inférieure de la section sera comprimée, pour des raisons d'équilibre. La force de traction qui se développe depuis l'extrémité libre jusqu'à l'encastrement de la poutre est en équilibre, dans chaque section, avec une force de compression équivalente. La force de liaison transmise au travers de la surface de contact s'appelle l'effort rasant. En utilisant la capacité portante à l'encastrement, la force de traction est indépendante du type d'action agissant sur la poutre et toujours égale à la force de limite élastique. Par

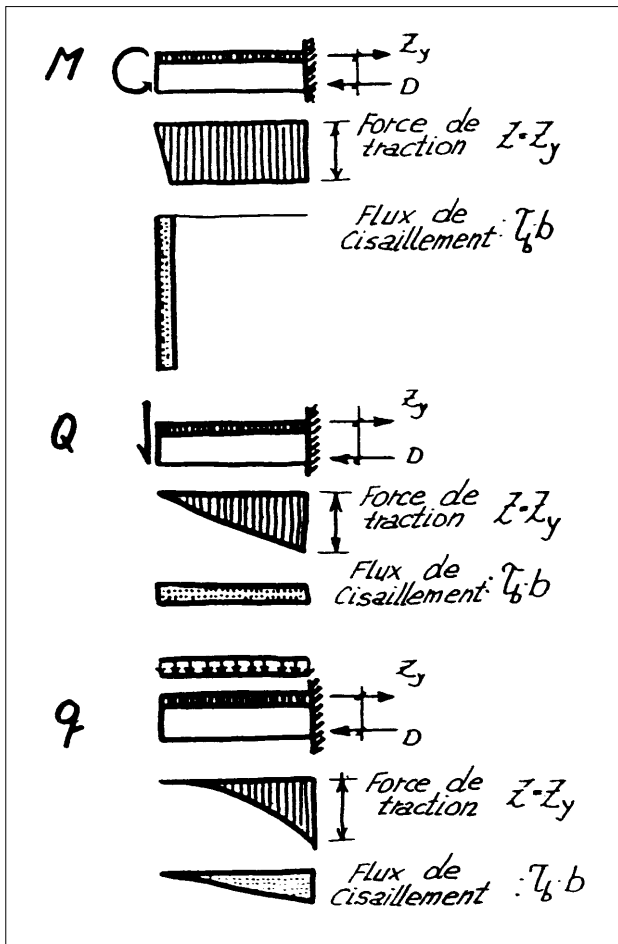


Figure 6.2: Exemple d'une poutre encadrée.

contre, sa répartition le long de la poutre varie en fonction du type d'actions et de l'introduction des forces. Dans le cas d'un moment de flexion appliqué à l'extrémité de la poutre, la totalité de la force de traction doit être transmise sur une très faible distance. Pour une charge concentrée, l'effort rasant est constant le long de la poutre. Dans le cas d'une charge répartie, l'effort rasant augmente de façon continue. Cet effort rasant est donc proportionnel à l'effort tranchant.

La connexion entre les deux éléments peut être réalisée ponctuellement ou régulièrement sur la surface de liaison. Habituellement, dans les constructions en béton, la liaison se développe le long de la surface de contact, alors qu'en construction métallique elle est généralement ponctuelle. Pour calculer la sécurité structurale, il est préférable de déterminer l'effort rasant à l'aide de la théorie de la plasticité. Pour la vérification de l'aptitude au service, les déformations seront calculées selon la théorie d'élasticité. Les conditions d'équilibre nécessaires au calcul des efforts et des contraintes dans un élément de barre d'une longueur  $dx$  sont représentées à la figure 6.3.

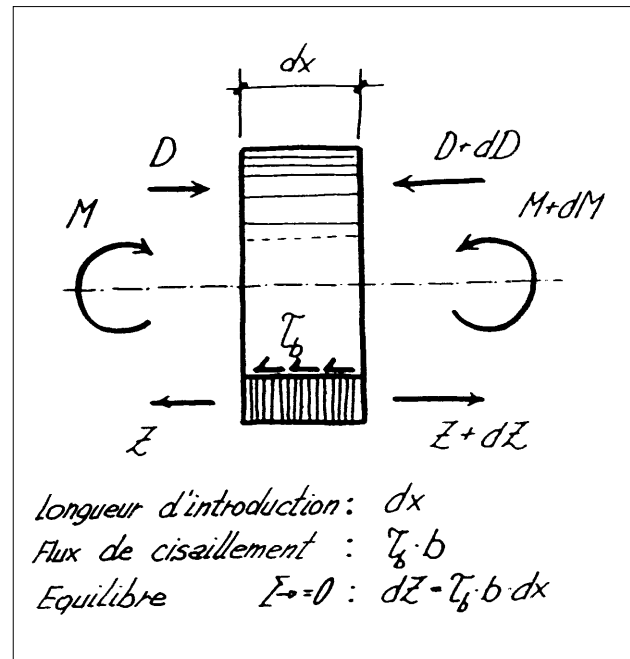


Figure 6.3: Jeu de forces agissant sur la surface de contact, cas d'une liaison rigide.

ler la sécurité structurale, il est préférable de déterminer l'effort rasant à l'aide de la théorie de la plasticité. Pour la vérification de l'aptitude au service, les déformations seront calculées selon la théorie d'élasticité. Les conditions d'équilibre nécessaires au calcul des efforts et des contraintes dans un élément de barre d'une longueur  $dx$  sont représentées à la figure 6.3.

### 6.1.2 Limites d'application

Pour l'ingénieur, augmenter la sécurité structurale d'une structure par la liaison rigide d'un ancien et d'un nouvel élément est une solution classique. Il arrive aussi que l'on ait à réparer des parties endommagées ou défectueuses d'une structure qui n'ont pas de fonctions porteuses essentielles. On doit pourtant aussi pouvoir garantir un comportement monolithique entre les anciens et les nouveaux éléments dans cette deuxième forme de réfection. Dans le domaine du béton, on parle aussi du reprofilage d'une section. Les domaines d'application, les méthodes et le déroulement des travaux de réfection en génie civil sont traités en détail dans l'ouvrage « Protection des ouvrages de génie civil » (PI-BAT, 1992).

### 6.1.3 Planification des mesures de renforcement

L'analyse globale du problème, la mise en œuvre de mesures de renforcement adéquates et le contrôle de l'exécution conduisent au succès d'un renforcement. Au premier plan des mesures de renforcement, on a :

- le choix du système mixte approprié au problème ;
- une étude complète des problèmes constructifs ;
- un dimensionnement suffisant ;
- un choix étudié des matériaux à mettre en œuvre ;
- une exécution soignée, dans les règles de l'art.

Dans le cas du renfort d'une structure existante avec du béton, le choix du matériau joue un rôle prépondérant. En plus des exigences liées au renforcement lui-même, il faut aussi porter une attention particulière aux caractéristiques des matériaux existants, pour pouvoir garantir une bonne compatibilité de comportement entre eux. C'est pourquoi on traitera des exigences pour le béton, dans un renforcement, dès le prochain paragraphe. Les questions spécifiques aux effets d'adhérence entre les matériaux et leurs solutions seront abordées plus loin en fonction du système mixte étudié.

## 6.2 Matériaux

### 6.2.1 Exigences

On attend d'une structure qu'elle ait une capacité portante suffisante et un comportement au service satisfaisant. On peut en déduire les performances requises du béton. Sa résistance contribue à la sécurité structurale. Si l'on considère l'aptitude au service, le béton doit présenter des caractéristiques particulières supplémentaires. Selon son utilisation, il doit être étanche et/ou résistant aux sels de déverglaçage, résistant à l'abrasion et finalement aux agressions chimiques. Ces caractéristiques peuvent être exigées aussi bien pour le béton de constructions nouvelles que pour celui des renforcements.

En plus de ces exigences générales pour le béton, on doit, dans les systèmes mixtes, particulièrement garantir la compatibilité entre le béton du renforcement et l'ancien béton. La compatibilité du béton s'établit selon les critères de la figure 6.4 :

#### ● Le comportement face aux déformations

En général, les anciens et les nouveaux éléments n'ont pas le même comportement face aux déformations. Le diagramme contrainte-déformation peut être différent ou bien les déformations diffèrent en cas de variation de température et d'humidité. Le béton, de même que le bois, subit du fluage et du retrait. Toutes ces caractéristiques relatives au comportement face aux déformations permettent surtout de déterminer les critères de choix du matériau eu égard à l'aptitude au service de la structure.

Il n'y a pas que les déformations et par là l'aptitude au service de l'ouvrage qui soient influencées par ces caractéristiques. La durabilité est aussi largement concernée. En effet, il peut arriver par exemple que, sous l'effet de contraintes, on voie apparaître entre l'ancien et le nouveau béton des fissures préjudiciables ou même une séparation des deux éléments.

La capacité portante n'est en général pas influencée par un comportement différentiel des déformations entre les anciens et les nouveaux éléments. Ceci est vrai pour autant que la capacité de déformation plastique (ductilité) puisse être mobilisée jusqu'à la ruine de l'ouvrage. Mais, si les dégâts mentionnés portent préjudice à la durabilité et à la liaison mixte, alors la capacité portante peut aussi être réduite.

● L'interaction physique

L'ajout d'une nouvelle couche de béton peut amener une modification fondamentale du comportement physique de la construction. La différence de densité de chacune des couches a une influence sur la diffusion de l'humidité et des gaz.

Une nouvelle couche étanche évite bien la pénétration de produits nuisibles par la surface extérieure mais, en inversant le flux de transport, on peut avoir une accumulation de produits dans l'ancien béton susceptibles de conduire à des dégâts.

● Les influences chimiques réciproques

La compatibilité chimique doit être garantie. Il est par exemple connu que certains mortiers de ciment et bétons utilisés pour renforcer les maçonneries peuvent gravement endommager les pierres naturelles existantes.

Ce problème a d'ailleurs été clairement évoqué dans le cadre du cours « Protection des ouvrages de génie civil » (PI BAT, 1992).

Enfin, le choix du matériau est aussi dépendant des exigences d'exécution. On peut mentionner entre autres l'accessibilité, le lieu de l'intervention et l'exposition de l'élément. L'épaisseur de la couche ou de l'élément d'ouvrage peut aussi jouer un rôle déterminant dans le choix du matériau.

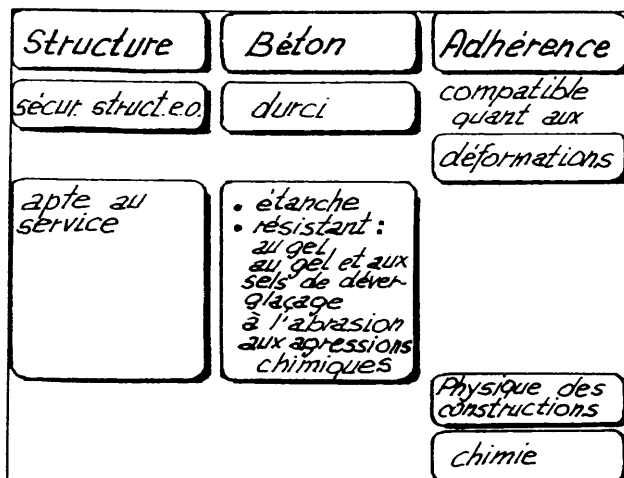


Figure 6.4: Exigences relatives au béton.

6.2.2 Connaissance des matériaux existants

Lorsque l'on doit renforcer une structure en béton existante, il faut être conscient que les caractéristiques initiales du béton ont évolué dans le temps. Par exemple, la résistance du béton augmente et le module d'élasticité croît aussi proportionnellement. D'après le CEB (1990), la résistance tend vers une valeur limite qui dépasse d'environ 30% la valeur nominale à 28 jours. La courbe correspondante est représentée à la figure 6.5. On trouve dans cette même figure des exemples de résistances mesurées à des moments différents. Les résultats de ces relevés se situent au-dessus de la courbe théorique. On doit pourtant évoquer une restriction: le vieillissement du béton n'améliore pas a priori toujours ses caractéristiques. Les caractéristiques du béton sont déterminées essentiellement par sa structure. Les agressions physiques et/ou chimiques, comme le gel et le sel de déverglaçage, peuvent provoquer des désordres de cette structure, qui ont pour conséquence un développement négatif de ses caractéristiques.

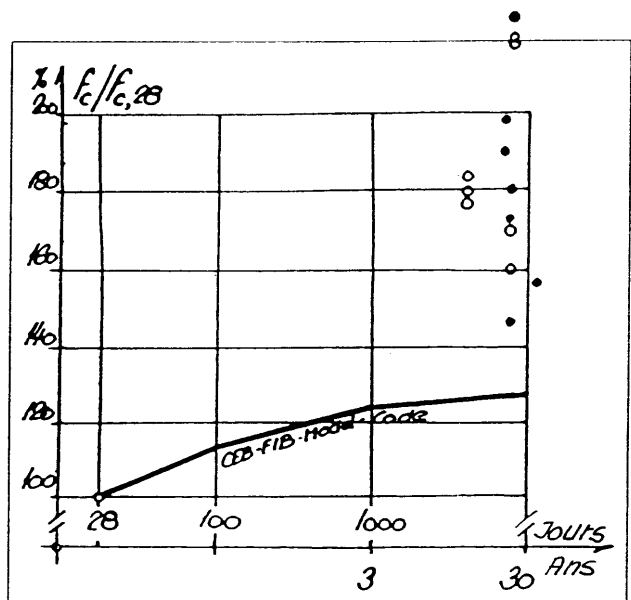


Figure 6.5: Evolution de la résistance du béton.

En plus du contrôle des caractéristiques du béton, il faut examiner de près la structure du béton dans le cas où l'ouvrage existant a été soumis à de telles agressions.

### 6.2.3 Choix du type de béton

Les exigences par rapport à la sécurité structurale et à l'aptitude au service en général et par rapport au système mixte choisi en particulier permettent de déterminer le type de béton à mettre en place. Le type de béton doit être choisi dans chaque cas après une analyse soignée des critères déterminants.

La classification et la dénomination des types de béton sont définies conformément aux exigences retenues dans la norme SIA 162. Pour simplifier le choix du béton adéquat, on peut classifier les types de béton disponibles en fonction de critères spécifiques :

- A la fabrication, on différencie le béton mis en place à la grue, le béton pompé et le béton projeté. Dans ce contexte, on tient principalement compte du lieu d'utilisation, de son accessibilité et de son exposition.
- Quand le supplément de poids doit rester le plus faible possible, dans les constructions en bois par exemple, il est alors judicieux d'utiliser du béton léger.
- Plus encore que dans les nouvelles constructions, on étudiera de près la composition du béton. La liaison de couches minces avec un élément plus épais ou les critères drastiques de compatibilité nécessitent souvent l'utilisation d'adjuvants et d'ajouts. On pense aujourd'hui en premier lieu à l'utilisation de fumée de silice.

L'apport de fumée de silice dans les mortiers et bétons permet de réaliser des matériaux de haute résistance. Ceux-ci conviennent fréquemment dans les cas d'exigences élevées et souvent contradictoires. La fumée de silice est disponible avec le marché sous forme de suspension (Slurry) ou de poudre (Fume). La fumée de silice, composée de particules sphériques très fines, joue un rôle de filler et permet d'augmenter la densité du béton. Les hautes résistances de ces bétons peuvent aussi être obtenues sur les chantiers. La haute densité et le faible volume des pores capillaires permettent d'avoir une très bonne tenue au gel et aux sels de déverglaçage.

## 6.3 Liaison entre deux bétons

En guise de préambule, on rappellera que le béton armé fait toujours appel à l'adhérence acier-béton et que, pour le béton précontraint, l'adhérence est de mise dans la plupart des cas. En plus de cette remarque fondamentale, on constate que la liaison entre l'ancien et le nouveau béton s'avère être une méthode très appropriée pour renforcer des ouvrages existants. De telles mesures permettent un renforcement significatif de dalles de bâtiments et de tabliers de ponts. La figure 6.6 illustre le renforcement d'un tablier.



Figure 6.6 : Renforcement d'un tablier (photo : Service des travaux publics, canton d'Uri).

Dans le cas d'une résistance au cisaillement insuffisante de l'âme de poutres, on peut aussi renforcer ces âmes en les épaississant. Dans la plupart des cas, il suffit de noyer des étriers supplémentaires nécessaires dans le béton, en n'épaississant que la face intérieure de l'âme.

La figure 6.7 montre l'exemple du renforcement lourd de l'âme d'une poutre de pont avec un épaississement des deux côtés de l'âme. Ce renfort était rendu nécessaire par l'élargissement de la chaussée, allié à un renfort du tablier ainsi qu'à un changement de système statique.

Lorsque des piliers en béton sont enrobés par du béton, la raison principale n'est pas toujours une augmentation de la portance (figure 6.8) mais fréquemment aussi une augmentation de la résistance à la corrosion. On pense notamment au domaine routier où des parties d'ouvrage sont exposées à des conditions extrêmes.

Pour renforcer les dalles de bâtiments et les tabliers de ponts, on prépare la face supérieure des dalles et on y coule une nouvelle couche de béton, en général armé. Selon le signe du diagramme des moments, la nouvelle couche se trouve en zone comprimée ou tendue.



Figure 6.7: Renforcement de l'âme d'une poutre (photo: Service des travaux publics, canton d'Uri).

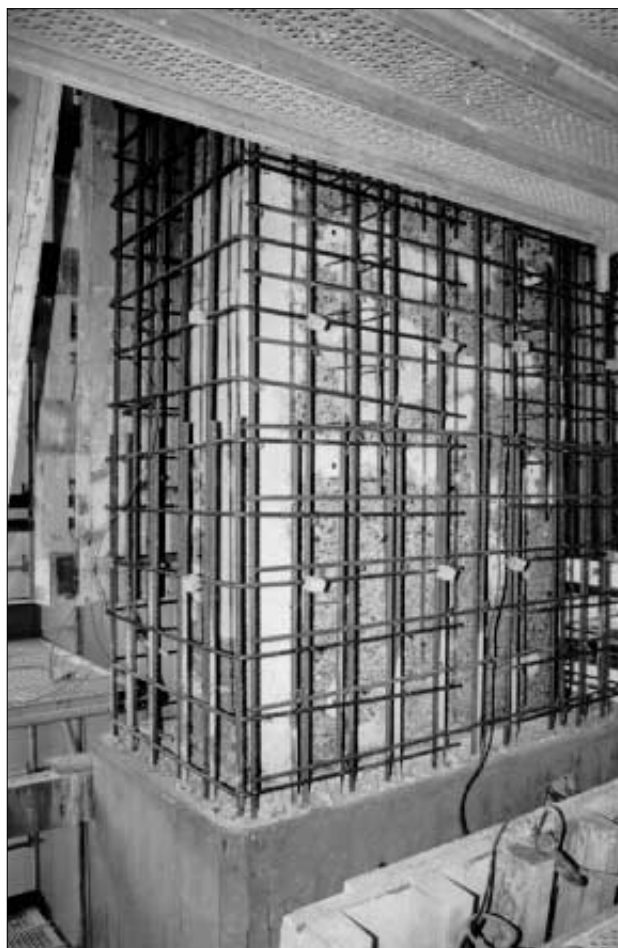


Figure 6.8: Renforcement d'un pilier (photo: Service des travaux publics, canton d'Uri).

Dans le premier cas, cette surépaisseur reprend les forces de compression du moment de flexion et, dans le deuxième cas, elle est porteuse de l'armature de traction. Cette nouvelle couche doit être suffisamment épaisse pour que, premièrement, le béton situé entre l'ancien béton et les armatures puisse être facilement mis en œuvre et vibré pour augmenter sa densité et que, deuxièmement, le recouvrement sur les armatures soit suffisant. L'expérience montre que l'épaisseur des couches devrait avoir plus de 100 mm d'épaisseur.

La figure 6.9 illustre le renforcement d'un tablier. On y indique l'ordre de grandeur des forces de cisaillement (effort rasant) qui agissent à la surface de contact. Dans cet exemple, la surépaisseur est de 120 mm. L'armature supérieure du nouvel élément



est dimensionnée de telle façon que, dans la section d'encastrement, elle atteigne la limite d'élasticité à l'état de ruine. Le taux d'armature maximal admissible dans une section est limité par la capacité de déformation. Un comportement ductile est garanti jusqu'à la ruine si la position de l'axe neutre ne dépasse pas la moitié de la hauteur de la poutre.

De l'extrémité du porte-à-faux jusqu'à l'encastrement, la force de traction correspondant à la plastification des armatures à la ruine doit pouvoir être transmise dans sa totalité au travers de la surface de contact et ceci par une liaison adéquate. Avec un élanement de  $\frac{1}{8}$  de la dalle en porte-à-faux, les contraintes d'adhérence représentent le 5% de la résistance à la compression du béton. Dans le cas d'une préparation soignée de la surface de l'ancien béton et d'une exécution conforme aux règles de l'art, la contrainte de cisaillement réelle est inférieure à la résistance de la liaison.

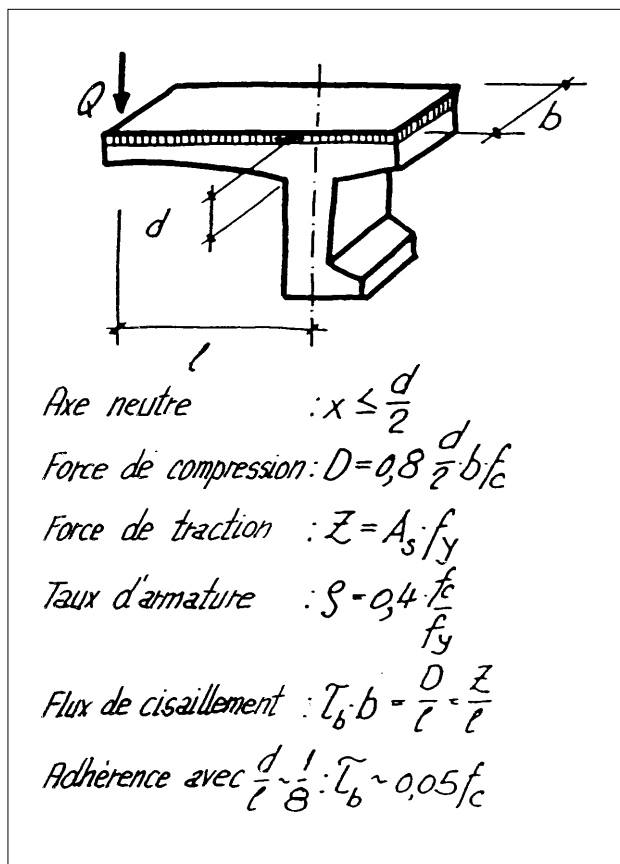


Figure 6.9: Ordre de grandeur de  $\tau_b$  dans une section de béton.

On ne doit pourtant pas oublier que le nouveau béton rapporté subit un retrait. Le comportement à la déformation et les forces en jeu sont illustrés à la figure 6.10. Sans liaison, la nouvelle couche glisse sur l'ancienne. En cas de liaison rigide, on observe la formation de contraintes de traction significatives dans la nouvelle couche; ce sont des contraintes résiduelles dues au raccourcissement de retrait. Si la résistance à la traction du béton est faible, il y a alors apparition de fissures qui permettent une réduction au moins partielle des pointes de contrainte. Les forces de cisaillement au niveau de la surface de contact se concentrent sur une relativement petite distance à l'endroit des extrémités. Si l'adhérence est insuffisante, on a le risque de voir un décollement entre l'ancienne et la nouvelle couche.

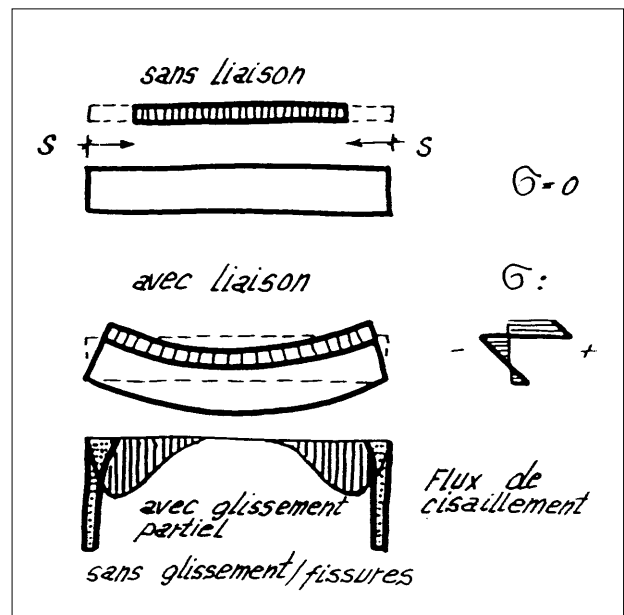


Figure 6.10: Retrait du nouvel élément d'ouvrage.

Les deux exemples mentionnés montrent clairement à quels endroits de la liaison il faut porter une attention particulière. On voit avant tout apparaître aux extrémités de grandes pointes de contraintes dues au retrait. La seule adhérence entre les deux couches de béton ne suffit en général pas pour reprendre ces forces de cisaillement concentrées. Des goujons ou d'autres mesures constructives adéquates doivent améliorer la liaison entre les couches. Les termes de goujon et cheville sont équivalents.

Si l'adhérence entre l'ancien et le nouveau béton est faible et que le nombre de connecteurs est peu important, on aura alors, à l'état de ruine, un glissement d'une couche par rapport à l'autre le long de la surface de contact. Les goujons (chevilles) agissent au niveau du cisaillement (figure 6.11). Avec une grande résistance au cisaillement et une forte connexion de la section mixte, on constate l'apparition d'une bielle de compression très plate. Dans ce cas, les goujons se comportent comme des goujons tendus. Le flux des forces peut être représenté à l'aide d'un modèle de treillis (figure 6.12). L'inclinaison des bielles de compression est fixée par l'équilibre des forces. La faible inclinaison de la bielle de compression est limitée par les conditions statiques et cinématiques de bord dans la surface de contact et dans les zones d'ancrage des bielles. On peut calculer approximativement avec un angle de 15° à 25°. Des exemples de chevilles du commerce sont représentés à la figure 6.13.

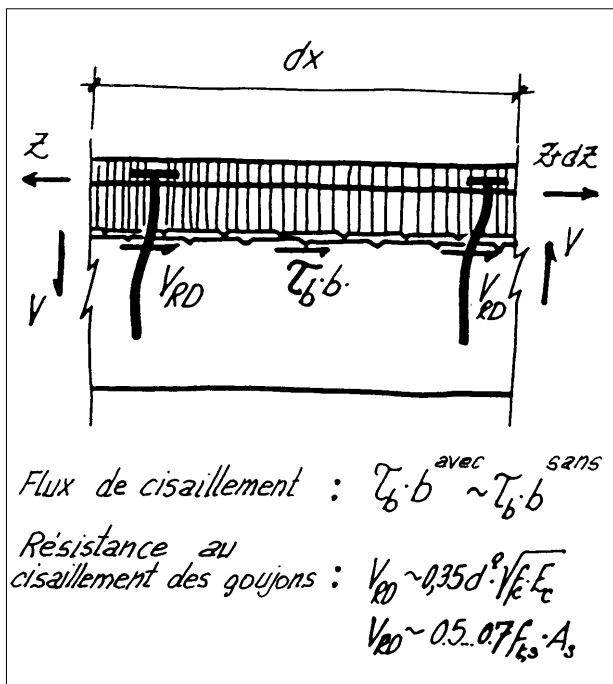


Figure 6.11 : Modèle de glissement.

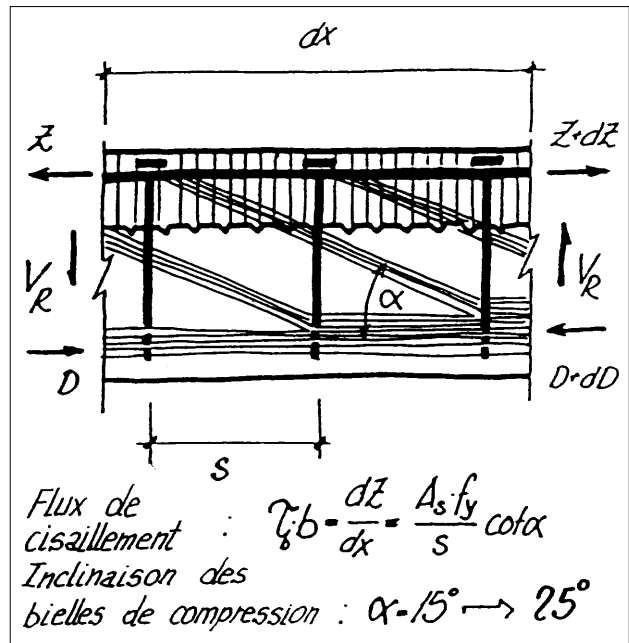


Figure 6.12 : Modèle de treillis.



Figure 6.13 : Chevilles chimiques et chevilles à expansion (photo : Hilti).

Une façon de butées constructives aux extrémités du porte-à-faux est équivalente à une liaison au moyen de connecteurs. Un exemple d'une telle butée sur le tablier d'un pont est représenté à la figure 6.14. Dans les rares cas où la nouvelle couche est appliquée sur la face inférieure (difficultés de réalisation), elle devrait se prolonger au-delà des appuis et la résistance de la liaison (de cisaillement) dans les zones d'appui est fortement augmentée par la compression latérale dans la zone d'appui (figure 6.15). Il convient d'effectuer le calcul de la sollicitation de cisaillement admissible avec la réaction d'appui minimale dans l'esprit de la prise en compte des situations de risques.

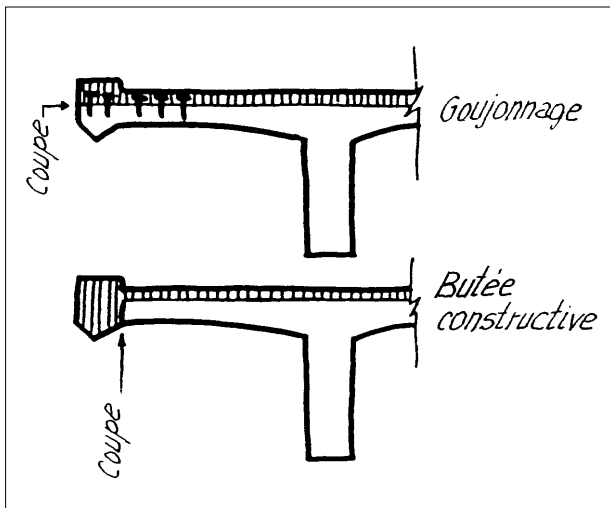


Figure 6.14: Liaisons dans les zones de bord.

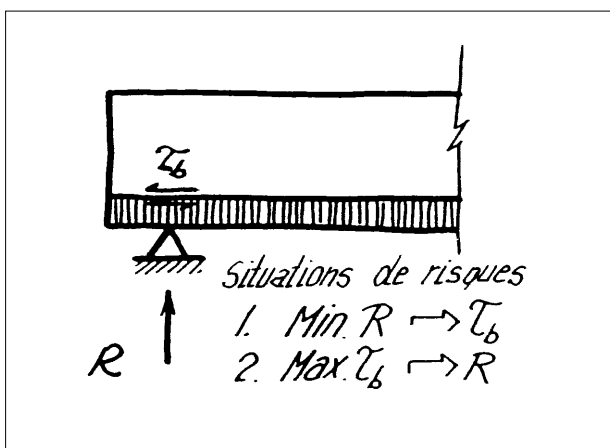


Figure 6.15: Compression latérale dans les zones d'appui.

L'effet mixte est obtenu par différentes mesures. Parmi celles-ci, on peut citer le choix d'un matériau adéquat, une exécution soignée, des dispositions constructives bien étudiées et un dimensionnement correct. Le retrait occasionne les plus grandes sollicitations de cisaillement au niveau de la surface de contact. Du point de vue de la technologie des matériaux, on donne aujourd'hui la priorité à l'utilisation de bétons à faible retrait ou à retrait compensé. Une résistance initiale élevée diminue partiellement le risque de formation de fissures de retrait. A l'opposé, on doit savoir que ces bétons à résistance initiale élevée présentent des ciments à mouture fine, plus favorables à un développement du retrait. A l'état de service, le nouveau béton devrait avoir un comportement aux déformations semblable aux éléments existants de la construction. Toutes ces conditions parfois partiellement contradictoires sont difficiles à satisfaire sans trouver une solution de compromis.

Du point de vue de l'exécution, la préparation de la surface de béton existante est fondamentale. Pour atteindre la rugosité nécessaire à une bonne adhérence, il est courant d'utiliser aujourd'hui des moyens hydrodynamiques éventuellement combinés avec du sablage. Les méthodes courantes et les travaux de préparations nécessaires sont décrits dans l'ouvrage PI BAT, 1993. La figure 6.16 montre l'état d'un tablier après un décapage hydrodynamique. La profondeur de décapage répond à différents critères. Dès qu'une surface est contaminée par des chlorures, on doit prendre en compte les critères relatifs à la corrosion. Si une armature est dégagée, la profondeur du décapage devrait être telle que cette armature soit entièrement enrobée par le nouveau béton. Pour juger si une couche d'accrochage est nécessaire ou non, on doit remarquer que le changement de la texture et de la structure d'un béton âgé peut réduire son adhérence. La couche d'accrochage doit aussi remplir d'autres fonctions : elle doit éviter que, lors du bétonnage d'une nouvelle couche, l'ancien béton ne pompe toute l'eau nécessaire à son durcissement. Sans couche d'accrochage, l'ancien béton doit être mouillé avant le bétonnage jusqu'au refus capillaire d'absorption. Dans ce cas, l'eau d'arrosage ne doit pas non plus former de flaques dans les aspérités de la surface au moment du bétonnage.

Un renforcement se prépare au moyen d'essais préalables spécifiques, réalisés de préférence in situ. La qualité de l'exécution sera surveillée de près au moyen de contrôles détaillés. Ce qui présente un intérêt particulier, c'est l'adhérence de la surface de contact. Elle est contrôlée par des essais d'arrachement.

Il est également important de garantir un ancrage irréprochable des goujons (chevilles) forés. Des essais d'arrachement in situ doivent confirmer leur efficacité.

Des essais complets sur le comportement combiné d'anciens et de nouveaux bétons ont été menés à l'EPFZ mais aussi dans d'autres pays, en particulier en Suède et aux Etats-Unis. Les résultats détaillés de ces nouvelles connaissances sont présentés dans divers ouvrages comme celui de C. Menn et al., 1992 et celui de G. König, A.S. Nowak et al, 1992.



Figure 6.16: Etat d'un tablier après un décapage hydrodynamique.

## 6.4 Liaison entre le béton et l'acier

Le mode de construction mixte béton-acier se pratique aussi bien dans le bâtiment que dans la construction de ponts. Dans le bâtiment, on connaît surtout les planchers mixte tôle-béton (figure 6.17). Pendant la réalisation, les tôles profilées jouent le rôle de coffrage et, au stade final, elles représentent l'élément de traction de la section mixte. Pour les structures métalliques existantes, on peut aussi envisager ces deux types d'application. Les modes d'exécution abordés ci-dessous se limitent à des réflexions sur la connexion entre l'acier et le béton. Les phénomènes de base sont décrits à l'aide d'informations ponctuelles. Pour une recherche plus poussée sur les ponts mixtes, il faut se référer à la thèse de J.-P. Lebet, 1987. Le comportement des planchers mixtes est décrit en détail dans les ouvrages de B. Daniels, M. Crisinel, 1987 et B. Daniels, A. Isler, M. Crisinel, 1990.

Pour la réalisation de structures mixtes acier-béton, on utilise couramment les deux méthodes suivantes :

- La dalle de béton préfabriquée est posée sur les profilés métalliques. Les connecteurs sont ensuite soudés sur le profilé au travers de réservations prévues à cet effet dans la dalle de béton. La liaison entre l'acier et le béton est obtenue après le bétonnage des réservations.
- La dalle de béton est coulée en place. Les connecteurs seront soudés sur place avant le bétonnage dans le cas de structures existantes et de préférence en atelier dans le cas de nouvelles structures. On peut aussi prévoir ici des réservations autour des goujons avec un scellement ultérieur. L'avantage de cette méthode est d'éviter ou de réduire fortement les contraintes résiduelles dues au retrait ou à la mise en précontrainte éventuelle de la dalle de béton.

Ces deux modes d'exécution exigent que les connecteurs soient regroupés (figure 6.18). Les réservations doivent être scellées avec soin et dans les règles de l'art, de façon à ce que ces points statiquement importants restent à l'abri de toute corrosion éventuelle.



Figure 6.17: Construction mixte (photo: ICOM-EPFL).

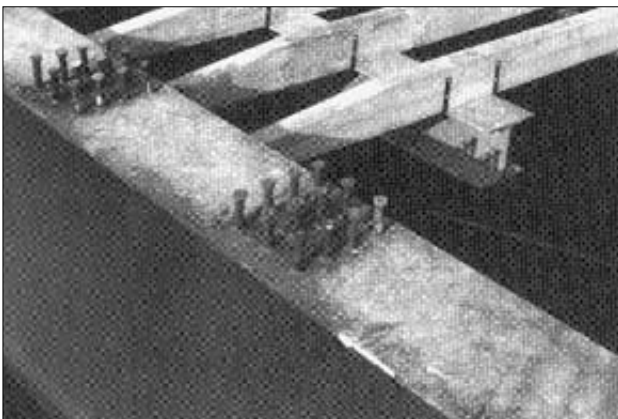


Figure 6.18: Connecteurs soudés en atelier (photo: ICOM-EPFL).

Nous abordons maintenant les thèmes du jeu des forces et du comportement ultime des structures mixtes :

- rigidité de la connexion, glissement au niveau de la surface de contact ;
- fissuration de la dalle de béton ;
- disposition des connecteurs.

Pour éviter un cisaillement, la dalle de béton doit être fixée avec des connecteurs au profilé métallique. Dans le calcul, on admet que seuls les connecteurs reprennent les forces de cisaillement. On donnera la préférence aux connecteurs souples qui, tout en conservant leur résistance au cisaillement, permettent un glissement relatif suffisant entre la poutre métallique et la dalle en béton avant la rupture.

On admet donc un glissement au niveau de la surface de contact à l'état de ruine. Le jeu des forces et la répartition des contraintes dans une section mixte sont illustrés à la figure 6.19 dans les cas d'une connexion rigide, respectivement souple. Il en ressort que, dans le cas d'une connexion souple, tant le profilé métallique que la dalle de béton peuvent subir une sollicitation plus élevée que dans le cas d'une connexion rigide. Avec les glissements atteints dans les constructions actuelles, cette sollicitation plus élevée des sections ainsi que les déformations correspondantes sont négligeables. Par contre, les sollicitations des connecteurs sont notablement réduites. Ces résultats sont illustrés dans la figure 6.20.

Dans le cas de poutres mixtes sur plusieurs travées, avec une précontrainte partielle ou sans précontrainte, la dalle de béton se fissure dans les zones d'appui dès que la résistance à la traction du béton est atteinte. Après cette fissuration, il n'y a plus que les barres d'armatures pour reprendre les forces de traction dues au moment fléchissant (figure 6.21) et le béton ne participe plus à la traction. Les moments fléchissants se redistribuent ensuite en fonction des rapports de rigidité, comme illustré à la figure 6.22. La sollicitation sur appui est réduite et le moment en travée augmente.

Globalement, les efforts intérieurs restent toujours en équilibre avec les actions extérieures. On assiste uniquement à la formation d'un nouvel état d'équilibre. Tant que la résistance à la flexion en travée peut supporter l'augmentation de la sollicitation, la sécurité structurale du système n'est pas mise en cause. Par contre, la formation de fissures a une

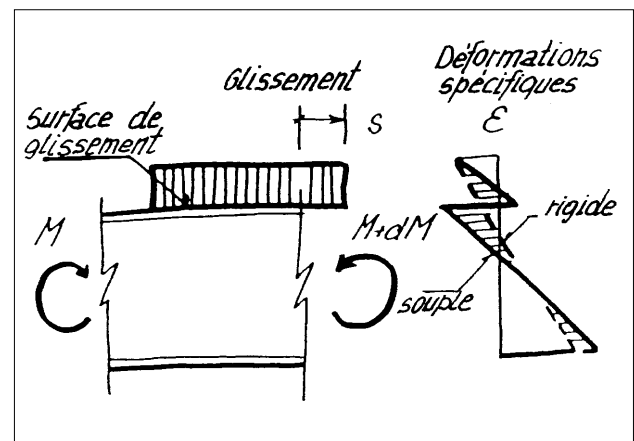


Figure 6.19: Connexion et rigidité (J.-P. Lebet, thèse N° 661, EPFL).

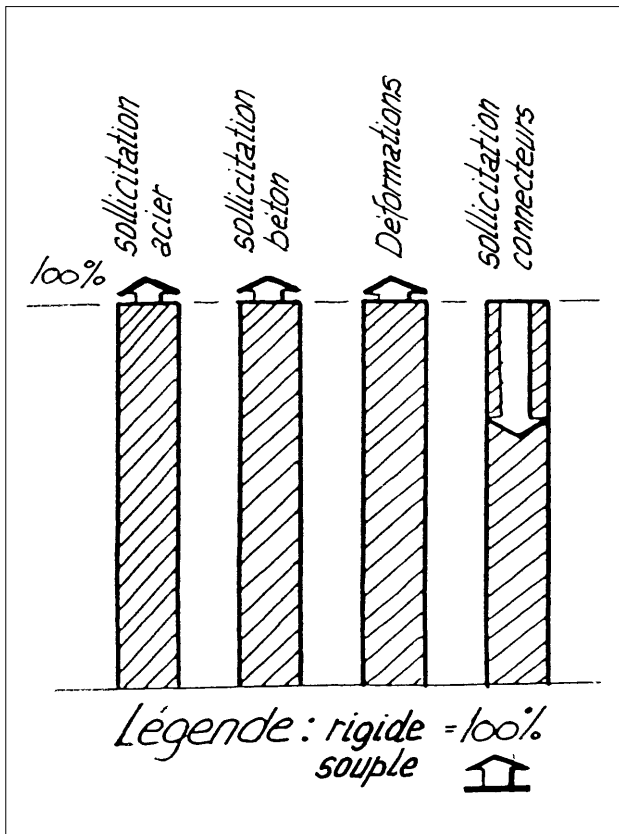


Figure 6.20: Effet de la rigidité d'une connexion sur les sollicitations.

influence considérable sur la déformation de la poutre. La déformation augmente avec la fissuration.

Dans le passé, on déterminait le nombre de connecteurs en fonction de la distribution linéaire élastique des efforts rasants dans la surface de contact. Ces efforts rasants ont une distribution affine aux efforts tranchants de la section mixte. Dans le début de nos propos, nous avons pourtant prôné une disposition groupée des connecteurs. Dans ce cas, les efforts rasants ne sont transmis de l'acier au béton que ponctuellement et selon un certain entraxe. Les forces agissant sur les connecteurs, les sollicitations de la dalle de béton et de la poutre métallique sont modélisées à l'aide d'un treillis comme illustré à la figure 6.23.

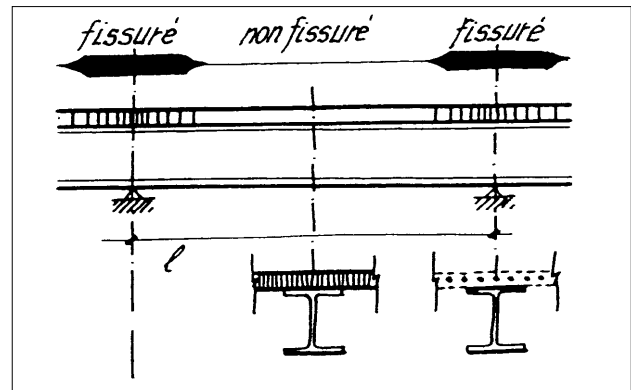


Figure 6.21: Section mixte fissurée et non fissurée.

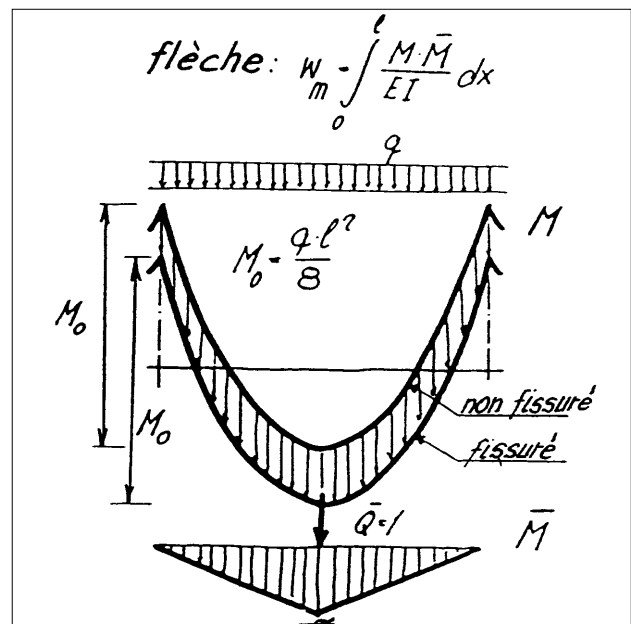


Figure 6.22: Moments fléchissants, stade fissuré et non fissuré.

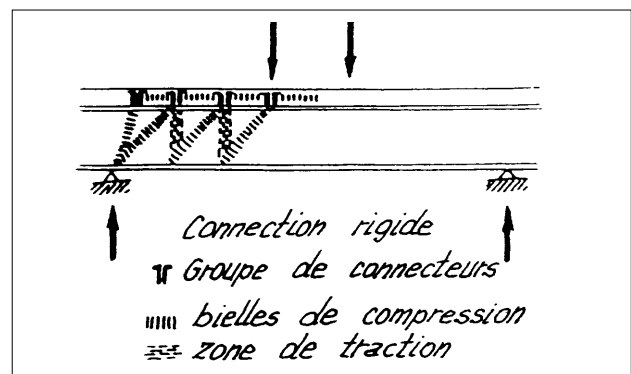


Figure 6.23: Modèle statique admis.

## 6.5 Liaison entre le béton et le bois

Les poutres en bois avec de faux planchers ont été largement employées dans les anciennes constructions datant d'avant-guerre jusqu'à l'après-guerre. Dans le cadre de la rénovation de telles structures, on dispose, en plus du remplacement de ces planchers par une dalle en béton, de la possibilité de créer des planchers mixtes bois-béton. La figure 6.24 montre une dalle d'étage avec ses poutres en bois, juste avant le bétonnage. Les possibilités de liaison pour ce type de dalles mixtes sont énumérées dans les ouvrages de B. Meyer, 1990 et de Natterer et Hoeft, 1987.

L'objet premier de la création d'une liaison mixte bois-béton ne résulte pas de la nécessité d'une augmentation de la capacité portante mais bien plus de l'augmentation du confort d'utilisation, c'est-à-dire d'une amélioration sensible de l'aptitude au service. Les déformations sont diminuées, les vibrations et les craquements de ces anciens planchers sont éliminés. La résistance phonique est aussi fortement améliorée.



Figure 6.24: Dalle mixte de bâtiment avant le bétonnage (photo: Uldry-Dufour).

Le principe de réalisation d'une dalle mixte bois-béton est illustré à la figure 6.25. Dans le bâtiment, les connecteurs généralement utilisés sont constitués par des vis à bois ou plus rarement par des clous placés dans des trous percés au préalable (figure 6.26). Le percement préalable (préperçage) peut être évité en utilisant des vis spéciales. Ceci peut amener un gain de temps appréciable. La feuille de séparation entre le bois et le béton a pour objet d'éviter que le bois n'absorbe toute l'eau nécessaire à l'hydratation du béton. L'épaisseur de la dalle est fixée essentiellement selon des impératifs constructifs. La longueur saillante des vis est de 50 mm environ. Le recouvrement des vis par le béton, pour des planchers non soumis aux changements d'humidité et de température, est de 20 mm. On en déduit que l'épaisseur minimale à prévoir pour une dalle de béton est de 70 mm.

On utilise la théorie élastique pour dimensionner les dalles mixtes bois-béton. Les connecteurs (clous) utilisés sur les poutres en bois pour la liaison mixte sont très souples. On peut obtenir une amélioration sensible en plaçant les vis ou les clous à 45° par rapport à l'axe de la poutre. Ils sont dès lors principalement sollicités à la traction, respectivement à la

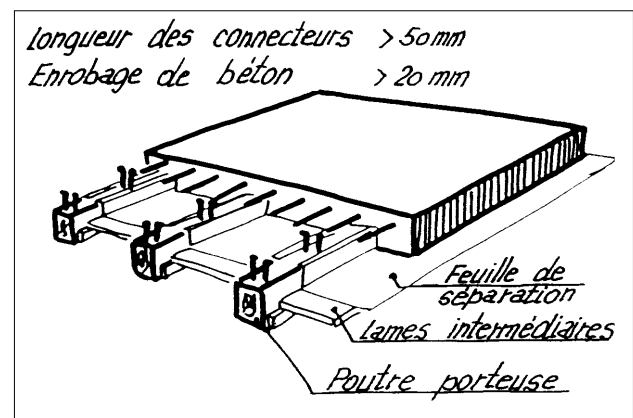


Figure 6.25: Composition d'une dalle mixte.

compression. La faible rigidité à la flexion de ces connecteurs n'exerce alors plus qu'une influence insignifiante sur le déplacement de la surface de contact. En inclinant les connecteurs, on évite aussi la formation d'une pression latérale dans le bois. La réalisation d'encoches dans la poutre en bois pour améliorer la liaison mixte représente beaucoup de travail pour un résultat peu probant. La souplesse de la surface de contact entre le bois et le béton influence particulièrement les déformations. A ces effets défavorables on doit ajouter les déformations à long terme dues au retrait du béton et au fluage du bois. Il en résulte que les possibilités de renforcement de dalles par une construction mixte bois-béton sont limitées. Ce sont donc des réflexions d'aptitude au service qui conduiront au choix de ce type de construction mixte pour une rénovation.

Le comportement à la ruine des poutres mixtes bois-béton est habituellement ductile. La ruine est annoncée par de très grosses déformations. On doit porter une attention particulière au contrôle des zones d'appui. L'effet mixte se limite à la sollicitation à la flexion. Par contre, l'effort tranchant n'est repris que par les poutres en bois. La surface d'appui des poutres en bois sur la maçonnerie doit être suffisante pour transmettre la totalité de la charge. Un contrôle des contraintes d'appui est nécessaire.

La résistance au feu de ces structures mixtes est plus élevée que celle des planchers entièrement en bois. En cas d'incendie cependant, la chaleur monte et commence par endommager la face inférieure de la dalle, c'est-à-dire les poutres porteuses en bois. Les poutres en bois sans revêtement ont une résistance au feu maximale de F 30. Pour des résistances au feu supérieures, il faut prévoir soit la pose d'un faux plafond soit un enrobage ignifuge des poutres.



Figure 6.26: Liaison mixte avec des vis à bois (photo: Uldry-Dufour).



## Bibliographie du chapitre 6

PI BAT :

Protection des ouvrages de génie civil, Office fédéral des questions conjoncturelles, OCFIM, Berne, 1993.

PI BAT :

Réfection des ouvrages en béton, Office fédéral des questions conjoncturelles, OCFIM, Berne, 1994.

CEB :

(Comité Euro-International du Béton), CEB-FIP Model Code 1990, Paris 1990.

Daniels, B., Crisinel, M. :

Essais de dalles mixtes avec tôle profilée Hibond 55, ICOM - EPFL, Lausanne 1987.

Daniels, B., Isler, A., Crisinel, M. :

Modelling of composite slabs with thin walled cold-formed decking, ICOM - EPFL, Lausanne 1990.

König, G., Nowak, A.S., et al. :

Bridge Rehabilitation, Ernst & Sohn, Berlin 1992.

Lebet, J.-P. :

Comportement des ponts mixtes acier-béton avec interaction partielle de la connexion et fissuration du béton, Thèse N° 661, EPFL, Lausanne 1987.

Menn, C., et al. :

Verbindung von altem und neuem Beton, Institut für Baustatik und Konstruktion ETHZ, Zürich 1992.

Meyer, B. :

Verstärkung alter Holzbalkendecken mit Leichtbeton, Cementbulletin Nr. 10, Wildegg 1990.

Natterer und Hoefl :

Zum Tragverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen, IBOIS - EPFL, Lausanne 1987.

## 7. Renforcement au moyen d'acier

---

7.1	Exposé du problème	91
7.1.1	Types de renforcements/particularités	91
7.1.2	Types de liaisons	91

---

7.2	Renforcement avec des profilés en acier	92
7.2.1	Fonctions des éléments de renforcement	92
7.2.2	Domaines d'application	92
7.2.3	Matériaux	94
7.2.4	Concept de renforcement	95
7.2.5	Choix des moyens d'assemblage	96

---

7.3	Renforcement par une armature collée	99
7.3.1	Domaines d'application	99
7.3.2	Matériaux	99
7.3.3	Concept pour le projet et l'exécution	100
7.3.4	Calcul et dimensionnement	101
7.3.5	Dispositions et exigences constructives	101
7.3.6	Mise en soumission/particularités	106
7.3.7	Domaines actuels d'investigation	106

---

	Bibliographie du chapitre 7	108
--	-----------------------------	-----

---

## 7. Renforcement au moyen d'acier

### 7.1 Exposé du problème

Profilés en acier de construction, fers plats ou tôles sont fréquemment utilisés pour le renforcement de structures porteuses existantes. Ils sont disposés en support de la structure existante ou en complément de la section à renforcer.

Le présent chapitre décrit un certain nombre de possibilités d'application de l'acier au renforcement de structures en béton, maçonnerie, bois et métal. Il vise à fournir une aide dans le choix et l'évaluation du type de renforcement projeté. Il veut également rendre les intervenants attentifs aux particularités constructives et aux aspects de contrôle de l'exécution.

Les questions de détermination de la capacité portante d'une section renforcée ainsi que les problèmes de comportement à la fatigue ne sont que partiellement abordés. Ce dernier thème est par ailleurs traité en détail dans (SBB 1992) et (P. Kunz 1992).

#### 7.1.1. Types de renforcements/particularités

Un renforcement par de l'acier peut soit conduire à une modification du système porteur existant, soit consister en un complément de la section résistante en place (voir 7.2.1). Le type de liaison réalisée entre l'acier et l'élément de construction existant peut servir à caractériser le genre de renforcement (voir 7.1.2).

Le renforcement au moyen de profilés ou de tôles constitue un renforcement de type passif (voir 5.2).

#### 7.1.2 Types de liaisons

Si une liaison est projetée entre l'élément à renforcer et l'élément de renforcement, les principaux moyens d'assemblage utilisés sont les suivants:

- a) Liaisons de type ponctuel:
  - Liaisons mécaniques:
    - Acier-acier = boulons, rivets, pinces.
    - Bois-acier = goujons, clous, vis, broches, crampons.
    - Béton-acier = goujons, équerres, chevilles.
  - Soudures:
    - Liaison acier-acier par points de soudures.
- b) Liaisons de type linéaire:
  - Soudure:
    - Liaison acier-acier par cordons d'angles et demi-Y.
- c) Liaisons de type complet:
  - Soudure:
    - Liaison acier-acier par soudure complètement pénétrée.
- d) Liaisons par contact entre les surfaces:
  - Collage:
    - Liaison béton-acier (armature collée).
  - Frottement:
    - Liaison acier-acier (boulons précontraints).

Les particularités principales liées aux différents types d'assemblage sont mentionnées au chapitre 7.2.5.

Le degré de connexion obtenu est à déterminer dans chaque cas pour pouvoir définir le comportement de la section composée.

## 7.2 Renforcement avec des profilés en acier

### 7.2.1. Fonctions des éléments de renforcement

La fonction attribuée à l'élément de renforcement peut être de deux types distincts, parfois combinés pour certaines applications particulières :

#### Type A)

L'élément de renforcement est un élément porteur complémentaire du système porteur existant ou remplace l'un de ses éléments.

Exemples : introduction de sommier, pilier, tirant, etc.

#### Type B)

L'élément de renforcement est un complément apporté à la section résistante existante.

Exemples : armature collée, blindage d'un pilier béton, etc.

	$S_d$	R	$\alpha$	$\gamma$	EI
Type A	●	●	●	●	●
Type B		●	(*)		●

Figure 7.1 : Exemple de corrélation entre la fonction du renforcement et son influence dans la vérification par le calcul.

● Corrélation existante.

(\*) Exemple = poutre mixte (béton - acier).

Les fonctions A et B sont schématisées dans la figure 7.1. A titre d'exemple, les vérifications suivantes sont examinées :

- Vérification de la sécurité structurale :  $S_d < R/\gamma$
- Vérification de la flèche (aptitude au service) :  $w = \alpha \cdot 1/EI$

### 7.2.2 Domaines d'application

L'acier est utilisé pour le renforcement de structures existantes en béton, maçonnerie, bois et métal. Les figures 7.2 à 7.6 présentent quelques exemples types d'application. Le cas particulier du renforcement au moyen d'une armature collée sera traité au chapitre 7.3.

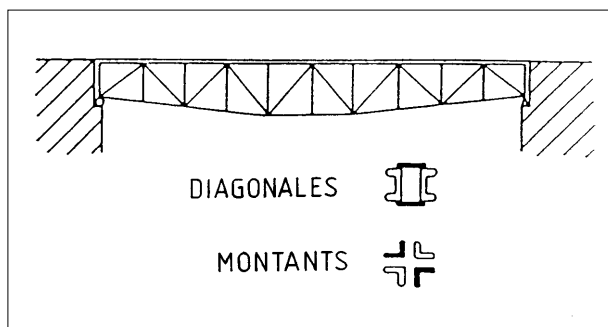


Figure 7.2 : Pont métallique/poutres maîtresses à treillis. Éléments renforcés :

- Montants comprimés : avec des profilés en acier type LNP.
- Diagonales comprimées : avec des fers plats.

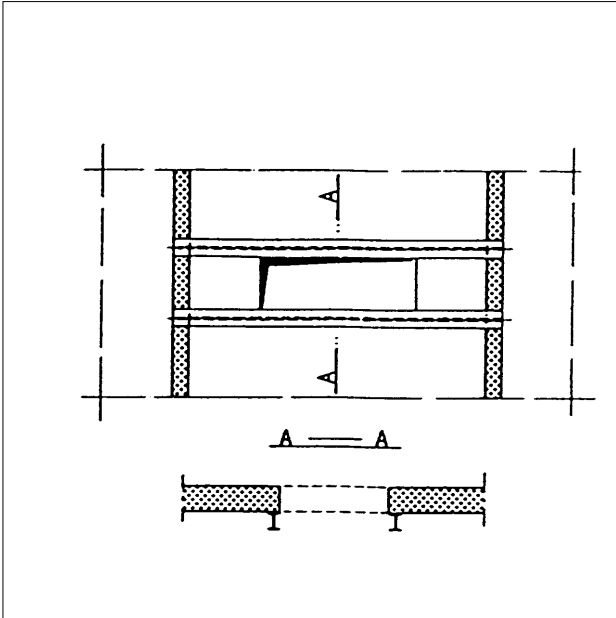


Figure 7.3: Dalle en béton/création d'une ouverture; renforcement par une mise en place de profilés en acier.

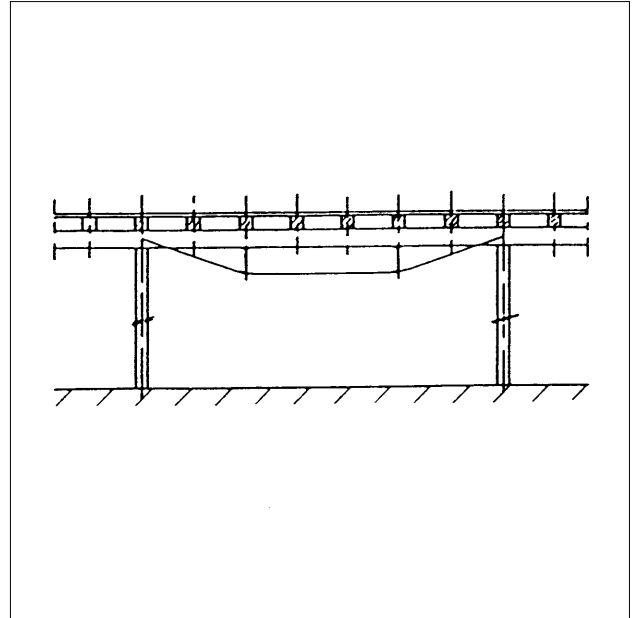


Figure 7.5: Plancher en bois; renforcement par mise en place d'un tirant en acier.

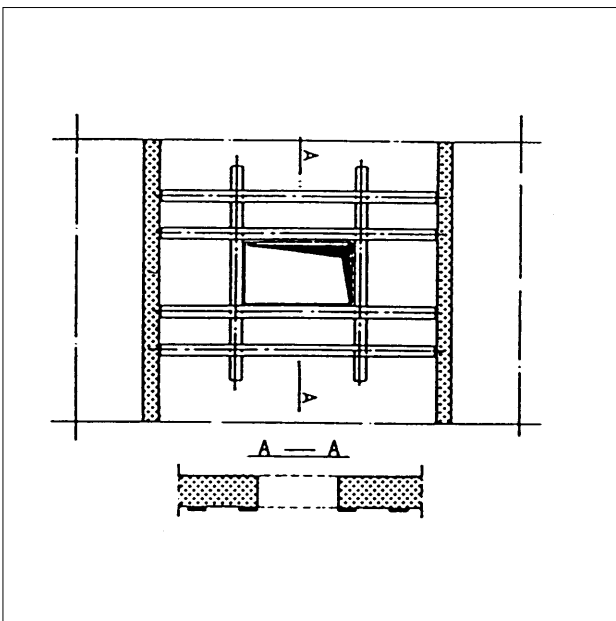


Figure 7.4: Dalle en béton/création d'une ouverture; renforcement au moyen d'une armature collée.

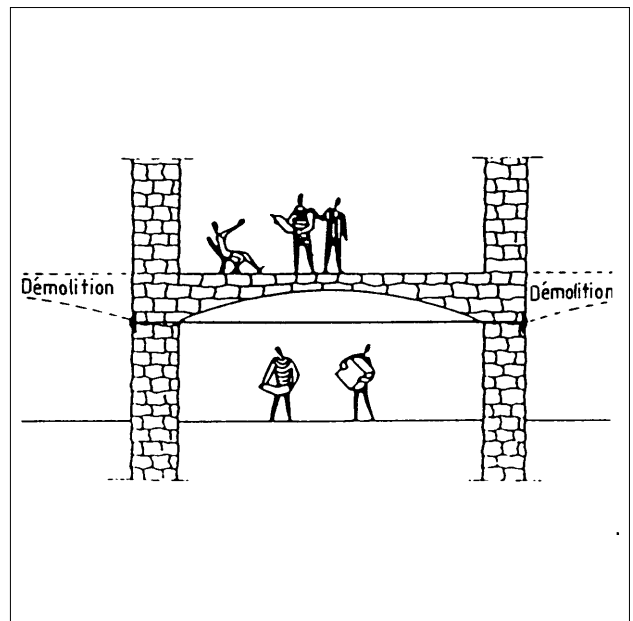


Figure 7.6: Maçonnerie/voûte; renforcement par mise en place d'un tirant en acier.

La liberté de conception d'un renforcement au moyen d'acier peut, dans certains cas, être limitée par des critères tels que, par exemple :

- a) Possibilité de transfert des charges sur l'élément de renforcement.
- b) Conditions d'appui.
- c) Compatibilité entre les différents matériaux assemblés.
- d) Résistance aux températures élevées, à la corrosion, aux agressions chimiques.
- e) Possibilité de mise en place du renforcement.
- f) Possibilité d'exécution des assemblages.

La directive des CFF (SBB, 1992), qui est le résultat d'une large campagne d'examens et d'essais, fournit une masse importante de renseignements sur les types d'aciers produits et utilisés aux différentes époques.

*c) Matériaux des assemblages*

Les matériaux des assemblages usuels sont décrits dans les normes SIA 161 (acier), SIA 162 (béton) SIA 164 (bois) ainsi que dans les notices techniques des fabricants. La compatibilité avec les matériaux assemblés doit en chaque cas être contrôlée.

Les assemblages en acier sont les plus utilisés.

### 7.2.3 Matériaux

*a) Matériaux de renforcement (acier)*

Les aciers utilisés en construction métallique, dont les caractéristiques sont fixées au chapitre 5 Matériaux de la norme SIA 161 (1990), sont les plus fréquemment employés pour ce type de renforcement.

*b) Matériaux de l'élément à renforcer (béton, bois, acier, maçonnerie)*

L'actualisation des caractéristiques déterminantes des matériaux de la structure existante à renforcer s'effectuera selon les critères développés au chapitre 2.2 de la présente publication. On tiendra compte également, dans cette première phase, des observations effectuées sur l'ouvrage (par exemple corrosion, fatigue, fissuration, signes de pourrissement et de vieillissement, etc.).

Dans le cas du renforcement d'ouvrages métalliques, la connaissance du type d'acier utilisé lors de la construction est particulièrement importante. On en définira les caractéristiques essentielles, telles que la résistance à la traction, l'allongement à la rupture et, dans certains cas, la soudabilité.

La connaissance des propriétés des aciers de l'élément à renforcer revêt une importance qui peut justifier, dans certains cas, des essais en laboratoire sur de petits échantillons.

### 7.2.4 Concept de renforcement

Un concept pour le projet d'un renforcement d'une structure existante avec de l'acier est schématisé dans la figure 7.7.

Il est distingué, dans ce tableau, entre les deux types de fonctions A, respectivement B (voir 7.2.1).

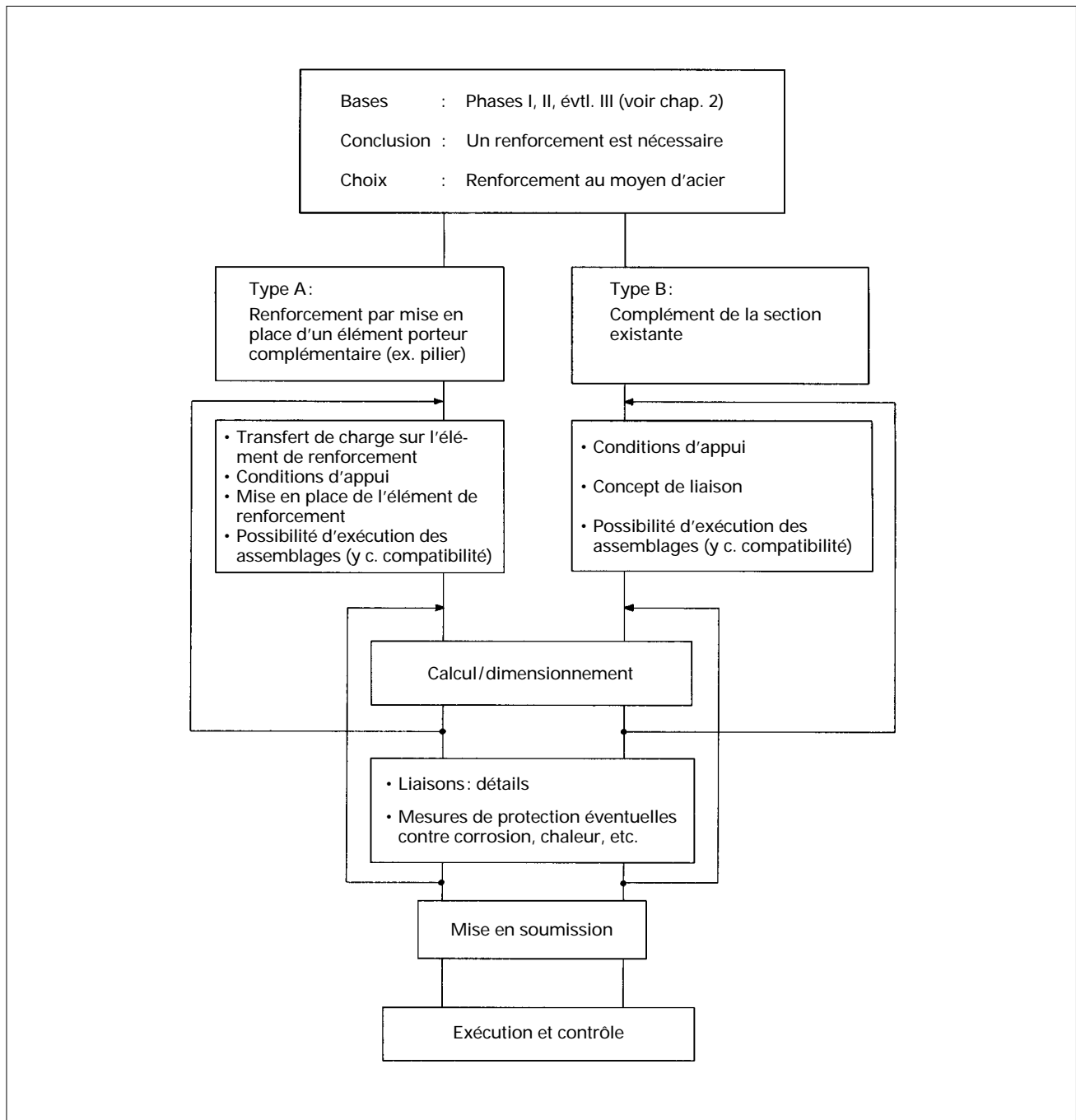


Figure 7.7: Concept pour le projet d'un renforcement au moyen d'acier.

### 7.2.5 Choix des moyens d'assemblage

Le comportement du système formé par l'élément à renforcer + l'élément de renforcement dépend essentiellement du concept retenu pour le type de liaison ainsi que du choix du moyen d'assemblage.

L'analyse du comportement d'une section renforcée (= section composée) et le mode de transfert des sollicitations sur les différents éléments assemblés à l'intérieur de la section sont effectués au chapitre 6.1 du présent document.

Les critères de choix du moyen d'assemblage de même que les dispositions constructives particulières correspondantes sont brièvement traités ci-après, en distinguant entre les types de matériaux assemblés et les types de liaison.

#### a) Liaison acier-acier

Le choix du type d'assemblage dépend du type de sollicitations de l'assemblage (faibles ou élevées, uni- ou bidirectionnelles, statiques ou dynamiques), de la déformabilité de l'assemblage, de la facilité et de la rapidité de mise en place, de la compatibilité.

- Assemblages boulonnés et rivetés

Les assemblages peu déformables ou sollicités à la fatigue sont en général réalisés avec des boulons précontraints. La préparation de la surface de l'élément en place revêt en conséquence une grande importance. L'impact, parfois important, de la création de trous dans l'élément à renforcer doit en outre être analysé.



Figure 7.8: Création d'une ouverture dans une dalle; renforcement par des profilés en acier.



- Assemblages soudés

Avantages :

- assemblages rigides, peu déformables ;
- pas de perçage sur le chantier.

Inconvénients :

- nécessité d'un contrôle de la soudabilité des aciers ;
- accentuation des risques de rupture fragile et de fatigue ;
- modification locale de l'état des contraintes dans l'élément existant.

Les assemblages soudés peuvent faire l'objet d'un contrôle non destructif (par exemple : examen visuel, radiographie, ultrasons) à l'issue des travaux.

- Assemblages collés

Il s'agit là d'une technique en cours de développement, combinant l'utilisation d'une colle avec celle de boulons précontraints (avantage : augmentation du coefficient de frottement et de la pression de serrage par les boulons précontraints).

- Assemblages par pinces

Les assemblages par pinces, dont le domaine essentiel d'utilisation est la fixation de rails, permettent d'éviter le perçage ou la soudure sur l'élément à renforcer. Cependant, bien qu'ils n'autorisent généralement que la reprise de forces perpendiculaires à



Figure 7.9: Pont routier en acier ; renforcement du treillis métallique par de l'acier.

l'axe de la pince, on peut, dans le cadre d'un renforcement, envisager leur emploi pour la stabilisation latérale d'un profilé comprimé.

Le dimensionnement des assemblages précités et les détails de conception et d'exécution sont traités dans la norme SIA 161 (1990) et dans les publications spécialisées (par exemple textes des cours de construction métallique EPF).

#### *b) Liaison bois-acier*

La résistance et la déformation des assemblages bois-acier dépendent essentiellement des propriétés de l'élément en bois. Les principaux moyens d'assemblage suivants peuvent être envisagés : clous (avec ou sans préperçage), broches et boulons ajustés, vis et boulons de charpente, crampons, goujons annulaires, etc. Les critères de choix du type d'assemblage sont essentiellement : les propriétés de l'élément bois en place, le type de sollicitation à transmettre, la possibilité d'exécution de l'assemblage, la déformabilité de l'assemblage, l'affaiblissement éventuel créé dans la section déterminante du bois, les excentricités locales inhérentes au type d'assemblage, l'aspect de la structure après renforcement.

Les caractéristiques et valeurs de calcul des différents types d'assemblage sont mentionnées dans la norme SIA 164. Leur dimensionnement est traité par exemple dans les Tables pour la construction en bois (Lignum).

#### *c) Liaison béton-acier*

Le présent paragraphe concerne les liaisons de type ponctuel. Les liaisons par collage sont traitées au chapitre 7.3 (armature collée).

L'assemblage est le plus souvent réalisé de telle sorte que les éléments de liaison entre le béton et l'acier assurent la reprise de la totalité des efforts de cisaillement (connexion totale). Les éléments de liaison doivent en conséquence avoir une capacité de déformation suffisante.

La liaison peut être réalisée par des goujons ou des équerres (voir 6.4), soudés sur le profilé de renforcement et qui prendront place à l'intérieur des évidements préalablement effectués dans la structure en béton puis remplis à l'issue de la mise en place du profilé. Une autre possibilité consiste en la mise en œuvre de tiges métalliques, scellées (scellement chimique ou mécanique) dans des évidements réalisés par préperçage dans la structure béton.

Le comportement des éléments mixtes (acier-béton) ainsi constitués est analysé au chapitre 6 du présent document.

On trouvera dans la norme SIA 161 (1989) ainsi que dans la littérature spécialisée (par exemple Poutres mixtes dans le bâtiment, SZS A3) des informations complémentaires concernant les détails de conception et de dimensionnement ainsi que les vérifications nécessaires et les conditions limites.

## 7.3 Renforcement par une armature collée

### 7.3.1 Domaines d'application

Le renforcement d'une structure en béton armé, respectivement précontraint, peut être réalisé par collage d'une armature complémentaire. Depuis ses premières applications, il y a plus de 25 ans, ce procédé a fait l'objet de larges développements et consiste en l'application, par collage, de lames d'acier sur la surface extérieure de l'élément en béton à renforcer. La section résultante est de type composé.

Les domaines courants d'application se situent dans le cadre de :

- Transformations et interventions sur la structure porteuse (création d'ouvertures, modification des conditions d'appui), entraînant une nouvelle répartition des efforts intérieurs dans les éléments de la structure existante.
- Modification des sollicitations (par exemple suite à un changement d'affectation).
- Assainissement et réfection d'éléments porteurs.
- Réparation de défauts et de dégâts survenus à une structure porteuse.
- Blindage d'éléments en béton.

L'armature collée sert au renforcement de structures porteuses soumises essentiellement à des actions de type statique. Elle est en principe également applicable, sur la base d'un examen préalable soigneux des conditions de base, à des structures soumises à des charges mobiles de trafic ou à des actions de type dynamique.

Le niveau de la sécurité structurale d'une construction renforcée par une armature collée dépend de l'état de la structure avant le renforcement et de la garantie de la participation de l'armature collée (par exemple sous des températures élevées). De manière générale, on respectera le principe suivant :

*La sécurité structurale ne doit jamais dépendre que de la seule armature collée.*

Le principal domaine d'application est celui du renforcement d'éléments de structure soumis essentiellement à une sollicitation de flexion (par exemple

dalles). L'armature collée peut cependant aussi être utilisée pour des éléments de structure soumis à des sollicitations combinées (par exemple flexion + cisaillement).

Parmi les critères pouvant conduire au choix préférentiel d'un renforcement de type armature collée, on peut citer :

- Une modification faible du gabarit d'espace libre.
- Une intervention généralement limitée à l'intérieur ou à la surface de la structure existante.
- La préparation des lames en atelier, effectuée parallèlement aux travaux préparatoires in situ, d'où souvent une durée réduite d'intervention sur le chantier.

L'utilisation de cette technique est toutefois restreinte par certaines limitations :

- Résistance aux températures élevées (par exemple incendie) et aux agents chimiques.
- Possibilités d'ancrage des lames.
- Etat du béton en place, respectivement de la surface du béton.
- Possibilité d'exécuter les travaux de collage sous actions de type mobile (par exemple trafic).

### 7.3.2 Matériaux

A ce jour, le renforcement est essentiellement réalisé à l'aide de lames en acier.

Il est fait également usage, depuis quelques années, de *lames en fibres de verre ou en fibres de carbone* (CFK) (voir 7.3.7).

Dans le présent document, on se limitera au cas de l'utilisation de lames en acier.

#### a) Lames en acier

L'acier couramment utilisé est du type Fe E 235. Dans certains cas, des aciers de qualité supérieure ou de type inoxydable peuvent être employés. Leurs caractéristiques mécaniques doivent cependant être parfaitement connues pour procéder au dimensionnement.

### b) Mortier de collage

Les mortiers de collage à base de résine époxy, qui sont les plus fréquemment utilisés, ont les propriétés suivantes :

- Maniabilité assurée dans un large spectre de température et pendant une période assez longue pour assurer une bonne mise en place.
- Consistance adaptée.
- Développement du durcissement aussi peu dépendant que possible de la température et de l'humidité ambiantes.
- Bonne adhérence sur le béton et sur les lames.
- Bonne résistance aux agressions provenant de l'environnement et aux variations de température.

### c) Béton (structure existante en béton)

La qualité du renforcement par une armature collée dépend de manière importante de la qualité du support existant (béton).

Dans ce but, il est nécessaire de pouvoir déterminer au préalable les qualités suivantes du béton : résistance à la compression, résistance à l'arrachement à la surface du béton (contrainte d'adhérence). Les essais préliminaires, la préparation de la surface du béton et les qualités exigées sont traitées au paragraphe 7.3.5.a).

La limite d'élasticité de l'acier d'armature disposé dans la section doit également être connue pour dimensionner la nouvelle section mixte.

## 7.3.3 Concept pour le projet et l'exécution

### a) Projet

- Inventaire des documents concernant la structure à renforcer et constat de l'état de cette structure. Détermination de l'armature intérieure existante.
- Détermination de la résistance à la compression du béton, respectivement de la contrainte d'adhérence.
- Détermination des possibilités d'ancrage des lames, des possibilités d'étaillage de la structure et des moyens d'application de la pression de collage.
- Contrôle de la régularité du support existant (béton) et contrôles préalables de l'humidité relative de l'air et de la température.
- Etablissement du concept pour le projet et l'exécution.
- Mise en soumission.

### b) Préparation de l'exécution

- Mise en place des échafaudages et étaillages nécessaires. Préparation des dispositifs d'application de la pression de collage et des équipements divers (appareils de mesure, coffrages et plaques métalliques pour les prismes d'essais, équipements de nettoyage et de chauffage éventuel, etc.).
- Préparation de la surface du béton, reprofilage si nécessaire des inégalités et forage pour les ancrages.
- Préparation et ajustement des lames, contrôle de leur planéité.

### c) Exécution et contrôles

- Mesure et surveillance des températures de l'air et du béton.
- Détermination de la teneur en humidité du béton.
- Contrôle de la propreté de la surface des lames et du béton.
- Préparation du mortier de collage et mise en œuvre sur les lames.

- Réalisation des échantillons d'essais.
- Mise en place des lames et application de la pression de collage, y compris enlèvement du mortier superflu.
- Contrôle de la planéité des lames. Recherche des vides éventuels (en frappant).
- Analyse des résultats des essais et des protocoles de chantier.

#### 7.3.4 Calcul et dimensionnement

Le calcul et le dimensionnement d'un élément de structure renforcé par une armature collée sont traités en détail dans les publications suivantes (R. Tausky 1993, M. Ladner/J. Pralong/Ch. Weder 1990).

Les documents importants sont le plan d'utilisation et le plan de sécurité.

##### a) Vérification de la sécurité structurale

Le plan de sécurité fixe les situations de risque pour lesquelles un contrôle numérique de la sécurité structurale est effectué. Comme déjà mentionné au chapitre 7.3.1, la sécurité structurale ne doit jamais dépendre que de la seule contribution de l'armature collée.

La vérification à la flexion et au cisaillement s'effectue généralement selon la norme SIA 160 (1989).

##### b) Vérification de l'aptitude au service

Les exigences d'aptitude au service sont fixées dans le plan d'utilisation.

La vérification de l'aptitude au service est effectuée selon la théorie du modèle élastique-linéaire des matériaux.

Comme indiqué au chapitre 7.3.1, le comportement futur à la fissuration est amélioré; par contre, l'influence sur la valeur des flèches est faible.

##### c) Vérification de la longueur d'ancrage

Selon les essais de Ranisch, la longueur d'ancrage nécessaire est fonction de :

- La force de traction dans la lame.

- La largeur respectivement l'épaisseur de la lame.
- La contrainte de liaison de collage (en fonction de la contrainte d'adhérence).

Si les longueurs d'ancrage nécessaires ne peuvent être réalisées, on pourra recourir à des solutions telles que celles présentées au paragraphe 7.3.5 f).

#### 7.3.5 Dispositions et exigences constructives

Le renforcement par une armature collée nécessite la prise en compte de différentes dispositions et exigences constructives.

##### a) Préparation de la surface du béton/exigences de qualité

L'efficacité d'un renforcement par une armature collée dépend directement à la fois de la qualité de préparation de la surface du béton et d'une bonne adhérence entre ce support et le mortier de collage.

Les exigences sont les suivantes :

- L'enlèvement de la laitance de ciment et des agrégats mal solidarisés.
- Une surface exempte de salissure et de graisse.
- Une surface sèche (humidité relative à la surface : maximum 6%).

Le choix du type de préparation peut dépendre de l'accessibilité de la surface à traiter ainsi que de la position de cette surface (face horizontale, verticale, etc.). Exemple de type de préparation de la surface du béton : sablage.

##### Contrôle de la contrainte d'adhérence à la surface du béton après préparation : essai d'arrachement

L'essai d'arrachement décrit à la figure 7.10 permet de déterminer une valeur moyenne de la contrainte d'adhérence (environ 1,0 à 3,0 N/mm<sup>2</sup>) et de contrôler que la rupture se produit effectivement dans le béton. En fonction du délai entre le moment du collage et celui de l'essai, cet essai permet aussi d'observer le développement du durcissement dans le joint de collage en regard des températures ambiantes mesurées.

b) *Travaux de reprofilage, contrôles et corrections des irrégularités*

Lorsque les irrégularités de la surface du béton sont trop importantes, il peut être nécessaire d'appliquer au préalable un mortier de reprofilage.

c) *Dimensions des lames: limitations*

*Largeur des lames*

L'optimisation du choix de la largeur des lames dépend des critères techniques suivants :

- Lors du collage d'une lame large, le risque de formation de bulles d'air importantes dans la surface de collage s'accroît.
- L'état de sollicitation des lames très larges n'est pas uniforme sur toute la largeur de la lame. Il peut en résulter des états de sollicitation complexes dans le joint de collage, d'où un risque plus élevé de défaillance.

Dans le cas normal, la largeur des lames se situe entre 50 et 200 mm.

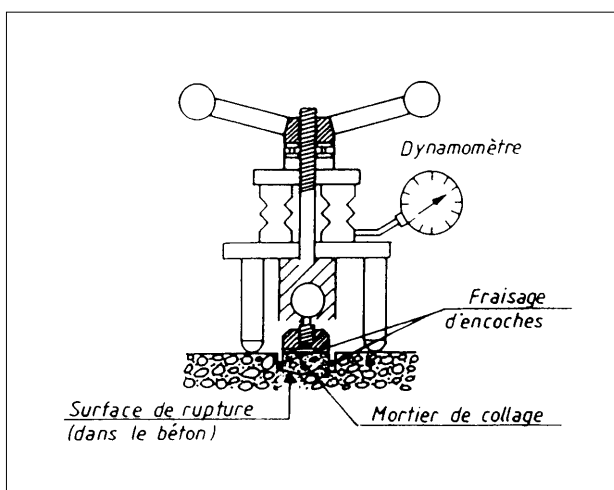


Figure 7.10: Essai d'arrachement.

*Épaisseur des lames*

L'optimisation du choix de l'épaisseur des lames s'effectue en tenant compte des critères suivants :

- Les lames de très petite épaisseur, dont la rigidité est en conséquence faible, ne se laissent que difficilement mettre en place sans risquer l'apparition de grandes ondulations générant des contraintes de traction perpendiculaires au joint de collage.
- Les lames épaisses, donc rigides, s'adaptent moins aisément à la forme de la surface du béton.
- Le traitement préliminaire par sablage des lames minces présente des difficultés de réalisation.
- Les effets de l'apparition d'une corrosion sont plus pénalisants sur les lames minces.
- Une épaisseur importante de la lame conduit à une augmentation des contraintes de traction perpendiculaires au joint de collage car la distance entre ce dernier et la résultante de traction dans la lame s'accroît.

Dans les cas courants, l'épaisseur des lames se situe entre 3 et 10 mm.

d) *Répartition des lames*

Pour des dalles, l'écartement entre les lames est généralement limité à :

$$a < 5 \cdot d \text{ resp. } < 0,2 \cdot L_x$$

a = écartement entre les axes des lames

d = épaisseur de la dalle

L<sub>x</sub> = plus petite portée

e) *Croisement de lames*

Le croisement de lames, par exemple dans le cas de dalles portant dans les deux directions, présente des difficultés de réalisation.

Il est généralement renoncé au raccord de lames par soudure. Les solutions adoptées le plus fréquemment sont de deux types :

- Fraisage d'une engravure dans le béton pour la pose de la 1<sup>re</sup> nappe de lames (figure 7.11).

- Choix d'une lame plus épaisse pour la deuxième nappe et fraisage de cette lame au droit du croisement (figure 7.12). Cette solution est limitée au cas de structures soumises à des sollicitations de type statique. Sous sollicitations de type mobile, l'encoche pratiquée peut être à l'origine de dégâts dus à la fatigue.

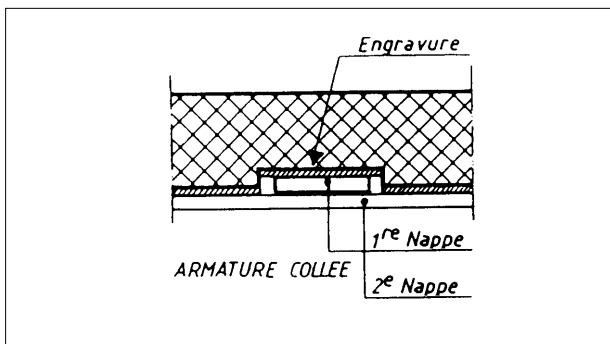


Figure 7.11: Croisement de lames.

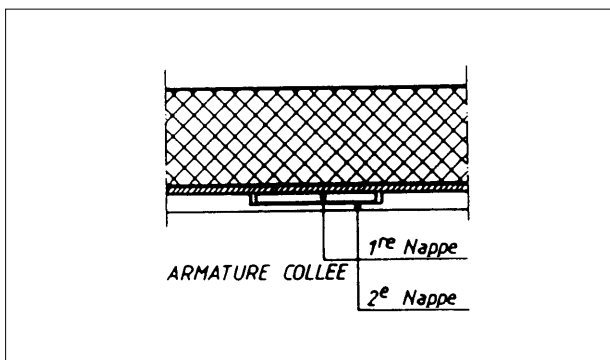


Figure 7.12: Croisement de lames: utilisation seulement sous action de type statique.

Une solution, parfois adoptée, consiste en la mise en place de plaques d'acier de grandes dimensions, percées à intervalles réguliers de trous permettant le contrôle du collage.

#### f) Ancrages: dispositifs de sécurité

Dans certains cas, les conditions particulières de l'objet ne permettent pas de réaliser les longueurs d'ancrage nécessaires. Une solution envisageable consiste alors en l'ancrage des lames par des fixations mécaniques. La figure 7.13 décrit des exemples de réalisation de tels ancrages.

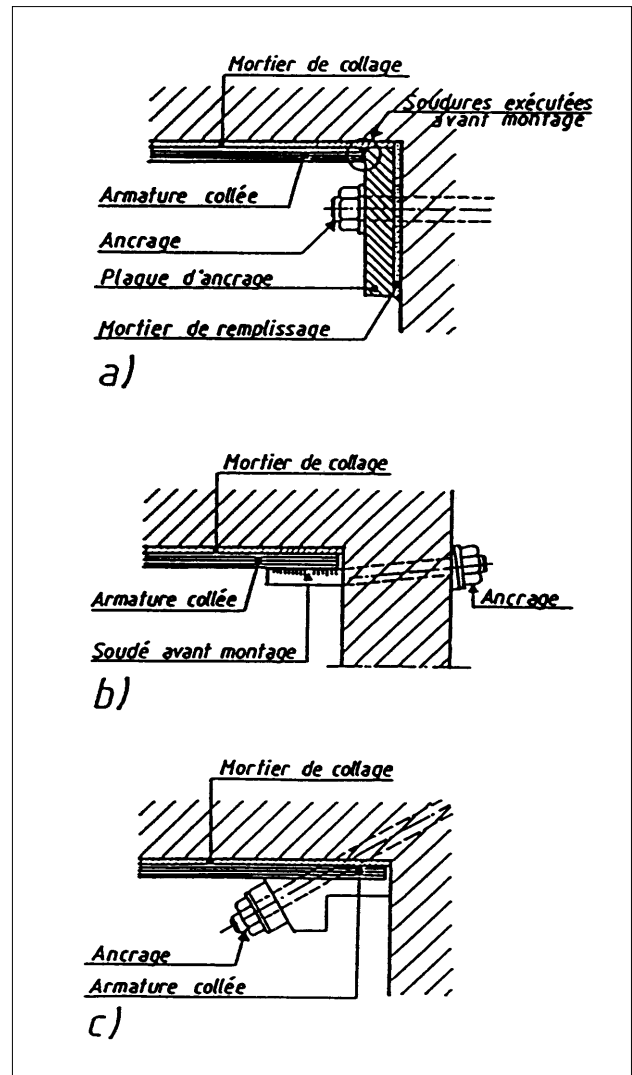


Figure 7.13: Ancrages des lames: exemples de dispositifs de sécurité.

#### g) Déviations: dispositifs de sécurité

Lorsque l'élément à renforcer est courbe ou en forme de voûte, des forces de traction apparaissent perpendiculairement au joint de collage (figure 7.14).

Dans ce cas, on prévoira un goujonnage, dimensionné de façon à reprendre l'intégralité de ces forces de traction.

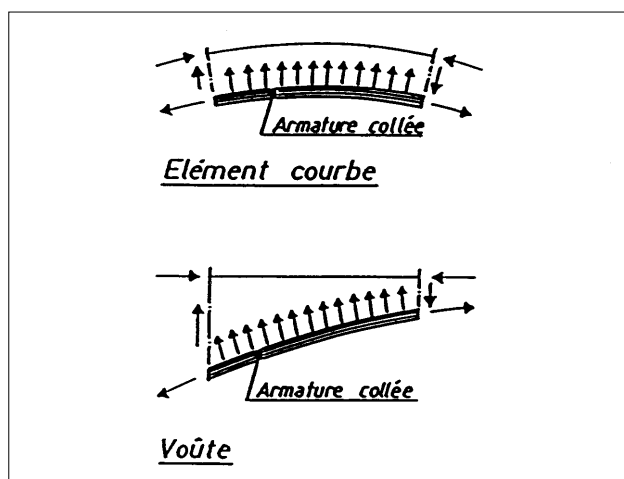


Figure 7.14: Exemples de lames courbes.

#### h) Exigences pour les travaux de collage/pression de serrage

##### Humidité de la surface du béton :

Un contrôle visuel de traces d'humidité constitue le premier mode de reconnaissance de la teneur en humidité de la surface du béton. Par chauffage de cette même surface, il est ainsi possible de déceler les zones humides, qui présentent une coloration plus claire.

##### Propreté et planéité des lames :

Les lames ne doivent présenter aucune trace de dépôt d'huile ni de corrosion et doivent être parfaitement planes.

Sur le chantier, les lames seront stockées à l'abri et déposées sur une surface plane de manière à éviter toute déformation. Elles seront à nouveau nettoyées avant leur mise en œuvre.

##### Préparation du mortier de collage :

Les méthodes de mélange des divers composants et l'homogénéité de la masse sont les critères les plus importants.

##### Température :

Pendant toute la durée du collage et du durcissement du mortier de collage, la température de l'air et celle des supports ne doivent pas être inférieures à environ 10° C.

##### Mise en œuvre du mortier de collage :

Aussitôt après sa préparation, le mortier de collage sera réparti sur les lames à l'aide d'une spatule dentelée, en partant du centre de la lame et en se dirigeant vers le bord (répartition en forme de toit). Les dentelures ainsi créées permettront à l'air de s'échapper latéralement lors du pressage des lames sur le béton.

La surface du mortier de collage s'altère rapidement au contact de l'air. Ce processus de détérioration s'accélère d'autant plus lorsque la teneur en humidité de l'air ambiant s'élève.

##### Mise en œuvre des lames :

Lors du serrage des lames, on prendra toutes les précautions nécessaires pour éviter la formation de bulles d'air dans le joint de collage. Les lames seront pressées contre le béton de manière régulière et sur

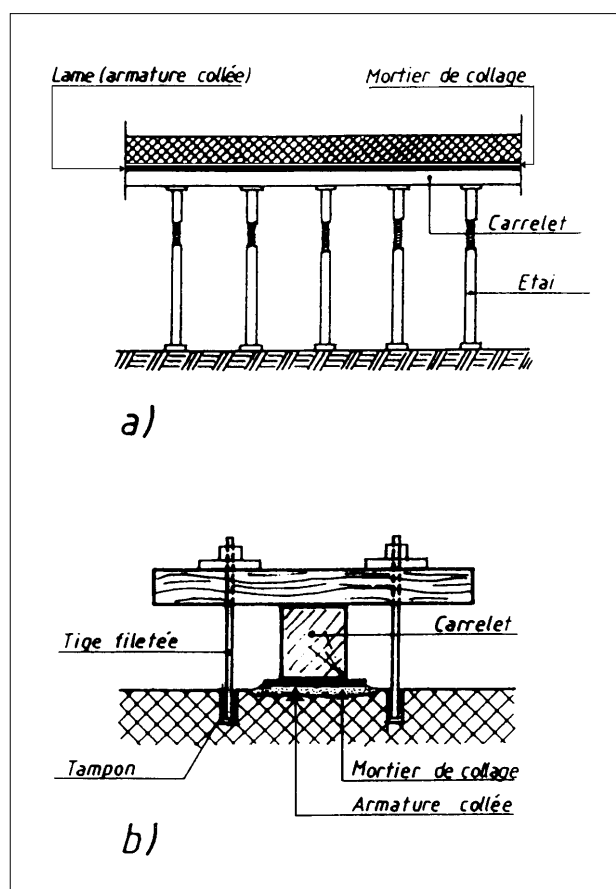


Figure 7.15: Exemples de dispositifs d'application de la pression de serrage.



toute leur surface (pression de collage environ  $0,5 \text{ N/mm}^2$ ) de sorte que le mortier de collage excédent puisse s'échapper sur les 2 côtés et que les éventuelles bulles d'air incluses soient évacuées (figure 7.15).

On évitera au maximum d'ébranler la structure durant le processus de durcissement.

*i) Mortier de collage/contrôle de qualité*

La qualité du mortier de collage peut être contrôlée comme suit durant les travaux de collage :

- Contrôle de la résistance à la traction par flexion et de la résistance à la compression sur cube, réalisé sur prismes  $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}$  (figures 7.16a et b).
- Contrôle de la résistance au cisaillement, réalisé sur une éprouvette dans laquelle le mortier est placé en sandwich entre des lamelles de métal (figure 7.16c).

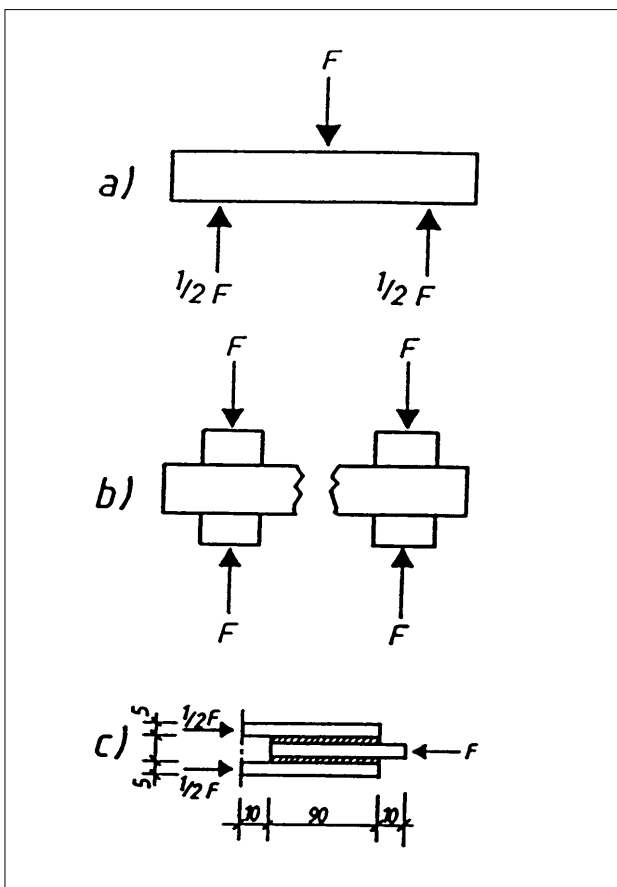


Figure 7.16: Essais pour le contrôle de la qualité du mortier de collage.

*j) Protection contre la chaleur/protection contre l'incendie*

A des températures se situant au-delà d'environ  $70^\circ \text{C}$  (par exemple incendie), les colles époxy perdent une grande partie de leur résistance. Des dispositions constructives adaptées (revêtements isolants, béton projeté) constituent des mesures de protection dont la valeur doit dans chaque cas faire l'objet d'un examen critique. La figure 7.17 présente une variante d'exécution de cette protection.

De manière à éviter leur chute sur les équipes de secours en cas d'incendie, les lames sont ancrées par exemple au moyen de goujons.

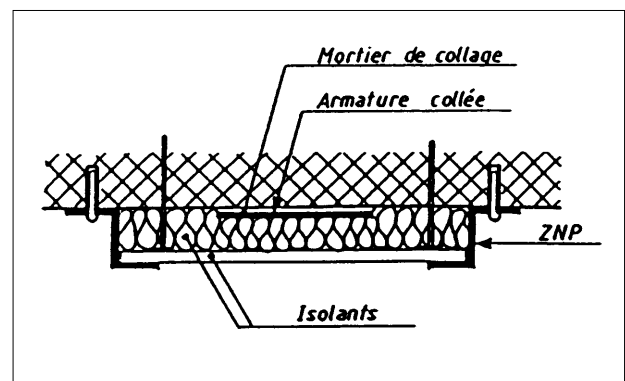


Figure 7.17: Exemple d'un revêtement de protection contre l'incendie.

*k) Protection contre la corrosion*

La protection initiale des lames contre la corrosion s'effectue par l'application en atelier d'un primer, après un sablage préalable. Après leur mise en œuvre et le durcissement de la colle, les lames sont recouvertes d'une couche de protection à base de résine époxy.

*l) Contrôles au terme de l'exécution*

Contrôle de la planéité des lames :

Contrôle essentiellement visuel.

Contrôle de la présence d'éventuelles inclusions d'air dans le joint de collage :

Contrôle réalisé en frappant (par exemple avec un marteau).

Dans le cas de vides importants (> environ 5 cm<sup>2</sup>), on peut procéder au perçage de la lame et à l'injection de résine. La pression d'injection doit naturellement être maîtrisée de manière à ne pas provoquer un décollement des lames.

#### *Contrôle des protocoles d'essais :*

Tous les protocoles des observations, mesures et essais effectués durant les travaux sont contrôlés à l'achèvement de ces derniers.

#### *m) Exécution des travaux de collage dans des conditions d'ébranlements*

La situation particulière créée par une exécution sous charges de trafic représente le cas le plus typique de conditions nécessitant une attention toute spéciale. En particulier, il faut veiller à ce que les dispositifs assurant l'application de la pression de collage conservent toute leur efficacité durant la période du durcissement, quels que soient les chocs et ébranlements qui peuvent survenir.

A ce jour, les expériences relatives à l'effet d'ébranlements ou de secousses sur le processus de durcissement et la résistance finale du joint de collage demeurent limitées et des conclusions définitives font encore défaut. Les expériences effectuées sur des bétons pourraient laisser cependant présumer que les éventuels préjudices causés à la résistance sur cube de ces bétons sont très limités, voire nuls.

Dans la majorité des cas de ponts routiers, les variations de sollicitations dues aux voitures ne jouent en général qu'un rôle inférieur par rapport aux variations engendrées par le trafic de poids lourds.

En présence de zones fissurées, sur lesquelles serait prévue l'application d'une armature collée, le phénomène de variations de l'ouverture des fissures sous charges de trafic n'autorise un renforcement par une armature collée que sous certaines conditions relatives à la limitation de la variation d'ouverture de ces fissures. Les expériences faites à ce jour limitent son utilisation au cas de fissures présentant une variation d'ouverture inférieure à 0,003 mm.

#### 7.3.6 Mise en soumission/particularités

Les fournitures et travaux suivants, spécifiques de la réalisation d'un renforcement par collage d'armature sur la structure de béton, font l'objet de l'offre :

- Travaux préparatoires éventuels: protections, étayages de la structure.

- Préparation des surfaces de béton, y compris réalisation éventuelle d'engravures.
- Reprofilages des surfaces béton, si nécessaire.
- Fourniture et pose des lames (y compris traitement préliminaire de surface) ; collage.
- Plus-values pour fraisage, perçage, etc.
- Dispositifs particuliers pour les ancrages des lames.
- Protection contre la corrosion et, éventuellement, contre le feu et les agressions chimiques.
- Réalisation des essais sur béton et sur mortier de collage.

L'entrepreneur précisera dans son offre le mode d'application de la pression de collage. Celui-ci fera l'objet d'une approbation préalable à toute exécution.

#### 7.3.7 Domaines actuels d'investigation

##### *a) Nouveaux domaines d'application*

##### *Renforcement de murs en maçonnerie :*

Des parois en maçonnerie, dont la stabilité est mise en cause, peuvent faire l'objet d'un renforcement au moyen de lames d'acier collées, disposées sur les deux faces du mur et reliées ponctuellement par des boulons d'ancrage.

##### *Renforcement de poutres en bois :*

Le principe d'application d'une armature collée sur une poutre en bois est similaire à celui adopté usuellement pour une structure béton. Cette technique a déjà fait l'objet d'applications pratiques, en particulier pour le renforcement de poutres de support d'anciens planchers.

##### *b) Lames CFK*

L'idée d'utiliser des lames CFK en lieu et place de lames en acier a déjà fait son chemin et les recherches effectuées ont été concrétisées par des applications pratiques dans le domaine du bâtiment et des ouvrages d'art. Le propos du présent document ne s'étend pas à cette technique et référence est faite ici aux publications spécialisées (H. Kaiser, 1989; G. Yvanyi/W. Buschmeyer, 1992; M. Ladner, 1993; M. Deuring, 1993; M. Deuring, 1994).



Figure 7.18: Exemples de renforcements au moyen d'armature collée (photos: Stahlton SA, Zurich).

## Bibliographie du chapitre 7

- Baudirektion SBB:  
Richtlinie für die Beurteilung von genieteten Eisenbahnbrücken, Berne 1992.
- Deuring, M.:  
Verstärken von Stahlbeton mit gespannten Faserverbundwerkstoffen, EMPA, Bericht Nr. 224, Dübendorf 1993.
- Deuring, M.:  
CFK-Lamellen im Bauwesen, Verstärkung von Tragwerken aus Beton, Schweizer Ingenieur und Architekt Nr. 26, 1994.
- Ivanyi, G., Buschmeyer, W.:  
Verstärkungen von Spannbetonbrücken durch Stahllaschen, Anwendungskriterien, Beton und Stahlbetonbau 88 Hefte 11/12, 1992.
- Kaiser, H.:  
Bewehren von Stahlbeton mit Kohlenstoff-faserverstärkten Epoxidharzen  
Dissertation ETHZ Nr. 8918, Zürich, 1989.
- Kunz, P.:  
Probalistisches Verfahren zur Beurteilung der Ermüdungssicherheit bestehender Brücken aus Stahl, Thèse Nr. 1023, EPFL, Lausanne, 1992.
- Ladner, M., Weder, Ch.:  
Geklebte Bewehrung im Stahlbetonbau, EMPA/Bericht Nr. 206, Dübendorf 1981.
- Ladner, M., Pralong, J., Weder, Ch.:  
Geklebte Bewehrung: Bemessung und Erfahrungen, EMPA/Forschungs- und Arbeitsbericht, Nr. 116/5, Dübendorf 1990.
- Ladner, M.:  
Geklebte Bewehrung - Stahl oder CFK?  
Schweizer Ingenieur und Architekt 1993.
- SIA 160:  
Actions sur les structures porteuses, Norme, Société suisse des Ingénieurs et Architectes, Zurich, 1989.
- SIA 162:  
Ouvrages en béton, Norme, Société suisse des Ingénieurs et Architectes, Zurich, 1989.
- SIA 169:  
Maintenance des ouvrages de génie civil, Recommandation, Société suisse des Ingénieurs et Architectes, Zurich, 1987.
- SIA 462:  
Evaluation de la sécurité structurale des ouvrages existants, Directive, Société suisse des Ingénieurs et Architectes, Zurich, 1994.
- Tausky, R.:  
Betontragwerke mit Aussenbewehrung, Birkhäuser Verlag, Basel 1993.

## 8. Renforcement au moyen de la précontrainte

---

8.1	Domaines d'application	111
-----	------------------------	-----

---

8.2	Matériaux	114
-----	-----------	-----

---

8.3	Calcul et dimensionnement	116
8.3.1	Éléments de base sur la précontrainte	116
8.3.2	Précontrainte avec et sans adhérence	117
8.3.3	Choix du degré de précontrainte	120
8.3.4	Introduction des forces d'ancrage et des forces de déviation	121
8.3.5	Pertes dues au frottement	121

---

8.4	Indications constructives	122
8.4.1	Disposition des câbles de précontrainte	122
8.4.2	Conception des zones d'ancrage	123
8.4.3	Conception des zones de déviation	126
8.4.4	Exigences relatives aux câbles de précontrainte extérieurs	127

---

8.5	Mise en soumission	129
-----	--------------------	-----

---

8.6	Exécution	130
-----	-----------	-----

---

	Bibliographie du chapitre 8	131
--	-----------------------------	-----

---

## 8. Renforcement au moyen de la précontrainte

### 8.1 Domaines d'application

La précontrainte ultérieure d'un ouvrage existant peut avoir pour objet aussi bien une amélioration de l'aptitude au service (fermeture de fissures, diminution des déformations, amélioration du comportement aux vibrations, etc.), qu'une augmentation de la sécurité structurale (flexion, effort tranchant, effort normal).

La précontrainte est généralement réalisée au moyen de câbles. Dans certains cas particuliers, l'application d'une déformation imposée à une structure peut elle aussi avoir des effets positifs. Cette deuxième méthode ne sera pourtant pas traitée ci-dessous, notamment parce que le retrait et le fluage du béton atténuent fortement ces effets (influence variable selon l'âge de la structure existante) et qu'elle ne sert à rien au stade ultime. La précontrainte ultérieure de structures existantes est généralement réalisée au moyen de câbles de précontrainte situés à l'extérieur de celle-ci. Les câbles de précontrainte ne sont alors liés à la structure qu'au travers des ancrages et des bossages de déviation. Dans certains cas, les câbles de précontrainte sont mis en place à l'intérieur de la structure au travers de trous forés au préalable et mis en tension (câbles de précontrainte intérieurs). Ce type de renforcement correspond à la précontrainte avec adhérence, définie comme le cas général dans la norme. On peut aussi procéder à des renforcements au moyen d'ancrages dans le sol et les parois. Ces applications particulières seront abordées dans le chapitre 9.

La précontrainte convient avant tout dans les cas où elle a une influence positive sur l'état de contrainte et de déformation. Contrairement aux renforcements métalliques non précontraints mentionnés dans le chapitre 7, la précontrainte permet une amélioration du comportement d'une structure existante et agit de manière active :

- Influence positive et durable sur les déformations.
- Fermeture des fissures (en combinaison avec une injection de celles-ci) ; de cette façon, on augmente la durabilité et l'aptitude au service de l'ouvrage (par exemple dans le cas de réservoirs non étanches).
- Augmentation de la résistance à la fatigue.

Le projet et la réalisation de mesures de renforcement au moyen de la précontrainte nécessitent des connaissances particulières.



Figure 8.1: Pont à treillis d'acier sur l'Aar à Aarwangen, précontraint au moyen de câbles clos  $\varnothing$  63 mm, réalisation en 1967 (Müller, 1969).



Figure 8.2: Pont sur la Reuss à Wassen. Etat du pont avant le levage et la mise en place de câbles de précontrainte extérieurs (Lüpold, 1988).

On peut mettre en œuvre des câbles de précontrainte extérieure dans divers matériaux comme le béton armé ou précontraint, l'acier, le bois ou la maçonnerie. Ce mode de réalisation est envisageable et possible dans toutes sortes de structures et il a déjà été utilisé dans les domaines suivants :

- ponts (figures 8.1 jusqu'à 8.3) ;
- poutres et toitures dans les bâtiments (figure 8.4) ;
- enveloppes de bâtiments (figure 8.5) ;
- réservoirs et silos (figures 8.6 et 8.7).

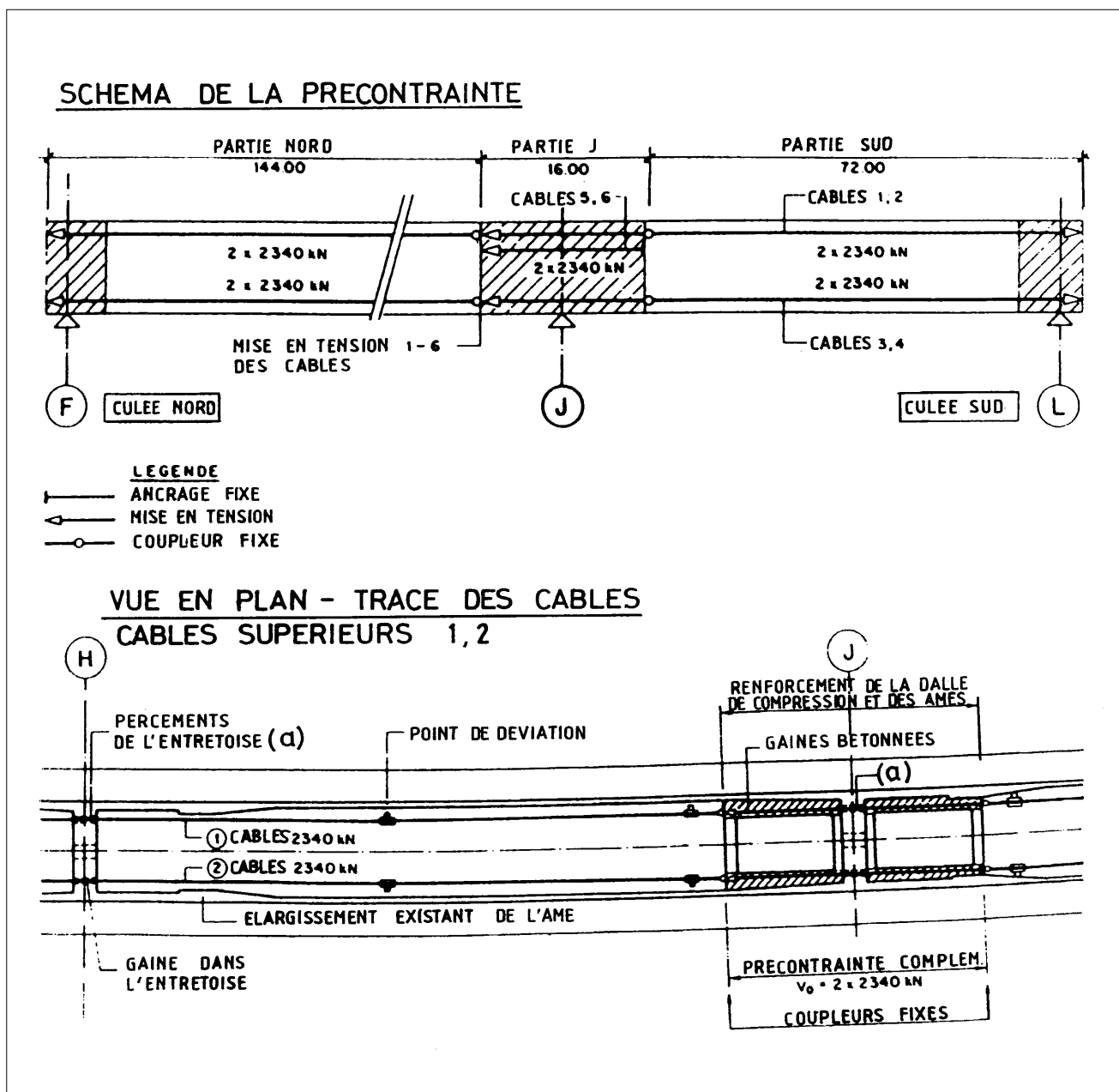


Figure 8.3: Pont sur la Reuss à Wassen. Disposition de la précontrainte extérieure (Moretti, 1989).



Figure 8.4: Précontrainte de poutres en béton dans un bâtiment industriel, réalisation en 1988/89 (Heer, 1989).

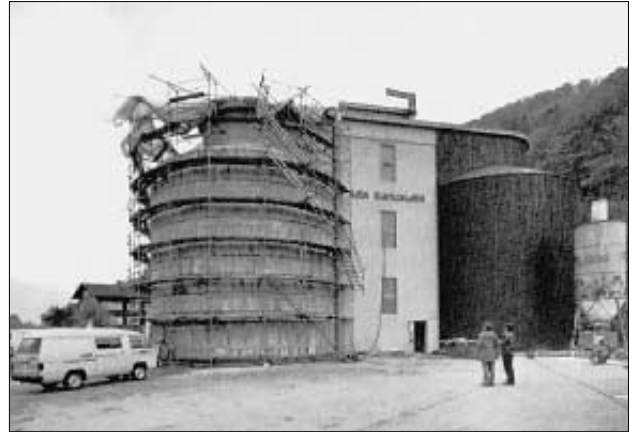


Figure 8.6: Réhabilitation du digesteur de la station d'épuration d'Alpnach au moyen de câbles de précontrainte circulaires, réalisation en 1987 (Weder/Heer, 1987).

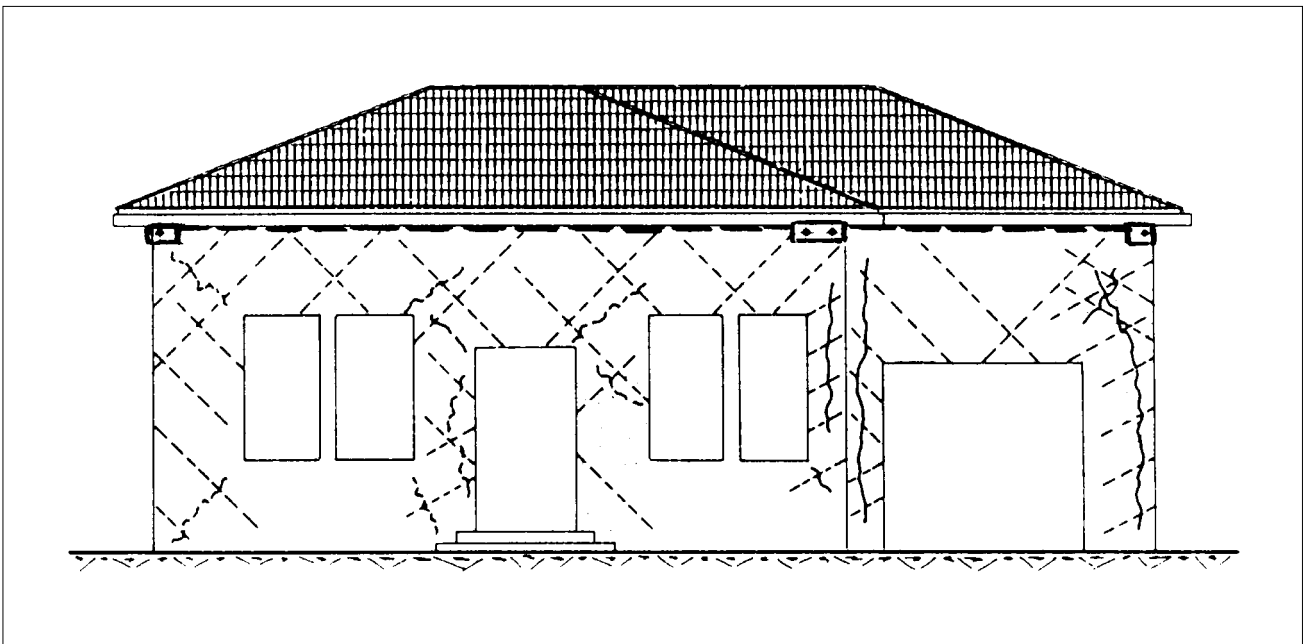


Figure 8.5: Villa endommagée par le séisme dans le Frioul et renforcée par des câbles de précontrainte placés juste en dessous de la toiture, réalisation en 1987 (VSL, 1988).



## 8.2 Matériaux

Les câbles de précontrainte extérieure sont essentiellement composés des éléments suivants :

- Éléments tendus en acier de précontrainte (depuis quelques années, on teste l'utilisation d'éléments tendus en matériaux composites dans des projets pilotes ; ces produits n'ont pas atteint une maturité suffisante ; c'est pourquoi on ne parlera ici que des aciers de précontrainte pour les éléments tendus).
- Ancrages (mécaniques ou par adhérence).
- Systèmes anticorrosion (gaine, coulis de ciment, graisse, cire, etc.).
- Réalisation de bossages pour la déviation des câbles de précontrainte.
- Appareils de mesure permettant une surveillance permanente (par exemple des cellules dynamométriques).

On dispose aujourd'hui de plusieurs types de précontrainte extérieure. Le choix parmi les systèmes dépend des contraintes imposées par le maître de l'ouvrage, des problèmes à résoudre ainsi que du développement technologique actuel.

Les aciers de précontrainte sont utilisés comme *tirants*. La norme SIA 162 permet d'utiliser des fils étirés, des torons et des barres écrouies. Pour les câbles de précontrainte extérieure déviés, on ne peut en général utiliser que des fils de  $\varnothing 7$  mm ou des torons de  $\varnothing 13$  mm et de  $\varnothing 15$  mm. L'utilisation de barres écrouies lisses ou nervurées n'est conseillée que pour des éléments tendus rectilignes.

La norme SIA 162 spécifie sous le chiffre 5 45 que l'on contrôlera les performances des *dispositifs de précontrainte* par un examen initial et des contrôles périodiques, conformément à la norme SIA 162/1, chiffre 4 3. Les chiffres 5 42 à 5 44 de la norme SIA 162 définissent en outre des exigences pour les dispositifs d'ancrage et d'accouplement, les gaines et les coulis d'injections. Les personnes ayant élaboré ces textes de norme n'avaient pas à l'esprit à cet instant la précontrainte extérieure mais uniquement la précontrainte avec adhérence, la plus fréquemment en usage en Suisse. Dans les chiffres mentionnés ci-après, on aborde pourtant bien le thème de la précontrainte sans adhérence mais elle concerne en

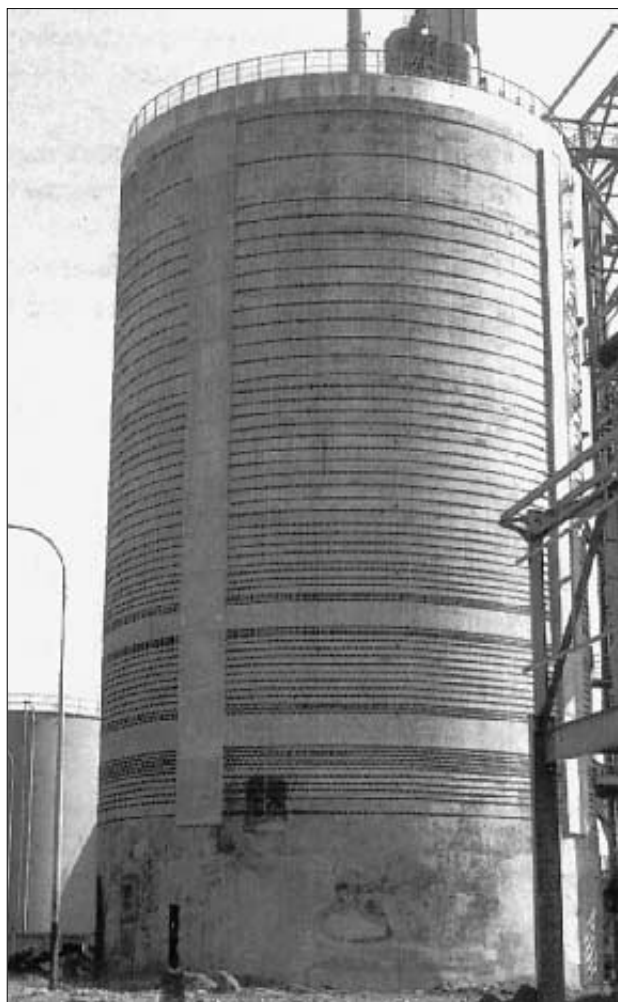


Figure 8.7: Réhabilitation d'un silo à klinker en Indonésie au moyen de câbles de précontrainte circulaires, réalisation en 1986 (VSL, 1988).

fait les monotorons utilisés dans le cas de dalles et de planchers-dalles (c'est-à-dire des monotorons graissés dans une gaine de protection en polyéthylène) :

- Chiffre 5 43 2 (gainés) :

« Dans le cas de la précontrainte sans adhérence, les gaines seront réalisées de manière à assurer une protection durable de l'acier de précontrainte contre toutes les agressions mécanique ou chimique et seront compatibles avec les produits de protection utilisés. »

- Chiffre 5 44 6 (coulis d'injection) :

« Dans le cas de la précontrainte sans adhérence, il est nécessaire de protéger durablement contre la corrosion les câbles et les ancrages. Cette protection sera généralement réalisée au moyen d'une graisse de nature appropriée, exempte de toute substance nocive susceptible d'attaquer l'acier de précontrainte et qui soit compatible avec la gaine ; cette graisse devra remplir toute la gaine sans y laisser subsister de vide. »

Ces contraintes techniques ainsi que les mesures de contrôle pour une précontrainte extérieure peuvent être librement appliquées. On peut aussi utiliser les câbles de précontrainte extérieure avec une injection de ciment. Pour les matériaux injectés, on se basera sur les directives correspondantes des normes SIA 162 et 162/1.

Pour un projet donné, la fixation des exigences et le choix d'une variante parmi celles proposées par l'entreprise de précontrainte sont du ressort du maître de l'ouvrage responsable ou de l'auteur du projet. Les extraits des normes SIA 162 et 162/1 mentionnés ci-dessus et les indications ci-dessous devraient être des aides à la décision. Ces explications sont aussi valables pour les haubanages, puisque des haubans peuvent aussi être considérés comme des moyens de renforcement dans certains cas particuliers.

Pour être complet, on mentionnera la prénorme européenne ENV 1992-1-5 en anglais : « The use of unbonded and external prestressing tendons » (Utilisation de la précontrainte intérieure et extérieure sans adhérence) éditée en mars 1993. Il s'agit de la 5<sup>e</sup> partie de la prénorme européenne EC 2 ou SIA V 162.001 : « Calcul des structures en béton ». Cette prénorme contient aussi bien des indications techniques que des éléments de dimensionnement d'ouvrages précontraints sans adhérence.

L'auteur du projet spécifiera dans la soumission si les câbles de précontrainte doivent être réglables, contrôlables et remplaçables. La précontrainte extérieure donne la possibilité de satisfaire, en cas de nécessité, à chacune de ces propriétés. Ceci n'est toutefois possible que si les câbles de précontrainte et surtout les ancrages sont initialement conçus dans ce sens. Voici quelques indications à cet effet :

- Possibilités de réglage :

Le réglage de la force de précontrainte dans un câble peut s'avérer souhaitable pour différentes raisons. On peut par exemple vouloir augmenter ou diminuer la tension de précontrainte, voire relâcher complètement le câble. Il est évident que la protection contre la corrosion ne doit pas être mise en danger par ces opérations.

- Possibilités de surveillance :

On peut surveiller la tension d'un câble extérieur au moyen de cellules dynamométriques permanentes ou temporaires. On peut aussi effectuer une mesure périodique de la force à l'aide d'un vérin de mise en tension, pour autant que le système de précontrainte le permette et que l'on dispose d'une place suffisante.

On développe depuis quelques temps un système de précontrainte dans lequel le câble de précontrainte et le mécanisme d'ancrage sont électriquement isolés de l'ouvrage (Matt, 1990). Parmi les avantages d'un tel système, on peut citer le contrôle de l'intégrité de la gaine en plastique au travers de mesures de résistivité électrique.

- Possibilités de remplacement :

Les câbles de précontrainte extérieure devraient être conçus et réalisés de telle façon qu'ils puissent être changés en cas de besoin. La prise en considération de l'effet d'une action accidentelle comme le feu peut être une raison valable de prendre de telles mesures. Il ne convient pas seulement de choisir un type de câble de précontrainte remplaçable mais il faut aussi en tenir compte dans la conception de l'ouvrage et de sa structure. Par exemple dans les ponts, il faut prévoir que ce remplacement n'occasionne pas de limitation de l'aptitude au service.

On trouvera d'autres indications à propos des câbles de précontrainte extérieure dans les paragraphes 8.3.5 et 8.4.

## 8.3 Calcul et dimensionnement

### 8.3.1 Éléments de base sur la précontrainte

Nous allons rappeler ici quelques éléments de base sur la précontrainte à l'aide d'un exemple de poutre en béton armé. Dans le cas de structures en acier, en bois, en maçonnerie ou mixtes, on peut appliquer ces indications par analogie.

Avec de la précontrainte, on génère un état d'autocontrainte. Une force de précontrainte engendre des efforts et des contraintes dans la section de béton et influe sur la déformation de la structure. Dans le cas de systèmes hyperstatiques, on a des efforts supplémentaires dus à une déformation empêchée (moments parasites). Ceux-ci doivent toujours être pris en compte lors de la vérification de l'aptitude au service (fissures, déformations). A ceci, il faut ajouter les effets des pertes de précontrainte dues au frottement des câbles, au raccourcissement élastique de la structure, au retrait et fluage du béton ainsi qu'à la relaxation de l'acier de précontrainte.

Pour la vérification de la sécurité structurale, on admet en Suisse que la précontrainte agit du côté de la résistance  $M_R$ :

$$M_d \leq \frac{M_R}{\gamma_R}$$

$M_d$ : valeur de dimensionnement selon la norme SIA 160

$M_R$ : résistance à la flexion selon la norme SIA 162

$\gamma_R$ : facteur de résistance (en général:  $\gamma_R = 1,2$ )

L'état d'autocontrainte ne peut être pris en compte dans le calcul de la résistance ultime lorsque la totalité de la force de traction dans le câble est mobilisée.

La précontrainte sera considérée comme une action extérieure si elle peut être la cause de dommages locaux (voir 8.3.4) ou de ruine de la structure.

Dans d'autres pays, l'effet de la précontrainte est placé du côté des actions. Cette méthode est particulièrement indiquée dans le cas d'une précontrainte extérieure. Si elles sont correctement utilisées, les deux méthodes donnent le même résultat. La figure 8.8 montre le cas d'une poutre simple avec

une précontrainte extérieure réalisée par un tracé polygonal des câbles. On y démontre que l'on obtient la même charge ultime en utilisant les deux méthodes de calcul. Dans le cas a) les câbles font partie du système résistant de la structure. Dans le cas b), les câbles sont dissociés de la poutre en béton et les forces correspondantes de déviation, d'ancrage et de frottement sont appliquées sur la poutre. Les forces de frottement sont annulées dans l'exemple mentionné, si les câbles de précontraintes sont tendus des deux côtés.

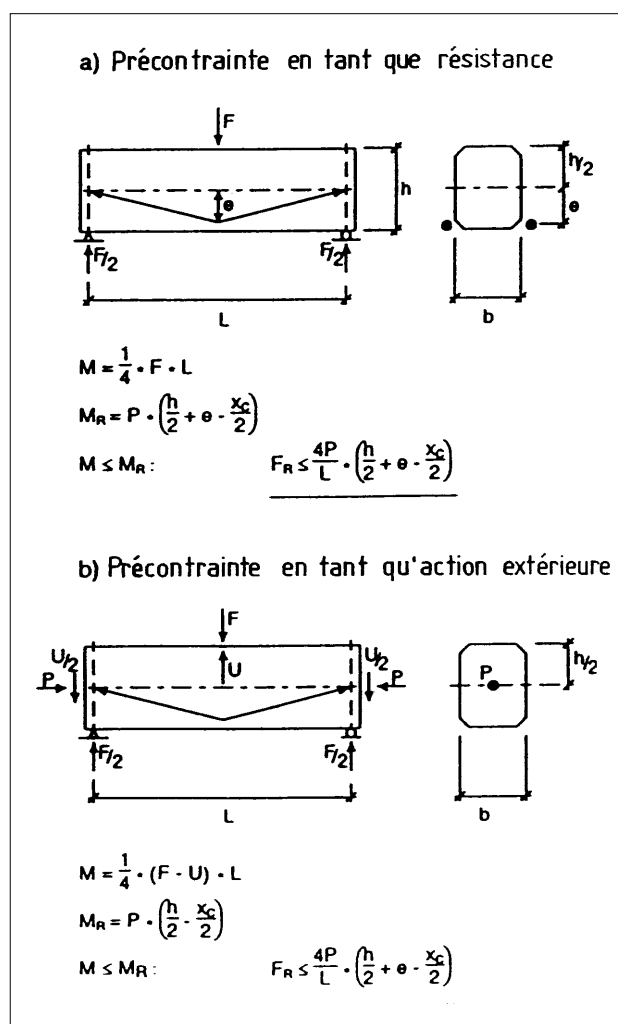


Figure 8.8: Effet d'une précontrainte extérieure sur une poutre:

a) précontrainte comme résistance;

b) précontrainte comme action extérieure.

Les deux méthodes de calcul donnent la même charge ultime  $F$ .

Le cas général des forces générées à l'endroit d'un bossage de déviation est illustré à la figure 8.9. On peut aussi démontrer que les deux méthodes conduisent au même résultat dans le cas de systèmes hyperstatiques et que les moments parasites ne font que de déplacer la ligne de fermeture du diagramme des moments.

Lors de la vérification de la sécurité structurale, on obtient des résultats différents en fonction des facteurs de charge et de résistance appliqués. C'est pourquoi il est conseillé d'appliquer la méthode a) avec les normes SIA 160 et 162, et la méthode b) avec les pré-normes européennes ENV 1992-1-1 (publiée sous la dénomination SIA V 162 001) et ENV 1992-1-5.

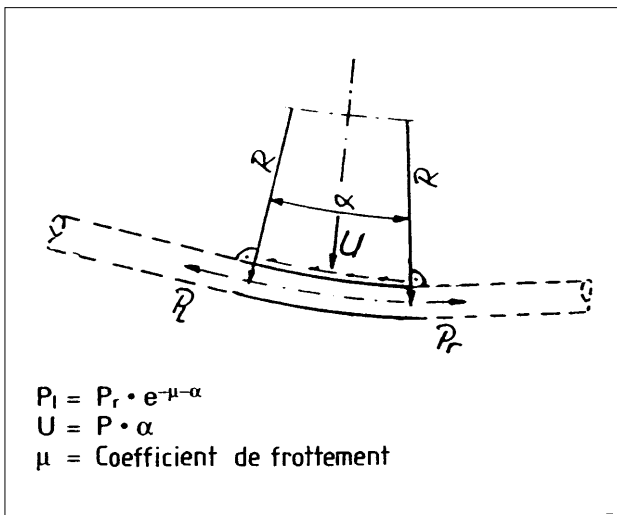


Figure 8.9: Forces dans les bossages de déviation.

### 8.3.2 Précontrainte avec et sans adhérence

En Suisse, on emploie aussi bien la précontrainte avec adhérence que sans adhérence, ce dernier mode étant surtout utilisé dans les dalles de bâtiments. On admet que les différences du comportement des structures entre les deux modes d'exécution sont connues quant à leurs principes et que l'on n'a pas besoin d'entrer ici dans les détails (voir par exemple Ritz, 1978).

La figure 8.10 montre une poutre avec une précontrainte extérieure. Tant que l'on n'a pas atteint la charge de fissuration de la poutre, on ne distingue aucune différence de comportement par rapport à la

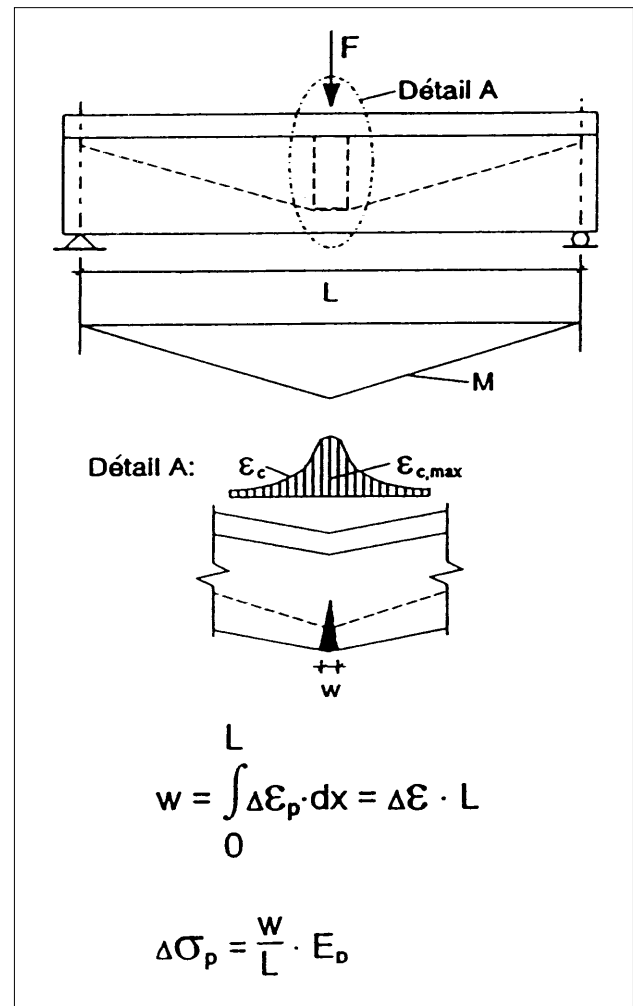


Figure 8.10: Poutre avec précontrainte extérieure après le dépassement de la charge de fissuration.

précontrainte avec adhérence. Après que la charge de fissuration ait été dépassée, on voit apparaître au milieu de la travée une fissure ou quelques petites fissures très espacées, en fonction du diagramme des moments, surtout si l'on n'a pas ou peu d'armatures de flexion passives. Les câbles de précontrainte peuvent s'allonger librement, abstraction faite des effets dus au frottement, sur toute leur longueur entre deux ancrages. Ceci signifie que le supplément de contrainte dans les câbles dû à l'ouverture  $w$  des fissures est très faible. Même avec une faible augmentation suivante de la charge, on observe alors une forte augmentation de la largeur  $w$  des fissures et de la déformation. L'axe neutre de la section critique se déplace rapidement vers le haut et on obtient une forte déformation concentrée du béton, pour finir par une rupture fragile (éclatement) de la zone comprimée du béton. La rupture peut se produire, selon les cas, déjà à 1,1 jusqu'à 1,3  $F_{\text{fissure}}$ , ce qui veut dire que l'augmentation de la contrainte dans l'acier de précontrainte n'est souvent pas suffisante pour que soit atteinte la limite d'écoulement de celui-ci. Donc, contrairement à la précontrainte avec adhérence, la limite d'écoulement  $f_{py}$  n'est généralement même pas atteinte et la résistance ultime dans le cas d'une précontrainte sans adhérence est souvent plus faible.

Sous un autre point de vue, il faut considérer que les efforts tranchants et par là les contraintes de cisaillement au milieu d'une poutre simple sont généralement très faibles. On observe alors une bonne répartition des fissures. Par contre, les efforts tranchants au droit du pilier d'un système hyperstatique ou à l'encastrement d'une poutre encadrée sont importants et ceci conduit à la formation d'une seule fissure. Dans le cas de poutres continues, ce phénomène n'est pas grave, puisque l'on dispose généralement de réserves de portance en travée. Pour les poutres encadrées, ces réserves sont inexistantes. L'effondrement du porte-à-faux du pont de Cannavino en Italie, réalisé par encorbellement, illustre parfaitement ce problème. Cet accident s'est produit alors que la poutre en encorbellement était déjà largement réalisée, juste avant l'injection des câbles de précontrainte. On ne disposait donc pas encore d'une adhérence continue avec la structure (Wittfoht, 1981).

Le professeur Menn a démontré, dans ses essais réalisés sur des poutres de pont précontraintes par un sous-tirant, qu'en prenant des mesures constructives, comme la mise en place d'ancrages intermédiaires, on arrivait aussi à atteindre la limite

d'écoulement des aciers dans le cas d'une précontrainte extérieure (Menn, 1987 et 1990). Ces mesures sont particulièrement coûteuses dans le cas d'un renforcement ultérieur d'une structure. Pour améliorer sensiblement le comportement à la ruine de la structure (augmentation de la ductilité), il convient naturellement d'avoir une armature de flexion suffisante et bien répartie ainsi qu'un bon frettage des zones de béton comprimé.

Dans la pratique, il est en général conseillé de renoncer à tenir compte des possibilités d'augmentation de la contrainte lors du calcul de la sécurité structurale. Ceci est d'ailleurs conseillé sous le chiffre 3 24 18 de la norme SIA 162. Ce qui est important, c'est de calculer la force de précontrainte agissant réellement sur la structure en tenant compte de toutes les pertes de tension. Pour les structures existantes, les effets du fluage et du retrait sont réduits du fait de l'âge de celles-ci.

Dans certains cas particuliers, il peut être malgré tout nécessaire d'évaluer plus précisément l'aptitude au service. Un calcul plus précis est possible en effectuant l'intégration des allongements le long de l'axe du câble de précontrainte. Il s'agit là d'un calcul non linéaire et itératif que nous n'aborderons pas en détail dans ce document. Des indications importantes ont été publiées sur ce sujet (par exemple Virlogeux, 1983; Zimmermann, 1985; Eibl et al, 1990; Gauvreau, 1993).

On obtient une bonne estimation de l'allongement des câbles de précontrainte avec la *méthode de la charge ultime* (figure 8.11). On utilise avec satisfaction

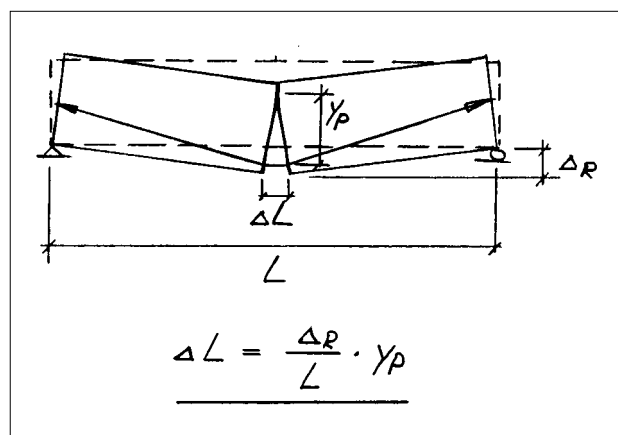


Figure 8.11 : Allongement des câbles de précontrainte  $\Delta L$  à l'apparition de la flèche maximale  $\Delta R$ .

cette méthode depuis de nombreuses années pour les dalles de bâtiment. La norme SIA 162 stipule aussi que l'état de rupture conventionnel est caractérisé par l'apparition d'une flèche maximale de 2,5% de la portée déterminante, en admettant que l'allongement des câbles est réparti de manière uniforme sur la longueur entre les ancrages.

Alors que cette méthode a fait ses preuves pour les dalles et qu'elle s'appuie sur des bases théoriques, on ne peut pas l'utiliser sans autre pour les poutres. On doit par exemple tenir compte des effets du deuxième ordre. La figure 8.12 illustre le cas d'un câble rectiligne lié à la structure par les seuls ancrages. Lorsque la structure se déforme, le bras de levier de la force de précontrainte se réduit d'autant. Cette réduction est un phénomène du second ordre et, selon les conditions géométriques, ses effets ne sont pas négligeables. On améliore la situation en disposant des

bossages de déviation permettant de fixer les câbles, perpendiculairement à l'axe de la poutre (figure 8.13). De plus, il faut prendre des mesures pour garantir une capacité de rotation suffisante dans les zones critiques, de façon à ce que les déformations limites correspondantes puissent être atteintes.

Si la force de précontrainte est déterminée à l'état de rupture, c'est-à-dire en utilisant la valeur de  $P_u$  après déduction de toutes les pertes ou en y ajoutant l'augmentation précise de précontrainte  $\Delta P$ , la sécurité structurale se calcule alors avec les méthodes de calcul traditionnelles.

En conclusion et en résumé, on doit constater que, du point de vue de l'*aptitude au service*, on n'a pas de différence entre une précontrainte avec ou sans adhérence, mais qu'elle existe pour la *sécurité structurale*.

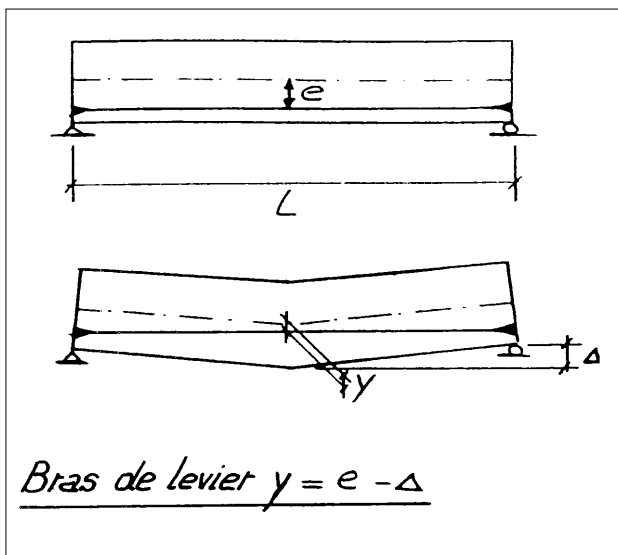


Figure 8.12: Influence de la déformation d'une poutre sur l'excentricité d'un câble rectiligne lié à la structure par les seuls ancrages.

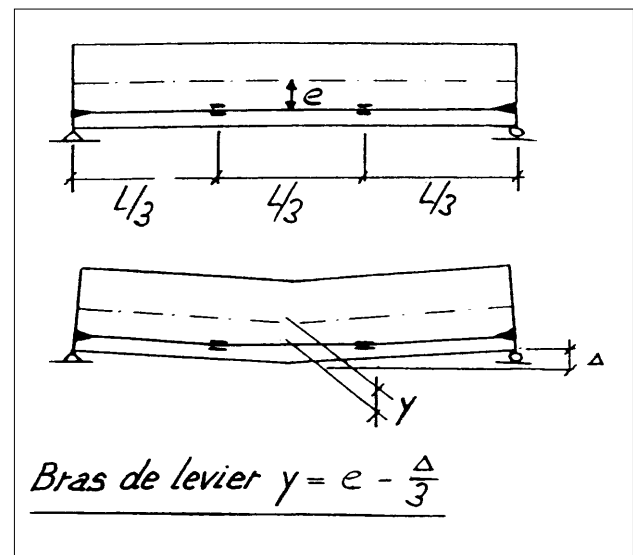


Figure 8.13: Influence de la déformation d'une poutre sur l'excentricité d'un câble rectiligne lié, en plus des ancrages, par deux bossages de déviation (liaison perpendiculaire à l'axe de la poutre).

## 8.3.3 Choix du degré de précontrainte

Pour choisir le degré de précontrainte d'une précontrainte extérieure complémentaire, il est indispensable de procéder à une évaluation aussi précise que possible de la structure à renforcer par rapport à la sécurité structurale et à l'aptitude au service. Les chapitres 2 et 3 donnent les éléments nécessaires à cette évaluation.

Si le résultat de ces investigations montre que, parmi les variantes possibles de renforcement, la structure doit être renforcée par de la précontrainte, on procédera alors à la détermination du degré de précontrainte. Il est aussi important de définir un tracé possible du câble, comme par exemple dans le cas de poutres (voir paragraphe 8.4.1).

Si la structure présente une aptitude au service défective, il peut alors s'agir des situations suivantes :

- *Déformations inadmissibles* de poutres composées de divers matériaux, dans le bâtiment et le génie civil :

La précontrainte est choisie de telle façon que, en complément à une précontrainte éventuellement existante, on puisse ramener les déformations à des valeurs admissibles. La méthode des charges équivalentes se prête particulièrement bien à la détermination de la précontrainte nécessaire (voir figure 8.14).

Dans le cas de structures en béton armé ou précontraint, on observe souvent, en plus de déformations importantes, des fissures excessives. Dans ce cas, malgré une précontrainte supplémentaire, on n'arrive plus à refermer complètement les fissures à cause des modifications survenues entre-temps à l'endroit des bords des fissures. En cas de nécessité, il convient d'injecter les fissures juste après la mise en tension des nouveaux câbles. On n'arrive en général pas non plus à compenser la totalité des déformations subies (modifications des bords des fissures, déformations irréversibles dues au fluage).

- *Fissures trop grandes*, mettant en cause la fonctionnalité initiale, comme dans le cas de réservoirs d'eau en béton armé ou précontraint ; la précontrainte doit être choisie de telle façon que, après toutes les pertes de précontrainte, on dispose encore d'une contrainte résiduelle de 1 à 2 N/mm<sup>2</sup>, le réservoir étant plein.

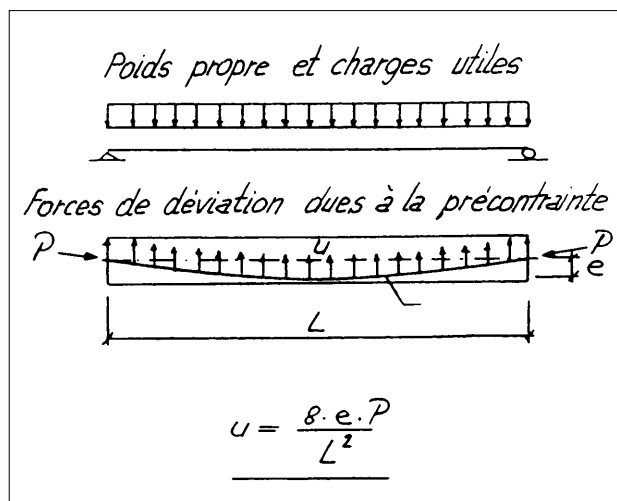


Figure 8.14 : Principe de la méthode des charges équivalentes.

Dans tous les cas mentionnés, il convient de finir par un contrôle de la sécurité structurale. Celle-ci ne devrait pas être déterminante. Il faut aussi toujours garder à l'esprit les situations de risque pour tenir compte de cas où les charges permanentes ne seraient pas actives.

Si la *sécurité structurale* est insuffisante, il peut alors s'agir des cas suivants :

Augmentation des actions à la suite d'une modification du plan d'utilisation ou manque de sécurité structurale due à une erreur de dimensionnement ou à une diminution de la résistance ultime (corrosion, résistance insuffisante du béton, surcharge due à une action ou à un événement accidentel).

La sécurité structurale déficiente (flexion, force de cisaillement) est à déterminer pour pouvoir définir le supplément de précontrainte à appliquer. On doit vérifier si la structure existante est à même de supporter sans problème la précontrainte choisie. Si ce n'est pas le cas, il faut alors soit renforcer les parties d'ouvrage exposées, soit réduire la précontrainte choisie en prenant des mesures complémentaires comme le collage d'armatures (voir chapitre 7).

### 8.3.4 Introduction des forces d'ancrage et des forces de déviation

Les ancrages et les bossages de déviation transmettent les forces de précontrainte dans la structure existante au travers de nouveaux éléments de construction. On doit alors être particulièrement attentif au fait que ces forces sont introduites dans des parties de structure non prévues initialement à cet effet. Ainsi que l'explique Matt/Hirt, 1992, la totalité de la force  $Q_d$  agissant dans la zone d'introduction des forces doit être considérée comme une action prépondérante lors du dimensionnement de celle-ci :

$$Q_d = \gamma_Q \cdot Q_r = 1,5 \sigma_p \cdot A_p$$

avec  $\sigma_p = 0,75 f_{tk}$  (SIA 162, chiffre 5 41 1), on obtient :

$$Q_d = 1,5 \cdot 0,75 \cdot f_{tk} \cdot A_p = 1,125 P_{tk}$$

où  $P_{tk}$  est la force ultime nominale de l'acier de précontrainte.

Avec ces vérifications, on peut garantir une ductilité suffisante de la structure (fortes déformations annonciatrices avant la rupture de l'acier de précontrainte), sans rupture fragile des zones d'ancrage.

### 8.3.5 Pertes dues au frottement

Par analogie à la précontrainte traditionnelle avec adhérence, on peut calculer les pertes dues au frottement de câbles extérieurs déviés avec la formule suivante :

$$P_{(x)} = P_0 \cdot e^{-\mu (\alpha_x + \Delta\alpha \cdot x)}$$

La partie  $\mu \cdot \Delta\alpha \cdot x$ , due à la déviation involontaire, est généralement négligée, puisque les câbles de précontrainte sont rectilignes entre deux bossages de déviation. On obtient alors la formule simplifiée suivante :

$$P_{(x)} = P_0 \cdot e^{-\mu \cdot \alpha_x}$$

Les valeurs du coefficient de frottement  $\mu$  présentées dans le tableau de la figure 8.15 sont basées sur des résultats d'essais et sur l'expérience.

Coefficients de frottement $\mu$ moyens	Torons	Fils étirés
- non graissé sur un déviateur en acier	0,25	0,22
- graissé sur un déviateur en acier	0,18	0,16
- non graissé dans une gaine plastique sur un déviateur	0,14	0,12
- graissé, monotorons dans une gaine plastique sur un déviateur	0,06	

Figure 8.15: Coefficients de frottement  $\mu$  moyens pour des torons et des fils étirés avec différentes exécutions de déviateurs.



## 8.4 Indications constructives

### 8.4.1 Disposition des câbles de précontrainte

Suivant les données du problème, les câbles de précontrainte longitudinaux des poutres, dans la construction de pont et de bâtiment, peuvent avoir un tracé rectiligne ou polygonal. La figure 8.16 présente quelques cas typiques. Si le tracé des câbles est extérieur au gabarit de la structure, il faut se poser la question de savoir si les câbles n'encourent de ce fait pas un risque particulier (par exemple choc de véhicules).

Les bossages de déviation seront soigneusement conçus ; ceci vaut particulièrement lorsque les points de déviation des câbles doivent se situer dans une

zone extérieure à la section. Des réflexions d'ordre économique jouent un rôle important dans la décision quant au choix d'un tracé rectiligne ou polygonal des câbles. On constate souvent, dans ce cas, qu'un tracé rectiligne se révèle la solution optimale, du fait des coûts élevés inhérents aux bossages de déviation.

Les figures 8.17 et 8.18 présentent schématiquement des possibilités d'amélioration du comportement au cisaillement au moyen d'une précontrainte verticale ou inclinée (généralement au moyen de barres précontraintes). Dans le cas de câbles inclinés, on prêtera une attention particulière à la trajectoire des forces ainsi qu'à leur diffusion dans la zone d'appui (équilibre, empêchement d'une formation de fissures.)

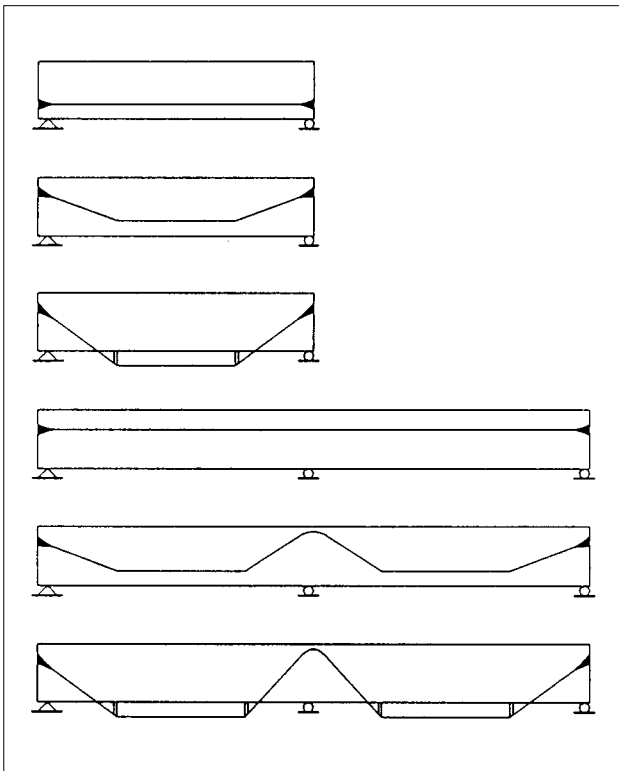


Figure 8.16: Dispositions possibles des câbles dans le sens longitudinal de la poutre.

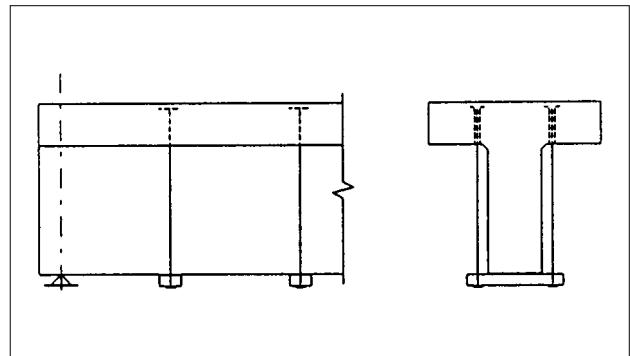


Figure 8.17: Renforcement au cisaillement au moyen de câbles verticaux.

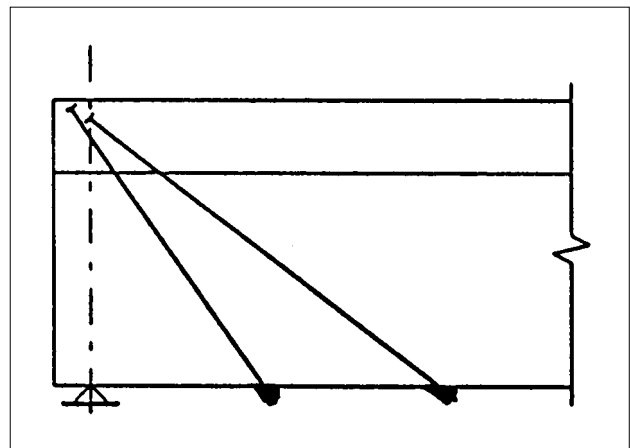


Figure 8.18: Renforcement au cisaillement au moyen de câbles inclinés.

## 8.4.2 Conception des zones d'ancrage

Il faut prêter une attention suffisante à une conception correcte des zones d'ancrage. La figure 8.19 présente différentes possibilités d'introduction des forces d'ancrages de câbles extérieurs dans une section en caisson existante d'un pont.

## • Figure 8.19 a :

L'ancrage des câbles extérieurs à l'arrière de la zone existante d'appui exige une modification de la zone de culée. Un espace suffisant pour la mise en tension et la surveillance ultérieure des câbles est ainsi créé. Le report des forces sur la structure existante s'effectue essentiellement en compression et, de ce fait, relativement sans problème.

## • Figure 8.19 b :

Les forces de précontrainte sont introduites dans les âmes au moyen de consoles ou bossages en béton ou en acier. L'état de la structure existante est généralement déterminant pour le dimensionnement. L'introduction de la force peut être modélisée à l'aide d'un treillis dans lequel le flux des forces doit se conformer à la théorie de l'élasticité. Si un nouveau béton est à lier avec un ancien béton, le béton existant doit être rendu rugueux, par exemple en utilisant un jet d'eau sous haute pression, de telle sorte que les grains soient mis à nu. Des diagonales comprimées avec une inclinaison jusqu'à 60° par rapport au joint peuvent ainsi être transmises (coefficient de frottement  $\mu = 1,73$ ), ce qui est équivalent à un béton monolithique. Si des bossages préfabriqués en béton sont utilisés (joint sec), le glissement commence lorsque  $\mu = 0,70$  (= 35°). La figure 8.20 présente des possibilités de transmission des forces de traction au béton existant, parmi lesquelles seules quelques-unes peuvent avoir une fonction porteuse (a, b, d, e). De la géotechnique et de la construction de tunnels nous sont connus des types d'ancrage qui peuvent se prêter aussi à l'ancrage de forces de traction dans une construction en béton. La figure 8.21 présente quelques caractéristiques essentielles de tels ancrages. Des indications relatives à la durabilité respectivement à la protection contre la corrosion font défaut. Lors du choix, il faut en particulier encore prendre en compte le fait que les forces de traction doivent pouvoir le plus possible être transmises à l'endroit désiré et sans qu'il y ait glissement. Des barres de traction précontraintes s'y prêtent ainsi au mieux. Elles doivent, le cas échéant, être retendues à plusieurs reprises pour réduire au minimum les pertes de tension.

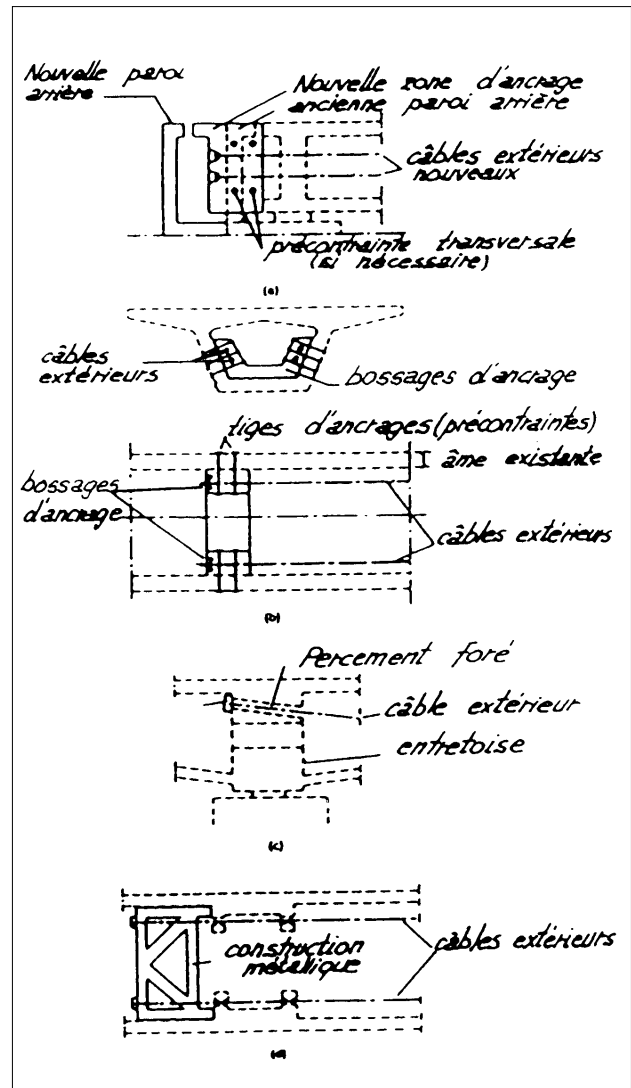


Figure 8.19: Formes possibles de zones d'ancrage (FIP, 1991):

- a) à l'extrémité de la poutre (culée);
- b) en travée au moyen de nouveaux bossages;
- c) à l'endroit de l'entretoise sur un appui intermédiaire;
- d) idem c) mais avec une construction en acier pour répartir les forces.

## • Figure 8.19 c et d :

L'introduction des forces de précontrainte à l'endroit d'un appui intermédiaire s'effectue sur les entretoises existantes. Les passages pour les câbles sont réalisés au moyen de forages. Si l'entretoise existante n'est pas en mesure de reprendre les forces, une construction métallique complémentaire peut être mise en place (d).

Il est important de remarquer ici qu'il faut évaluer soigneusement ce que la construction existante est capable de supporter dans les zones d'ancrage. Il faut ensuite vérifier non seulement l'introduction locale de la force mais encore sa diffusion dans toute la structure porteuse existante.

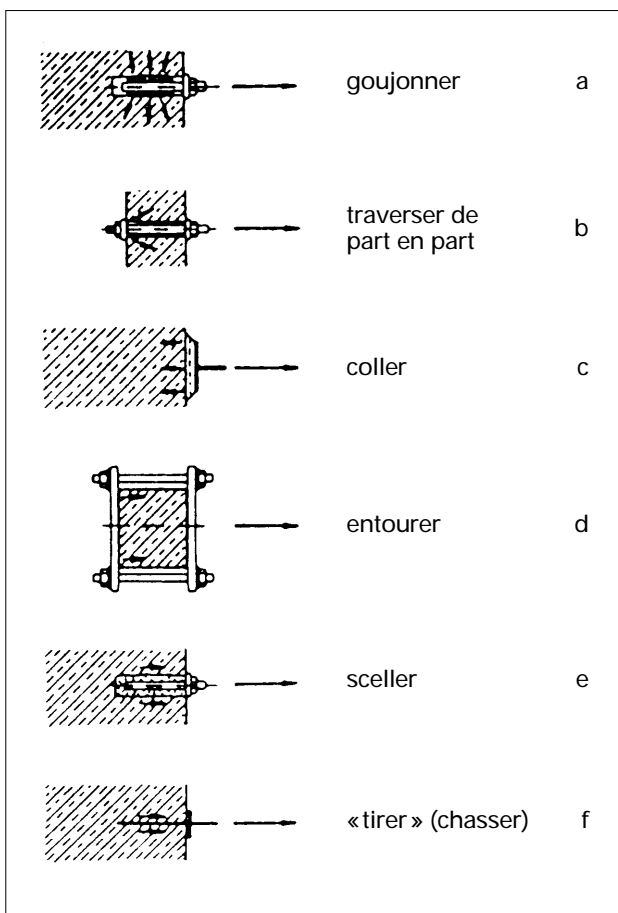


Figure 8.20: Possibilités de transmission de forces de traction au béton existant (Jungwirth et al. 1986); seuls a, b, d, et e peuvent entrer en ligne de compte pour assurer une portance statique.

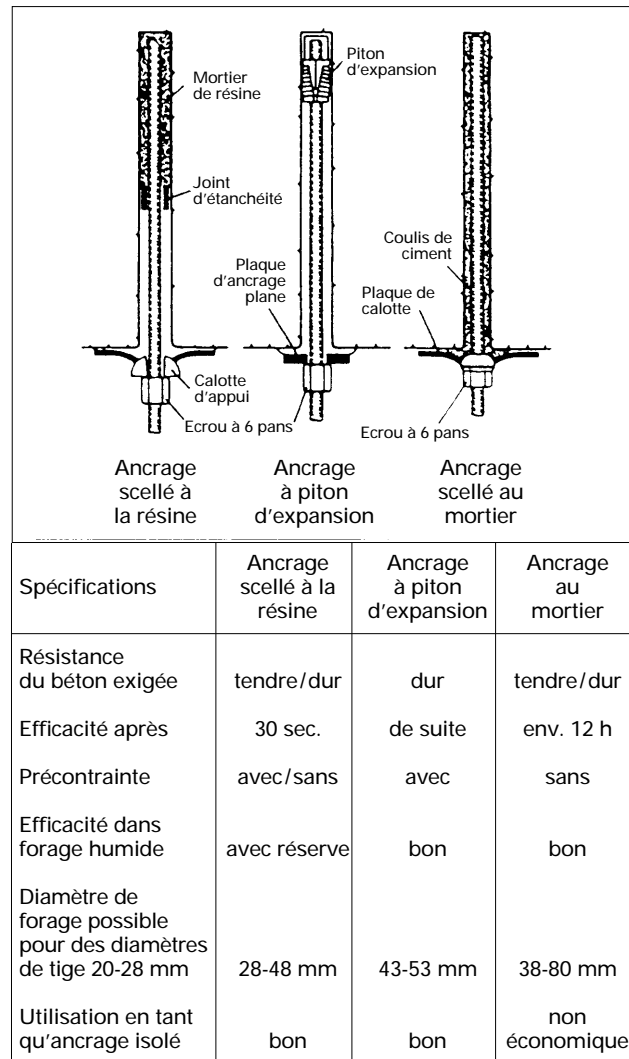


Figure 8.21: Report de forces de traction sur le béton existant au moyen d'ancrages (Jungwirth et al. 1986).

Remarques:

- Des mesures complémentaires sont à prendre pour assurer la durabilité et, respectivement, la protection contre la corrosion.
- Mode et localisation de l'introduction de la force dans le béton: à déterminer en fonction des données du problème. Une tige précontrainte qui traverse de part en part constitue souvent la seule solution correcte (voir figure 8.20b).

Les figures 8.22 et 8.23 représentent des exemples d'exécution de renforcements au moyen de câbles extérieurs.

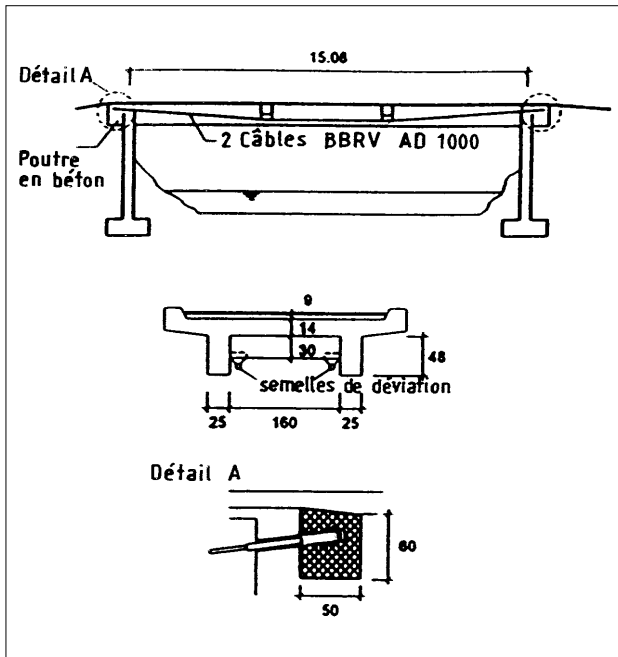


Figure 8.22: Forme de la zone d'ancrage à l'exemple du pont sur la Muota, Suisse (Müller, 1992).

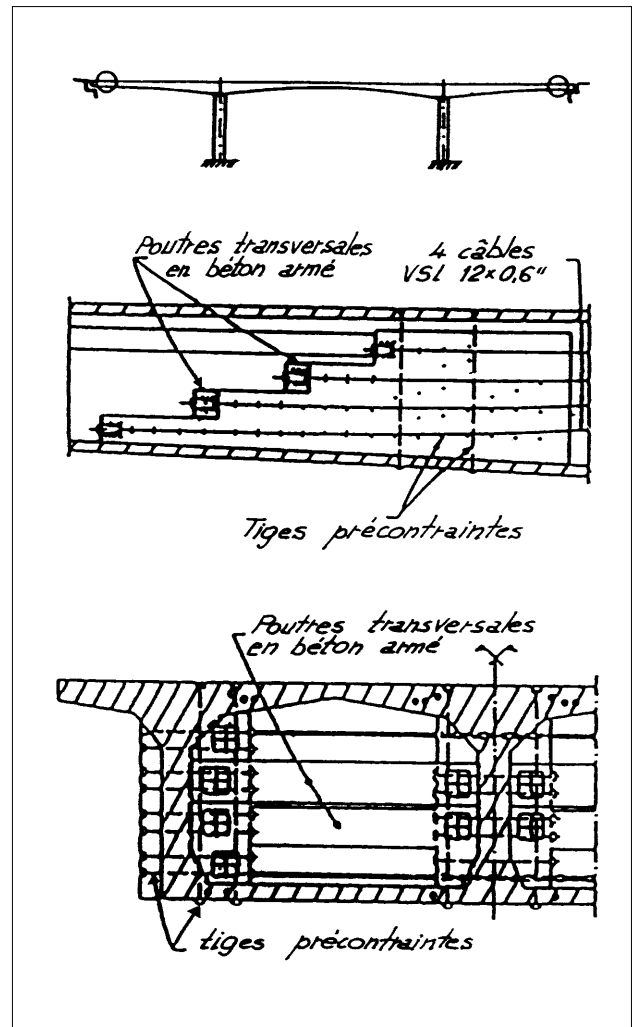


Figure 8.23: Forme de la zone d'ancrage à l'exemple du viaduc los Chorros (Zahn/Voumard, 1992).

Remarque: pour obtenir une introduction sans heurt de la force, les ancrages individuels sont échelonnés. Des entretoises en béton armé ont dû être introduites pour assurer la reprise de la sollicitation due aux excentricités des câbles par rapport aux axes des âmes.

### 8.4.3 Conception des zones de déviation

Les zones de déviation doivent également être réalisés avec le plus grand soin. En général, les câbles sont placés, localement, dans des tubes métalliques coudés (figure 8.24). La figure 8.25 indique les rayons minimaux à respecter.

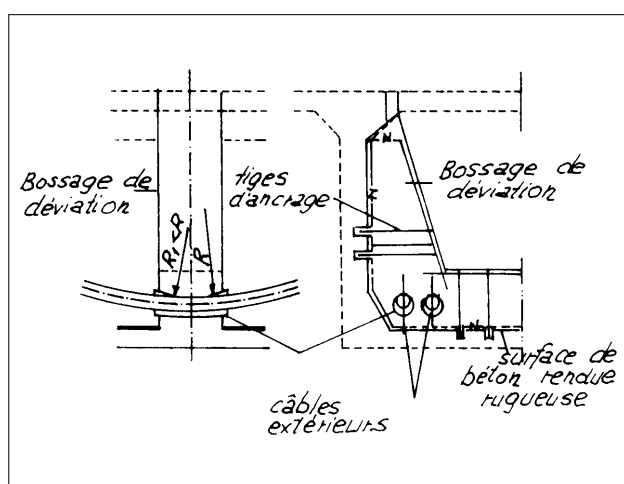


Figure 8.24: Zone de déviation – introduction des forces au moyen d'une construction en béton armé (FIP, 1991).

Grandeur du câble (Données pour torons)	Rayon minimal R[m]
19Ø13 mm ou 12Ø15 mm	2,5
31Ø13 mm ou 19Ø15 mm	3,0
55Ø13 mm ou 37Ø15 mm	5,0

Figure 8.25: Rayons minimaux des câbles à l'endroit des déviations (pour des fils de précontraintes ayant une force de rupture identique, les valeurs à prendre en compte sont les mêmes).

L'introduction des forces dans la structure existante peut-être réalisée au moyen d'une construction en béton (voir figure 8.24) ou en acier (voir figure 8.26). Selon l'ENV 1992-1-5, les tubes métalliques coudés sont à dimensionner et à réaliser comme suit:

- Les forces radiales et tangentielles doivent pouvoir être transmises.
- A l'endroit de l'entrée des câbles, respectivement de leur sortie, aucune modification angulaire locale qui serait inadmissible ne doit se produire; la limite supérieure en est fixée à 0,02 rad.

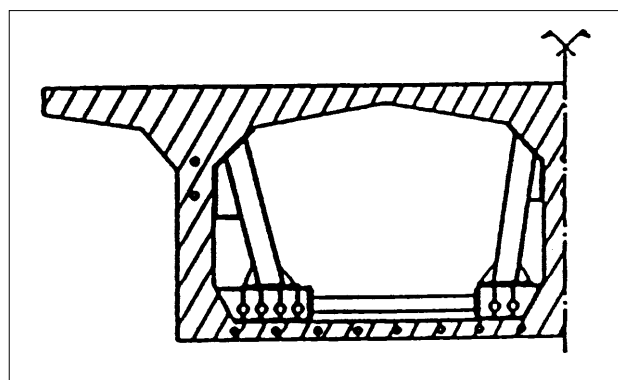


Figure 8.26: Zone de déviation – introduction des forces au moyen d'une construction en acier (Zahn/Voumard, 1992).

La figure 8.27 montre différentes conceptions de la liaison entre le tube métallique coudé et le câble de précontrainte. D'autres combinaisons sont possibles. Ainsi, une liaison par adhérence du câble peut être réalisée sur piles en utilisant deux tubes s'emboîtant l'un dans l'autre et en injectant le câble avec un coulis de ciment. Le remplacement demeure cependant possible. Les tubes seront liés entre eux de manière adéquate pour permettre la reprise de l'augmentation des forces à l'état de rupture (attention aux diamètres différents des tubes adoptés en vue du montage et des tolérances de courbure).

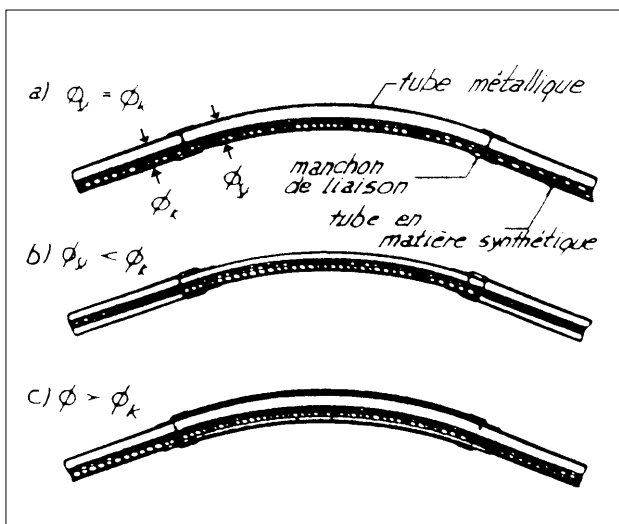


Figure 8.27: Formes possibles pour la liaison entre le tube métallique coudé et le câble. Le type 1 est généralement utilisé dans les cas a) et b) et le type 2 dans le cas c) (figure 8.28).

#### 8.4.4 Exigences relatives aux câbles de précontrainte extérieurs

Au fil des années, les entreprises de précontrainte ont développé une foule de solutions, en s'efforçant par ailleurs de satisfaire aux exigences, croissantes dans le même temps, des maîtres de l'ouvrage.

Comme mentionné au chapitre 8.2, le projeteur doit décider dès le début si :

- les câbles doivent être réglables en ce qui concerne la force de précontrainte et, si c'est la cas, dans quelles limites ;
- les câbles doivent être remplaçables ; dans ce domaine, plusieurs solutions sont connues, solutions qui se distinguent par exemple en fonction du volume de travail requis ;
- les câbles doivent être contrôlables en ce qui concerne la force de précontrainte et l'efficacité de la protection contre la corrosion.

La conception des ancrages et des bossages de déviation doit être telle que les exigences posées soient respectées. Pour ce qui concerne les ancrages, cela signifie que ces derniers sont généralement différents des ancrages prévus dans le cas d'une précontrainte avec adhérence.

Les gaines utilisées sont habituellement réalisées à partir de polyéthylène. On a déjà également fait usage de tubes métalliques. Dans ce dernier cas, il faudra penser au fait que des liaisons par soudure sont interdites à proximité d'un acier de précontrainte.

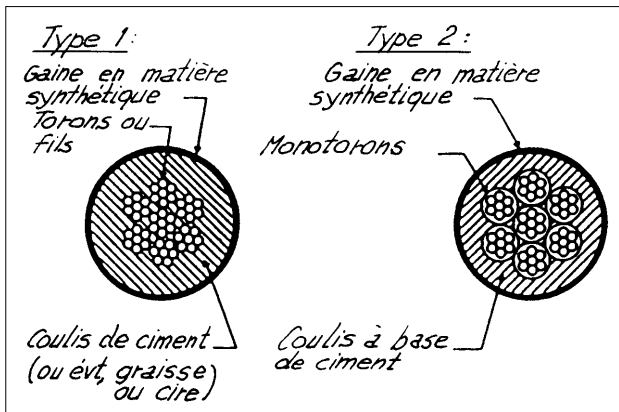


Figure 8.28: Forme de la section de câbles extérieurs (VSL, 1988).

La figure 8.28 montre les formes habituelles de la section de câbles extérieurs de précontrainte. Les types 1 et 2 se différencient principalement par le fait que le type 2 offre un barrage supplémentaire de protection contre la corrosion et que les pertes dues au frottement sont inférieures. De plus, la force de précontrainte peut faire l'objet de réglages.

Selon les critères de décision retenus se pose la question de savoir quel type de câbles est à choisir pour un projet donné. En plus des aspects de caractère économique et de technique d'exécution, les indications suivantes peuvent être utiles :

- Il apparaît opportun de partir des actions provenant de l'environnement des câbles et de leur exposition. Les classes d'environnement selon le tableau 4.1, SIA V 162 001, peuvent servir de base.
- Les câbles du type 2 entrent en ligne de compte s'il est indispensable de pouvoir régler les forces de précontrainte au cours de la durée de vie de la structure. Il est cependant possible d'utiliser, pour les câbles du type 1, de la graisse ou de la cire en lieu et place du ciment. Pour ce type d'utilisation dans laquelle les volumes à remplir sont relativement importants, la solution précitée présente toutefois des inconvénients: coût élevé, manipulation compliquée, variations de volume en cas de changements de température. Les ancrages doivent eux aussi être conçus de telle sorte que la régulation des forces de précontrainte soit possible.

	Câble type 1	Câble type 2
Cl. environnement		
- Classe 1	●	
- Classe 2	●	
- Classe 3		●
- Classe 5		●
Réglage de la force de précontrainte:		
- non	●	
- oui		●
Frottement:		
- câble court et petites déviations	●	
- câble long et grandes déviations		●

Figure 8.29: Critères techniques pour le choix du type de câble. Classes d'environnement selon le tableau 4.9 SIA V 162.001.

- Selon les types, les coefficients de frottement varient très fortement, comme cela a été montré dans la figure 8.15. Les pertes dues au frottement sont ainsi beaucoup plus petites pour les câbles du type 2, ce qui peut être un critère de décision dans le cas de longs câbles avec des déviations.

La figure 8.29 présente les critères techniques des types de câbles et formule des propositions de choix.

L'efficacité de la protection contre la corrosion peut être contrôlée, par exemple au moyen d'une mesure de la résistance électrique. Pour qu'une surveillance permanente soit possible, il faut que, en plus de l'utilisation de gaines en matière plastique et de la réalisation d'une barrière primaire contre la corrosion, les ancrages soient aussi isolés par rapport au reste de l'ouvrage (figure 8.30). Dans la pratique existent déjà aujourd'hui des solutions qui ont été appliquées avec succès (SIA DO57, 1990).

De plus, il faut penser que les câbles extérieurs sont exposés à des risques particuliers tels le feu, le rayonnement UV et le choc. Des mesures adéquates sont à prévoir si de tels risques sont à redouter.

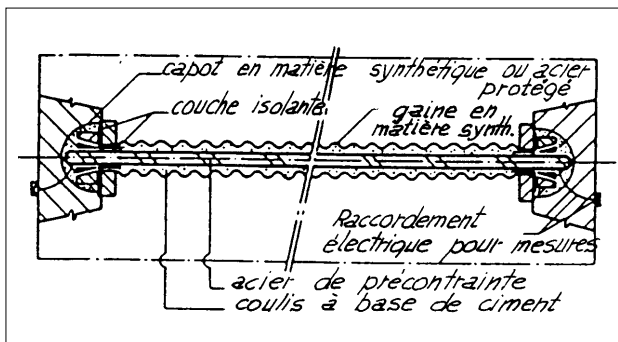


Figure 8.30: Principe d'un câble isolé électriquement de manière permanente (Matt, 1990).

## 8.5 Mise en soumission

Le renforcement d'une structure porteuse existante au moyen de câbles extérieurs peut comprendre les principaux travaux suivants :

- Réalisation des zones d'ancrages et des bossages de déviation (par exemple travaux de piquage, perçages, repiquage des surfaces de béton, goujonages, travaux de soudure, coffrage, ferrillage, bétonnage).
- Fourniture, mise en place, mise en précontrainte et injection des câbles extérieurs, conformément aux caractéristiques exigées dans le cadre du projet.

Pour ce qui concerne les câbles extérieurs, le CAN ne se prête qu'à titre de fil conducteur. Il est conseillé de ne fixer que les exigences essentielles, respectivement que les critères de prestations. L'entreprise de précontrainte doit, entre autre, fournir avec son offre les indications suivantes :

- la description technique du système avec les principales données caractéristiques ;
- le type de protection contre la corrosion ;
- la méthode de mise en œuvre (y compris les indications sur les tolérances de pose à respecter) ;
- le genre et l'étendue des contrôles de qualité.

Les données fournies seront analysées par le projecteur. Consécutivement au choix du système, le genre et l'étendue des contrôles de qualité seront inventoriés dans le plan de contrôle.



## 8.6 Exécution

La réalisation des *zones d'ancrages*, des *zones de déviation* et de *retenue*, exige savoir-faire et soin de la part de l'entreprise chargée de l'exécution ainsi que de la direction des travaux. Il est en particulier important que soit clairement déterminé ce qui est du devoir de l'entreprise pilote et ce qui est de la compétence de l'entreprise chargée de la précontrainte (par exemple en ce qui concerne les tolérances).

On peut distinguer, dans la *fabrication* et la *mise en place d'un câble extérieur*, entre les méthodes suivantes :

- câbles confectionnés en usine, enroulés sur bobines, déroulés sur le chantier et placés dans leur position définitive ;
- installation des gaines vides et, ensuite, enfilage des faisceaux de fils ou de torons ou poussage individuel des torons.

En fonction des conditions existantes, l'une ou l'autre des méthodes peut s'avérer correcte.

En ce qui concerne les *travaux de mise en tension*, il n'y a rien de particulier à mentionner ici. Dans de nombreux cas cependant, l'espace restreint à disposition pour le personnel et les presses peut être source de problèmes. L'expérience montre qu'il vaut la peine de se créer une place suffisante.

Une exécution dans les règles de l'art de l'*injection des câbles* revêt une grande importance pour ce qui concerne la durabilité. Si l'on utilise pour l'injection une suspension à base de ciment, il faut tenir compte à la fois des exigences des normes SIA 162 et 162/1 et des nouvelles connaissances (Matt, 1990 ; FIP, 1990). Une connaissance technique particulière est indispensable si l'on utilise de la graisse ou de la cire en tant que coulis d'injection. Mentionnons aussi que, pour un câble extérieur, les gaines sont complètement soumises à la pression d'injection. On l'appliquera et la tiendra donc sous contrôle, de telle sorte que les gaines ne soient ni trop sollicitées ni complètement détruites durant l'injection.

La réalisation de la protection contre la corrosion dans la zone d'ancrage relève des *travaux de finition*. Elle consiste généralement en un capuchon de couverture ainsi qu'une protection de la tête d'ancrage et, éventuellement, de la zone située à l'arrière de la plaque d'ancrage.

## Bibliographie du chapitre 8

- Eibl, J. et al. :  
Zur numerischen Ermittlung der Vorspannkraft bei Vorspannung ohne Verbund, Bauingenieur 65, S. 227-233, 1990.
- FIP :  
Guide to good practice: Grouting of tendons in prestressed concrete, Thomas Telford Ltd, 1990.
- FIP :  
Guide to good practice: Repair and Strengthening of concrete structures, Thomas Telford Ltd., London, 1991.
- Gauvreau, D.P. :  
Ultimate Limit State of Concrete Girders Prestressed with Unbonded Tendons, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Bericht Nr. 198, Birkhäuser Verlag Basel, Januar 1993.
- Heer, K. :  
Unterspannung von Betonträgern der Ad. Schulthess+Co AG, Wolfhausen, StahlTon Informationen, Nr. 35, S. 17-19, Juni 1989.
- Jungwirth et al. :  
Dauerhafte Betonbauwerke, Beton-Verlag, Düsseldorf, 1986.
- Lüpold, K. :  
Rekonstruktion der Reussbrücke Wassen, StahlTon Informationen, Nr. 34, S. 8-11, Nov. 1988.
- Matt, P. :  
Qualitätsgesicherte und überwachbare Spannsysteme im Brückenbau, Bericht Nr. 192, Forschungsauftrag Nr. 81/89, Bundesamt für Strassenbau, 1990.
- Matt, P. und Hirt, M.A. :  
Einwirkungen auf Tragwerke – Technische Fragen und Antworten zur Norm SIA160, Schweizer Ingenieur und Architekt, Nr. 40/92, S. 745-753, 1989.
- Menn, C. :  
Brückenträger mit Unterspannung, Schweizer Ingenieur und Architekt, Heft 9, S. 200-204, 1987.
- Menn, C. :  
Versuche an einem Spannbetonträger mit Vorspannung ohne Verbund, Heft 46, S. 1323-1327, 1990.
- Moretti, H. :  
Rekonstruktion der Reussbrücke Wassen – Projektierung, Schweizer Ingenieur und Architekt, Heft 25, S. 688-697 (im gleichen Heft sind dazu weitere Aufsätze vorhanden), 1989.
- Müller, H.R. :  
Strengthening by prestressing, Proceedings, FIP Symposium Budapest, Volume 1, pp. 293 - 302, 1992.
- Müller, Th. :  
Umbau der Strassenbrücke über die Aare in Aarwangen, Schweizerische Bauzeitung, Heft 11, S. 199-203, 1969.
- Ritz, P. :  
Biegeverhalten von Platten mit Vorspannung ohne Verbund, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Bericht Nr. 80, Birkhäuser Verlag Basel und Stuttgart, Mai 1978.
- SIA :  
Documentation SIA DO57. Corrosion et protection contre la corrosion. 1990.
- Virlogeux, M. :  
La précontrainte extérieure, Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics (ITBTP), N° 420, décembre 1983.
- VSL International Ltd :  
External Post-Tensioning, April 1988.
- Weder, A., Heer, K. :  
Sanierung Vorfaulturm ARA Alpnach, StahlTon Informationen, Nr. 32, S. 19-21, Nov. 1987.

Wittfoht, H:

Betrachtungen zur Theorie und Anwendung der Vorspannung im Massivbrückenbau, Beton- und Stahlbetonbau, Heft 4, S. 78-86, 1981.

Zahn, F.A., Voumard J.M. :

The use of external post-tensioning in bridge rehabilitation, Proceedings of the 3rd International Workshop on Bridge Rehabilitation in Darmstadt, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1992.

Zimmermann, J. :

Tragverhalten und Systemtragfähigkeit von Trägern mit Vorspannung ohne Verbund, Dissertation, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, 1985.

## 9. Renforcement du sol de fondation

---

9.1	Avant-propos	135
-----	--------------	-----

---

9.2	Situation de départ	136
9.2.1	Motif d'un renforcement	136
9.2.2	Analyse de l'état de la structure porteuse	137
9.2.3	Connaissances préliminaires	138

---

9.3	Le sol de fondation	139
9.3.1	Hypothèse générale	139
9.3.2	Analyse du comportement du sol de fondation	139
9.3.3	Valeurs de la résistance au cisaillement	140
9.3.4	Conclusion	141

---

9.4	Moyens de renforcement	142
9.4.1	Avant-propos	142
9.4.2	Classification générale	142
9.4.3	Reprises en sous-œuvre	143
9.4.4	Micropieux	144
9.4.5	Les pieux poussés	145
9.4.6	Pieux de clouage	146
9.4.7	Ancrages en terrain meuble et en rocher	147
9.4.8	Clouages	148
9.4.9	Injections	149
9.4.10	Jetting	151

---

9.5	Choix du système	152
9.5.1	Hypothèses	152
9.5.2	Critères de décision	152
9.5.3	Considérations coûts-avantages (profits)	153
9.5.4	Moyens: méthode d'observation	154

---

9.6	Calcul et dimensionnement	157
9.6.1	Avant-propos	157
9.6.2	Précisions	157
9.6.3	Méthodologie du dimensionnement	158
9.6.4	Recommandation pour le dimensionnement	160

---

9.7	Remarque finale	163
-----	-----------------	-----

---

	Bibliographie du chapitre 9	164
--	-----------------------------	-----

---

# 9. Renforcement du sol de fondation

## 9.1 Avant-propos

Le mode de traitement du thème « Renforcement du sol de fondation » diffère dans sa forme comme dans son contenu de la structure homogène des chapitres qui la précèdent. Ce choix a ses raisons. Le sol de fondation en tant que structure porteuse, et le terrain en tant que matériau, ne peuvent être mis sur le même pied que les types classiques de constructions tels qu'acier, béton ou bois. La principale différence est la suivante : le sol n'est en général pas un produit qui peut être fabriqué industriellement, selon des recettes éprouvées, et avec une qualité standardisée. En conséquence, par rapport aux autres modes de construction, la prise en compte du terrain en tant que matériau ou du sol de fondation en tant que structure porteuse obéit à d'autres règles.

Il existe encore une raison supplémentaire pour conférer une forme différente au présent chapitre. Le thème général « Renforcement du sol de fondation » regroupe un cercle très large de thèmes particuliers. Il s'étend, par exemple, de la pure modification du sol de fondation par un traitement chimique ou physique jusqu'à la mise en œuvre de pieux et d'ancrages destinés à l'amélioration de la portance d'ouvrages de fondation.

Parmi l'abondance d'informations dont il faudrait faire rapport, en relation avec des mesures de renforcement du sol de fondation, la présente contribution se limite à l'essentiel et aux généralités propres à toute mesure de renforcement du sol de fondation. L'accent principal est mis sur la systématique dans l'analyse et dans la résolution des problèmes de construction posés. Sans sortir du cadre fixé, il est absolument impossible dans ce contexte de traiter à fond et de manière analogue aux chapitres précédents les différents systèmes de renforcement.



Figure 9.1

## 9.2 Situation de départ

### 9.2.1 Motif d'un renforcement

Il y a essentiellement deux raisons qui, sous un point de vue technique, peuvent nécessiter le renforcement d'une structure porteuse :

- *Cas A :*  
L'ouvrage présente, au moment considéré, une qualité insuffisante.
- *Cas B :*  
La qualité de l'ouvrage est influencée négativement par un changement d'affectation ou par une modification du système porteur.

Le terme utilisé de « qualité » peut se référer à la sécurité structurale, à l'aptitude au service ou à la durabilité. Les influences susceptibles d'affecter la qualité peuvent provenir de modifications sur le plan des actions (par exemple changements d'affectation) comme sur celui de la résistance (par exemple modifications du système porteur).

Dans le cas A, le motif d'un renforcement est presque toujours une portance insuffisante, ou une déformation, du sol de fondation. Il est plus rarement dû à une insuffisance de la portance propre des éléments porteurs (fondations, pieux, ancrages, clouages, etc.). Dans le cas B, la cause première réside dans des actions extérieures ou dans une intervention sur le système porteur. Plus rarement,

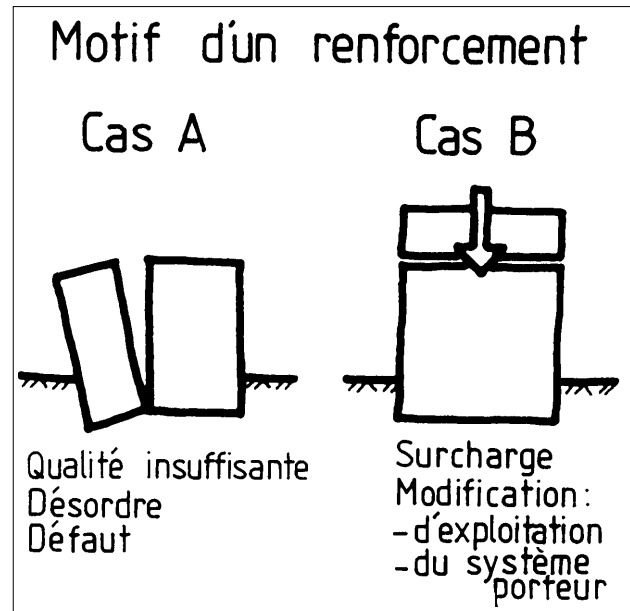


Figure 9.2

si tant est, elle est à rechercher dans une capacité portante trop limitée au sol de fondation.

Le motif qui nécessite un renforcement d'une structure porteuse est toujours important pour le choix et le dimensionnement de la mesure de renforcement. Ceci est tout particulièrement valable pour les renforcements du sol de fondation.

9.2.2 Analyse de l'état de la structure porteuse

Alors que, dans le cas A, un constat et une analyse de l'état de la structure porteuse ainsi qu'une clarification du comportement de la structure fournissent toujours aussi une indication quant aux limites de la capacité portante de cette structure, il en est rarement de même dans le cas B. Lorsqu'un ouvrage présente des dommages, on peut ainsi par exemple tirer des conclusions sur le mécanisme de formation des dégâts ainsi que sur la localisation et l'importance des faiblesses structurales à partir d'un relevé des fissures (image, largeur et augmentation des fissures). En vue de l'assainissement respectivement du renforcement de la structure porteuse, l'examen des dégâts permet d'obtenir des indications précises sur le comportement et les limites de la portance d'une fondation.

Les conditions sont tout à fait différentes dans le cas d'un bâtiment intact qui doit être renforcé, selon le cas B, pour des raisons d'un changement prévu de l'affectation. On sait certes que les fondations sont suffisantes dans l'état existant mais on ne connaît les limites de la capacité portante en général que sur la base de considérations d'ordre théorique. Des décisions sur l'étendue et le degré des renforcements sont, dans le cas d'un bâtiment intact (cas B), fréquemment plus difficiles à prendre que dans le cas d'un bâtiment déjà endommagé (cas A). Exprimé de manière simplifiée: dans le cas A, les renforcements peuvent être déterminés sur la base de l'examen du comportement de la structure porteuse alors que, dans le cas B, ils doivent être dimensionnés sur la base de calculs statiques.


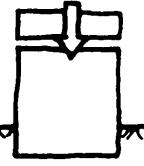
Caractéristiques d'un dimensionnement		
	Cas A	Cas B
Critères :		
Mécanisme des insuffisances	connu	inconnu
Comportement structurel	déductible	prévisible
Capacité portante limite	définie	à apprécier
Bases d'un dimensionnement	éprouvées	à définir

Figure 9.3

### 9.2.3 Connaissances préliminaires

La mise en place de mesures de renforcement du sol de fondation présuppose idéalement la connaissance des données de base suivantes, spécifiques à l'objet :

- Objectif du renforcement : quel niveau de qualité doit-on atteindre ?
- Type de construction et mode de portance de la structure à renforcer.
- Connaissance de la surcharge durant la durée d'utilisation restante projetée.
- Sollicitation à laquelle est soumise la structure sous la surcharge effective.
- Constitution du sol de fondation, en particulier la disposition des couches qui la composent ainsi que les propriétés géotechniques.
- Mode de portance du sol de fondation, y compris la connaissance du processus de déformation en fonction de la charge et du temps.
- Liste des raisons qui nécessitent les mesures de renforcement du sol de fondation.

Une clarification précise des conditions limites et des données de base est une hypothèse incontournable pour une bonne résolution du problème posé.

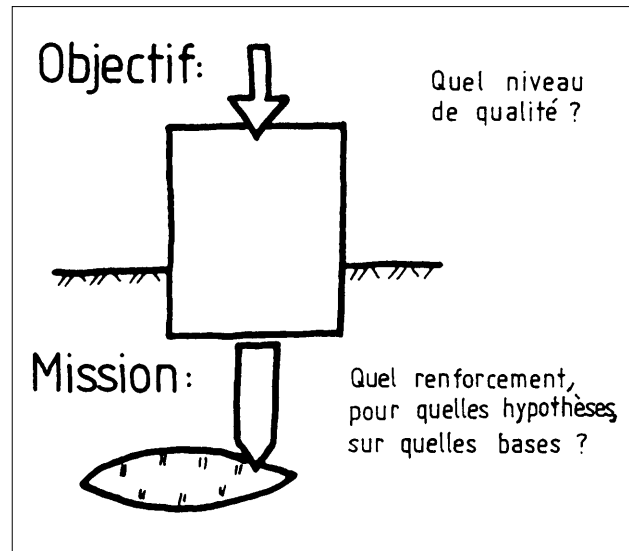


Figure 9.4



## 9.3 Le sol de fondation

### 9.3.1 Hypothèse générale

Une connaissance, adaptée au problème, de la constitution du sol de fondation et de son comportement, y compris des conditions hydrogéologiques, est indispensable pour la conception, le projet et l'exécution des mesures de renforcement de ce sol de fondation. Alors que les principales données relatives à sa constitution peuvent être connues de manière relativement fiable au moyen d'une reconnaissance du sol, la connaissance précise du comportement du sol de fondation en relation avec l'ouvrage se heurte à des difficultés considérables. Il faut cependant toujours non seulement considérer la problématique des états limites mais avoir une connaissance ou au moins une représentation adéquate du comportement global du système ouvrage-sol de fondation.

### 9.3.2 Analyse du comportement du sol de fondation

Pour des ouvrages qui présentent déjà des défauts et dégâts bien définis (type A), on peut tirer des conclusions quant à l'interaction du système complet ouvrage-sol de fondation à partir de l'image des dégâts et du comportement des tassements. Par conséquent, il est très important, pour de tels ouvrages, de pouvoir reconnaître et mesurer rapidement les signes particuliers tels que tassements, déplacements, augmentations de la fissuration. De tels constats devraient toujours être accompagnés d'une description, la plus précise possible, des circonstances ayant causé les tassements (charges, remblais, déblais, niveaux de l'eau, etc.). Si des mesures s'étendant sur une période aussi longue que possible sont souhaitables pour établir un pronostic fiable, une affirmation basée sur quelques mesures, même en petit nombre, est toujours meilleure que si aucune mesure n'est disponible. A l'aide de la connaissance de la géotechnique et en se basant sur :

- la description du sol de fondation,
- l'état de l'ouvrage,
- le processus de déformation,

on peut déjà tirer des conclusions, souvent très fiables, quant au comportement porteur, son méca-

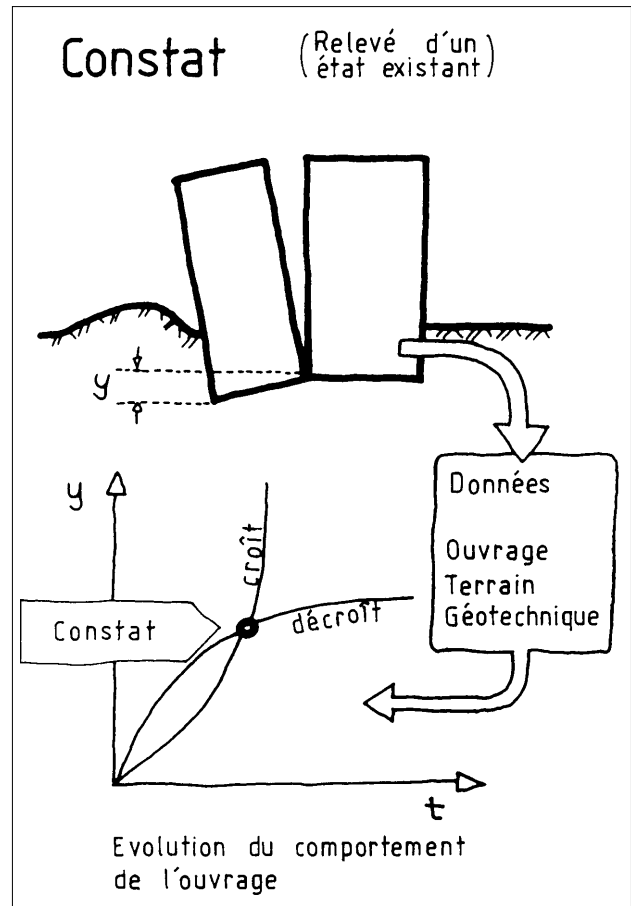


Figure 9.5

nisme ainsi qu'aux caractéristiques déterminantes qui le décrivent. Il faudra déterminer de manière sûre si le processus observé (comportement de la fissuration, du tassement, etc.) est dégressif, stationnaire ou progressif. Au cours de tous ces examens, on considérera toujours qu'une affirmation basée sur l'observation et des mesures du comportement est toujours supérieure à la même information obtenue sur la base de considération théoriques.

9.3.3 Valeurs de la résistance au cisaillement

En plus de sa déformabilité, il est toujours intéressant de connaître la limite de portance du sol de fondation et du terrain. Cette limite est, en général, caractérisée par le paramètre de résistance au cisaillement, soit par l'angle de frottement interne  $\phi'$  et par la cohésion  $c'$ . La résistance des sols et les valeurs qui lui sont associées dépendent de multiples facteurs tels que sa composition, sa densité, l'état de contrainte, un préchargement, etc. Elles sont, en particulier, également fonction de la vitesse de déformation de la sollicitation au cisaillement et ceci tout spécialement dans le cas de sols cohérents. Bien que cette hypothèse soit souvent effectuée pour des raisons de simplification, les valeurs  $\phi'$  et  $c'$  ne sont de loin pas des constantes du matériau (Gudehus, Leinenkugel, 1978). La donnée rhéologique mentionnée revêt une importance particulière dans le cadre de l'assainissement des phénomènes de glissement et de fluages. La résistance au cisaillement et la vitesse de fluage sont couplées par une loi rhéologique, ce qui est important eu égard aux phénomènes d'apparitions du fluage et au dimensionnement d'un assainissement de versants soumis à ce phénomène. Lorsque la sollicitation au cisaillement augmente, par exemple à cause de la pression du courant due à une modification du niveau d'eau dans le versant, la vitesse de fluage s'élève jusqu'à un nouvel état d'équilibre.

Si, au contraire, la sollicitation au cisaillement diminue, par exemple sous influence de mesures de stabilisation d'un versant (ancrages, goujonages, etc.), la vitesse de fluage se réduit de manière correspondante. La géotechnique moderne fournit des points de repère pour permettre au moins une estimation de l'ordre de grandeur du rapport entre résistance au cisaillement et vitesse de fluage (loi de fluage). Sur cette base, on peut par exemple dimensionner un assainissement de versant (Vollenweider, 1989).

Si l'on peut, à partir d'une évaluation de l'état d'un ouvrage, conclure à un problème de stabilité, il est possible, en admettant un modèle représentatif du terrain et en effectuant un calcul récurrent, de connaître les conditions limites du point de vue de la technologie des matériaux. En admettant que la structure, dans sa globalité, se trouve à un état limite ( $\gamma = 1,0$ ), on peut, au travers d'une considération d'équilibre, en déduire une liste des valeurs déterminantes de dimensionnement pour ce qui

### Résistance au cisaillement du sol

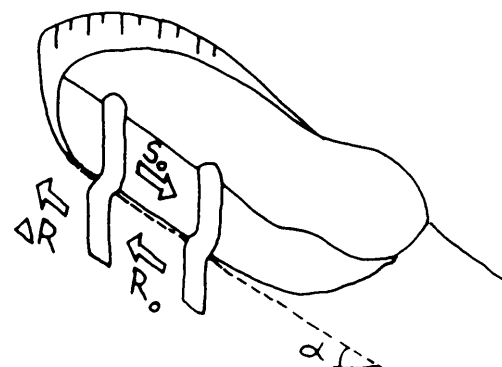
Cas normal  $\tau = \sigma \cdot \text{tg } \phi' + c'$   
 $\phi'$  Angle de frottement  
 $c'$  Cohésion

Cas particulier  $\tau = \tau_0 (1 + \rho_0 \cdot \log \frac{V}{V_0})$   
 $\tau$  Résistance au cisaillement pour une vitesse  $V$   
 $\tau_0$  Résistance au cisaillement pour une vitesse  $V_0$   
 $\rho_0$  Coefficient rhéologique

$\rho_0$  indicatif (sols cohérents) :  
 $\rho_0 = 0,02 - 0,07$   
 $V$  vitesse du fluage

Figure 9.6

### Cas d'un versant sujet au fluage



$$R_0 = S_0 = G_0 \cdot \sin \alpha$$

$$\Delta R = r \cdot R_0$$

$$r = -\rho_0 \cdot \log \frac{V}{V_0}$$

$G_0 =$  Masse en mouvement

Figure 9.7

concerne la stabilité ( $\phi'$ ,  $c'$ ,  $u$ , etc.) et pour lesquelles l'équation d'équilibre considérée est remplie. Il est souvent insignifiant dans ce contexte de savoir si les valeurs qui résultent d'un tel calcul récurrent correspondent ou non avec les valeurs effectives. Dans de nombreux cas, une « considération relative » suffit pour l'étude du renforcement d'une structure porteuse. Il est exigé dans ce cadre, pour la sécurisation de la qualité de l'ouvrage, que la réduction de la sollicitation respectivement l'augmentation de la résistance se montent à un certain pourcentage de la valeur de base de la sollicitation, respectivement de la résistance. Dans ce mode de raisonnement, les erreurs systématiques se compensent dans la prise en compte du modèle de calcul et des variables de base ( $\phi$ ,  $c'$ ,  $u$ , etc.) si bien que le calcul fournit un résultat utilisable même sur la base de valeurs et d'hypothèses partiellement inexactes.

#### 9.3.4 Conclusion

Fondamentalement, on devrait toujours tirer profit de cette particularité qu'un ouvrage, présentant des défauts ou des dégâts, peut toujours être considéré comme un essai à l'échelle 1 : 1. Au travers d'une analyse soignée de l'état et du comportement de la structure, on sera en mesure de fixer les ordres de grandeur déterminants et ceci souvent et de façon meilleure que par tout autre moyen. En géotechnique, on peut citer par exemple: la pression des terres, la pression d'eau, la résistance au cisaillement, la rigidité, le fluage, etc. Dans de nombreux cas, les données de base ainsi obtenues sont bien plus fiables que les valeurs déterminées par d'autres moyens (valeurs empiriques, valeurs tirées de tables, essais de laboratoire, essais sur modèles, etc.). On se trouve toujours dans des conditions optimales pour le dimensionnement d'un renforcement lorsque l'on dispose en même temps de la description du sol, de la connaissance géotechnique, de la connaissance empirique et de l'analyse du comportement de la structure pour définir les variables déterminantes de base ( $\phi'$ ,  $c'$ ,  $u$ , etc.).

### Dimensionnement "à l'envers"

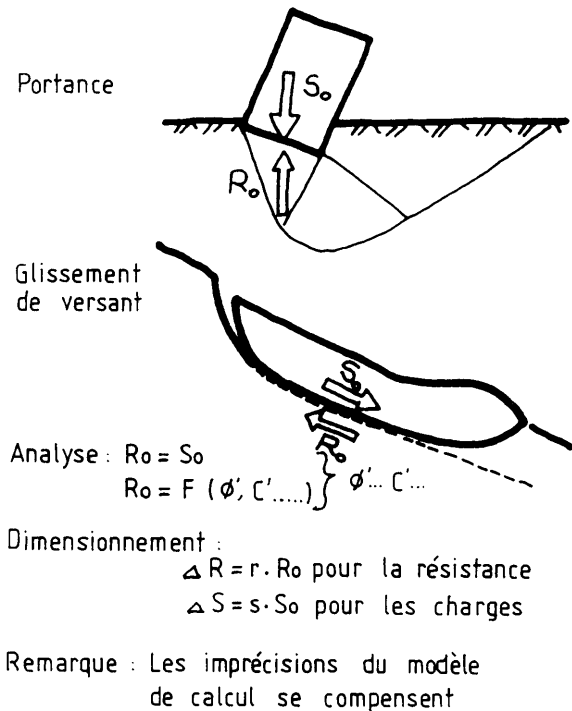
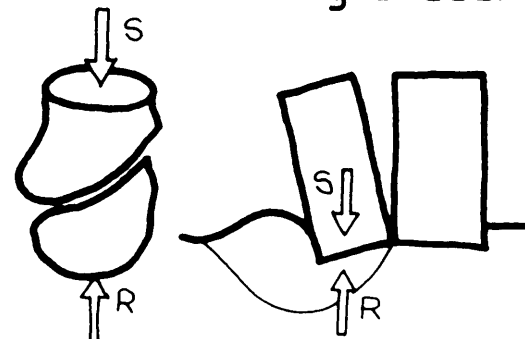


Figure 9.8

### Essais sur modèle et en vraie grandeur



L'essai en vraie grandeur fournit de meilleures données que les essais sur modèle ou de laboratoire

Figure 9.9

## 9.4 Moyens de renforcement

### 9.4.1 Avant-propos

Il ne peut en aucun cas s'agir de traiter ici de manière exhaustive des moyens de renforcement des fondations ni de décrire complètement leurs possibilités d'application, leurs propriétés et leurs limites. Les pages suivantes sont consacrées exclusivement à une brève description et à une caractérisation des moyens et procédés les plus courants. Cette énumération doit en outre être considérée plus comme un aide-mémoire que comme une information technique exhaustive. Un développement plus complet nécessiterait à lui seul le volume d'une documentation PI BAT. On pourra également se référer au très bon traitement de ce thème dans le Grundbau-Taschenbuch, volumes 2 et 3, 4<sup>e</sup> édition 1992.

### 9.4.2 Classification générale

Dans le cas de renforcements d'une structure porteuse par des moyens d'infrastructure, il peut s'agir d'un renforcement :

- d'une fondation ;
- d'un ouvrage de soutènement artificiel ;
- d'un ouvrage en terre proprement dit.

Le renforcement peut être destiné au maintien

- de la sécurité structurale ;
- de l'aptitude au service ;
- de la durabilité.

Le renforcement peut, enfin, viser à :

- une amélioration du comportement du sol de fondation ;
- une amélioration de la capacité portante construite.

En fonction de la manière dont se pose le problème, l'un ou l'autre des procédés ou moyens peut s'avérer optimal, approprié ou adéquat.

Il serait très attrayant à ce stade de mettre en correspondance, pour chaque type d'ouvrage, d'une typologie donnée, les procédés et moyens qui conviennent. Le résultat en serait un tableau certainement très intéressant mais qui ne contribuerait vraisemblablement que peu à la solution d'un problème spécifique. Le schéma serait trop rigide pour s'adapter aux multiples possibilités de variantes rencontrées dans le domaine de l'infrastructure. Les exécutions décrites ci-après se limitent en conséquence à une brève caractérisation des procédés et moyens. Il est renoncé à une classification à caractère obligatoire du type « quoi, quand, où et comment doit-on procéder ».

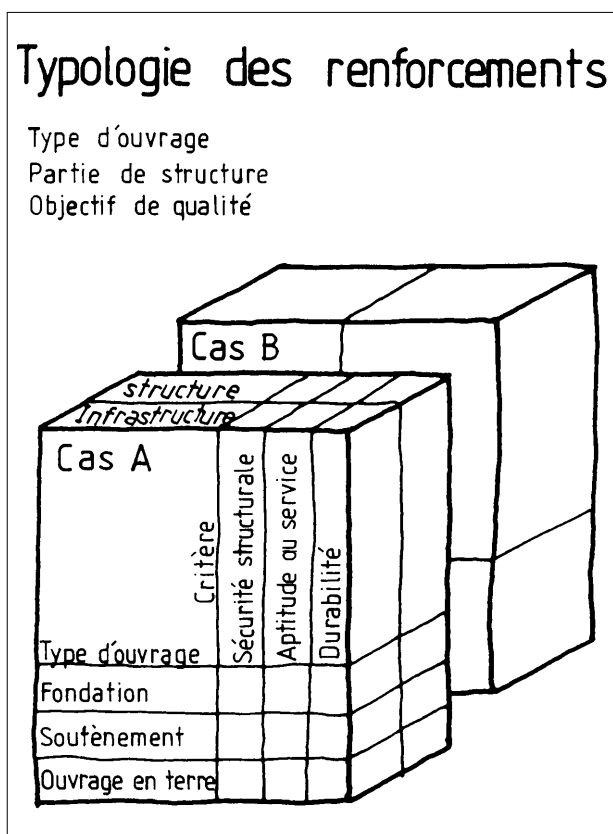


Figure 9.10

## 9.4.3 Reprises en sous-œuvre

La reprise en sous-œuvre est le transfert de la charge d'une fondation d'un ouvrage fondé superficiellement sur une couche du sol plus profonde et d'une capacité portante supérieure (Hilmer, 1991; Smolctyk, 1991). L'emploi d'une reprise en sous-œuvre est lié aux deux conditions essentielles suivantes :

- Présence à une profondeur atteignable d'une couche du sol de capacité portante supérieure.
- Capacité portante suffisante de la structure porteuse, y compris de ses fondations, pour permettre le transfert et la reprise des sollicitations dans les états critiques de construction.

La reprise en sous-œuvre d'une fondation est exécutée généralement par étape, dans la largeur, partiellement aussi dans la profondeur. L'ordre des étapes de travail sera planifié avec soin, en l'adaptant à la construction du bâtiment. Au besoin, la structure porteuse du bâtiment sera renforcée pour assurer le transfert et le report des charges et ceci préalablement à l'exécution de la reprise en sous-œuvre. Les parties d'ouvrage rigides (angles du bâtiment) seront autant que possible reprises en premier. Les cas avec potentialité de mouvement autour d'un appui fixe sont, si possible, à éviter. Le comportement à la déformation dans les états de construction ne peut être que difficilement prévisible.

Les travaux de reprise en sous-œuvre seront toujours accompagnés de mesures et d'observations. Il s'agit également de planifier et éventuellement de préparer la mise en œuvre des mesures qui seraient nécessaires si le comportement devenait inacceptable. Des tassements et des déformations peuvent au besoin être compensées au moyen de vérins plats. Une reprise en sous-œuvre n'est pas exécutable sans certaines déformations de l'ouvrage.

La reprise en sous-œuvre est un mode de construction ancien et confirmé qui doit certes être exécuté avec soin mais ne nécessite pas l'engagement d'engins spéciaux.

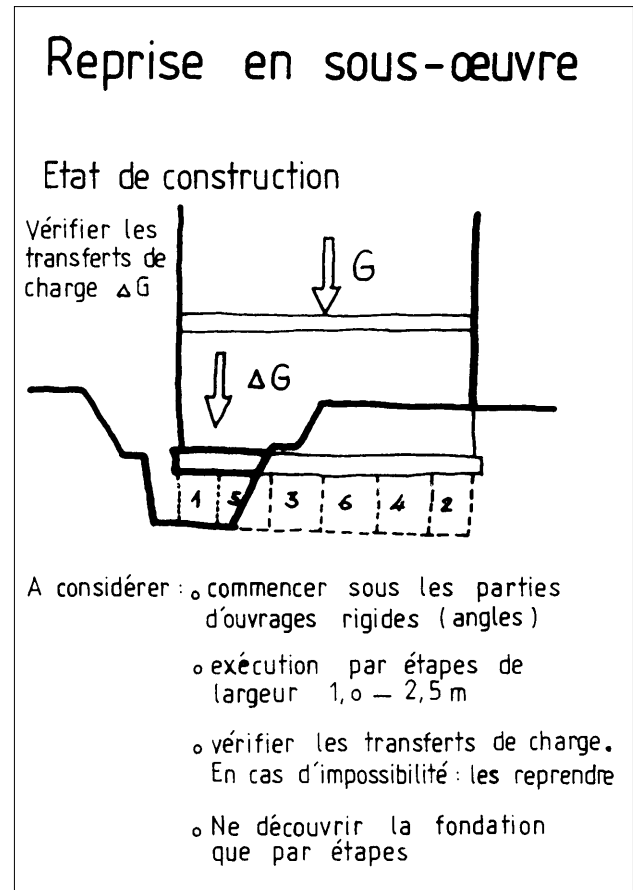


Figure 9.11

## 9.4.4 Micropieux

Micropieu est un terme général pour désigner les pieux forés ou battus de petit diamètre, inférieur à environ 300 mm. Les micropieux sont réalisés pour une part de la même manière que des pieux conventionnels et pour une autre part aussi selon la technique des ancrages en terrain meuble et en rocher (Franke, 1992; Neumann, 1986; Spann-Stahl). A ce jour, le domaine d'utilisation est très étendu et ne se limite plus, comme précédemment, aux seuls cas spéciaux (renforcements des fondations, conditions de travail limitées, bâtiments et ouvrages voisins sensibles, conditions particulières de fondations).

La part la plus importante est prise à ce jour par les pieux forés injectés, aussi appelés pieux racines (pali radici). La technique utilisée s'apparente largement à celle de la mise en place d'ancrages. Une ou, au besoin, plusieurs barres d'acier (par exemple Gewi), diamètre 30 à 50 mm, ou un tube d'acier de diamètre 100 à 200 mm sont introduits dans des forages de diamètre 100 à 250 mm. L'espace annulaire est rempli parfois aussi sous pression, avec un coulis d'injection à base de ciment. Lorsque les conditions de place sont limitées (exécution dans des locaux tels que caves), on peut utiliser de petites installations de forage et le pieu d'acier est constitué de petits éléments d'environ 1,00 à 1,50 m qui seront couplés. Pour garantir la protection contre la corrosion, on offre aujourd'hui sur le marché des pieux complètement isolés. De manière à augmenter la capacité portante extérieure, une injection de ciment avec double obturateur et des injections répétées peuvent être exécutées. En admettant que la capacité portante du pieu lui-même soit suffisante, la charge de service que l'on peut atteindre, en compression axiale, se situe généralement entre environ 200 et 400 kN pour un sol de mauvaise qualité (limono-argileux, de compacité lâche) jusqu'à 600 et 800 kN environ dans un bon sol (gravier-sableux, de compacité moyenne à forte). Pour des pieux en traction chargés axialement, les valeurs correspondantes pourraient être réduites d'un facteur 1,3 à 1,5.

L'emploi de micropieux est fondamentalement lié aux mêmes hypothèses que celles présidant à l'utilisation d'ancrages en terrain meuble et en rocher, à savoir :

- une connaissance suffisante des conditions du sol;
- une vérification soigneuse de la capacité portante (essais de charge des pieux).

Pour des micropieux travaillant essentiellement en frottement, le pieu foré injecté avec injections secondaires devrait offrir les avantages les plus importants. Pour des pieux travaillant essentiellement en pointe, le pieu battu injecté ou le petit pieu foré traditionnel entrent aussi tout à fait en ligne de compte. Lors de l'utilisation de micropieux, on prêtera une attention particulière à l'introduction des forces de l'ouvrage au pieu et, au besoin, à la stabilité au flambage. L'un ou l'autre des systèmes peut, pour ces deux raisons, s'avérer inapproprié.

Le micropieu est un système de pieu moderne et économique, qui supplantera dans de nombreux cas le pieu foré ou battu traditionnel.

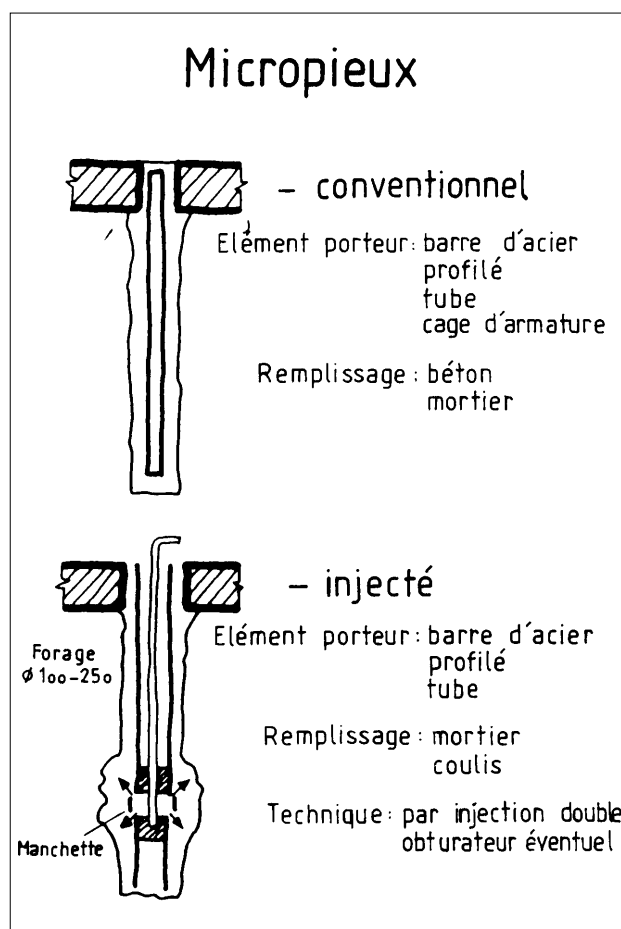


Figure 9.12

#### 9.4.5 Les pieux poussés

Le pieu poussé est un pieu en béton armé constitué d'éléments préfabriqués, réalisés en atelier, qui sont enfoncés hydrauliquement dans le sol et reliés solidement par des goujons d'acier (Jansen, 1989). Des sections d'acier peuvent également être utilisées.

Les pieux poussés conviennent particulièrement bien à l'assainissement et au renforcement de fondations d'ouvrages existants. Leur diamètre se situe habituellement entre 300 et 500 mm et la longueur des éléments de pieu entre 400 et 500 mm. La charge de service est de l'ordre de 200 à 500 kN.

L'emploi des pieux poussés est lié aux hypothèses particulières suivantes :

- Image claire de la constitution du sol, comme cela est indispensable pour toutes les fondations par pieux.
- Capacité portante suffisante de la structure porteuse, de manière à pouvoir assurer la reprise de la force de réaction lors du vérinage.
- Qualité élevée, grande expérience puis contrôle soigneux lors de la fabrication et, plus particulièrement, lors du fonçage des pieux.

Parmi les principaux avantages des pieux poussés on peut citer :

- Mise en œuvre dans un espace très réduit, sans utilisation de gros engins.
- Travail n'entraînant ni bruit ni vibration.
- Le fonçage et le montage des pieux donnent la possibilité d'un contrôle fiable de la capacité portante.
- Elimination préalable des tassements ultérieurs en raison du préchargement du sol de fondation consécutif aux travaux de fonçage.

Par contre, les principaux désavantages sont les suivants :

- Exigences élevées de qualité et de soin nécessaires lors de la production des pieux.
- Difficultés en cas de rencontre d'obstacles pour les pieux (blocs, etc.).

- Limitation importante de la capacité portante en cas d'excentricités (déviations du pieu, disposition de la presse).
- Résistance à la flexion du pieu : faible ou même très faible (pratiquement : chaîne d'articulations).

Suite au développement de la technique des micropieux, l'utilisation de pieux poussés a considérablement perdu de son importance.

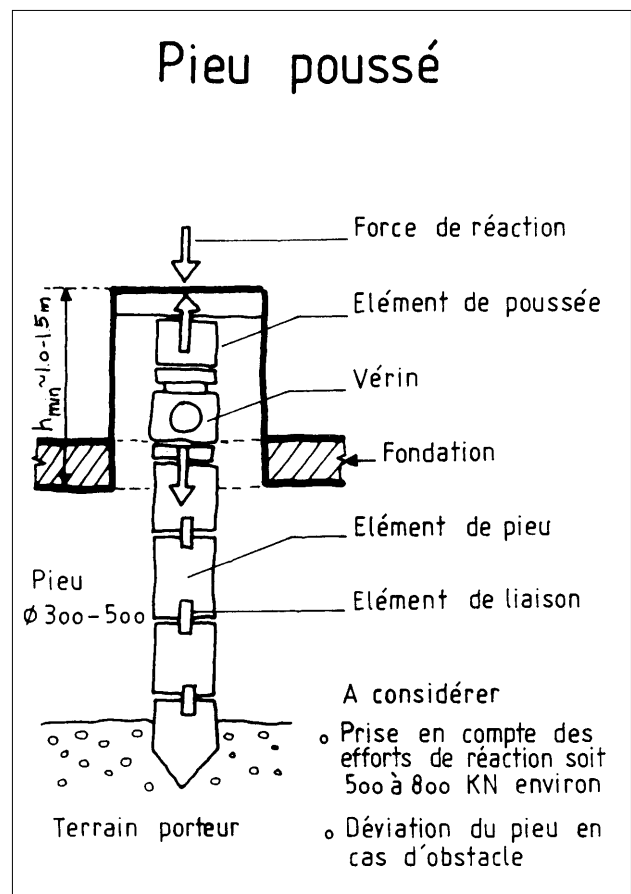


Figure 9.13

### 9.4.6 Pieux de clouage

Ces pieux servent essentiellement à l'assainissement et à la stabilisation de versants en glissement rapide ou lent (Brandl, 1992, Vollenweider, 1989). La résistance au cisaillement du versant est augmentée au moyen des pieux, de manière à obtenir une amélioration suffisante de la stabilité. Tous les éléments qui engendrent une résistance au cisaillement du terrain peuvent entrer en ligne de compte pour les clouages des pentes. On peut citer : des petits pieux forés, des grands pieux forés, des pieux battus, des barrettes et des puits de grandes dimensions.

L'utilisation d'un clouage de versant est liée, pour l'essentiel, aux hypothèses de base suivantes :

- connaissance de la composition du sol en ce qui concerne la géologie, la géotechnique et l'hydrologie ;
- connaissance du mécanisme de déplacement quant au type de mouvement, à la profondeur du plan de glissement et à la dimension de la masse de terrain qui se trouve en mouvement ;
- possibilité de surveillance et de contrôle du comportement du clouage du versant ainsi que, au besoin, d'effectuer son renforcement.

En fonction de la rigidité, respectivement de l'élançement de l'élément mis en œuvre, on prendra en considération des comportements très différents à la déformation. De petits éléments, tels que par exemple des micropieux, ne résistent que sur une faible longueur aux mouvements de la pente. Des éléments de grandes dimensions, plus massifs, subissent au contraire un déplacement par rotation qui est presque exclusivement monolithique. Selon les différences de mouvement, on considérera des modèles de calcul différents pour chacun des deux cas précités.

Les difficultés du dimensionnement des éléments de clouage (goujons) résident dans l'évaluation et l'introduction des charges de poussée des terres, respectivement de la butée des terres, et dans le choix de l'appréciation du facteur de sécurité. La théorie ainsi que la littérature (Brandl, 1992) fournissent quelques indications à ce sujet. Il ne faut pas négliger dans ce contexte qu'une bonne solution exige un haut degré d'expérience pratique et de sensibilité aux aspects géotechniques du problème. Une précision de calcul exagérée ne sert à rien dans la pratique.

Partout où cela est possible, un clouage de pente devrait être réalisé avec un élément de cisaillement présentant une ductilité élevée et avec un dispositif de sécurisation de la tête de pieu dont l'élasticité soit suffisante (ancrage). Le système optimal sera choisi en fonction de chaque objet, sur la base d'analyses du type coûts-bénéfices (= relation entre investissement et gain de qualité).

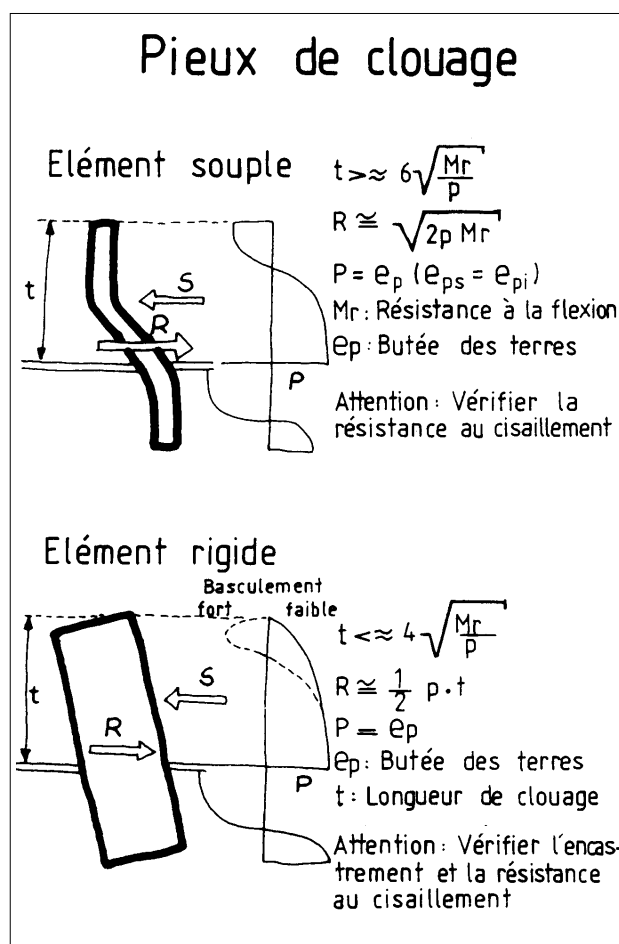


Figure 9.14



## 9.4.7 Ancrages en terrain meuble et en rocher

Les ancrages en terrain meuble et en rocher sont des éléments de traction, qui sont ancrés dans le sol afin de reprendre les pressions du terrain et d'eau ou, directement, des forces de traction (Ehl, 1986; Ostermayer, 1991). L'ancrage est constitué d'un élément en acier, mis en place dans un trou foré de diamètre environ 80 à 150 mm, qui est ancré à son extrémité, côté terrain, dans un corps réalisé par un mortier de ciment injecté sous pression.

Les ancrages en terrain meuble ou en rocher se rapportent au sol (terrain meuble ou rocher) dans le domaine de la longueur d'ancrage. En général, l'élément de traction est constitué, selon le type d'ancrage, par une barre de précontrainte de  $\varnothing$  26 à 36 mm, un faisceau d'éléments de précontrainte, des fils de  $\varnothing$  7 à 12 mm ou des torons de  $\varnothing$  0,5" à 0,6". L'élément de précontrainte est habituellement mis en tension ce qui devrait, à vrai dire, toujours être recherché. Pour des ancrages précontraints, les charges admissibles (niveau charges de services) que l'on peut atteindre sont environ les suivantes :

- *Mauvais terrain:*  
limons argileux, meubles                      200 – 350 kN
- *Bon terrain:*  
gravier sableux, compact                      450 – 650 kN
- *Ancrage en rocher:*  
mauvaise qualité                                  300 – 500 kN
- *Ancrage en rocher:*  
bonne qualité                                      1000 – 1500 kN

Les valeurs indiquées présupposent une injection soignée du corps d'ancrage. Pour des ancrages de haute qualité, on exécutera généralement des ancrages réinjectables (une ou plusieurs fois). Une très bonne capacité portante du bloc d'ancrage est atteinte si l'on utilise un système d'injection avec double obturateur et plusieurs réinjections.

Pour des ancrages permanents il est exigé d'utiliser des systèmes avec une protection complète contre la corrosion. La technique moderne des ancrages a effectué de grands progrès dans le domaine (von Matt, 1994). Des ancrages avec des protections fiables contre la corrosion et contrôlables de manière sûre (mesure de résistance électrique) sont aujourd'hui utilisés.

L'emploi des ancrages est fondamentalement lié aux hypothèses suivantes :

- connaissance suffisante des conditions de sol et de nappe ;
- contrôle soigné de la capacité portante des ancrages au moyen d'essais d'ancrage et d'essais de mise en tension ;
- contrôle de la protection contre la corrosion pour les ancrages permanents ;
- contrôle sur une longue durée de l'ouvrage et de l'ancrage.

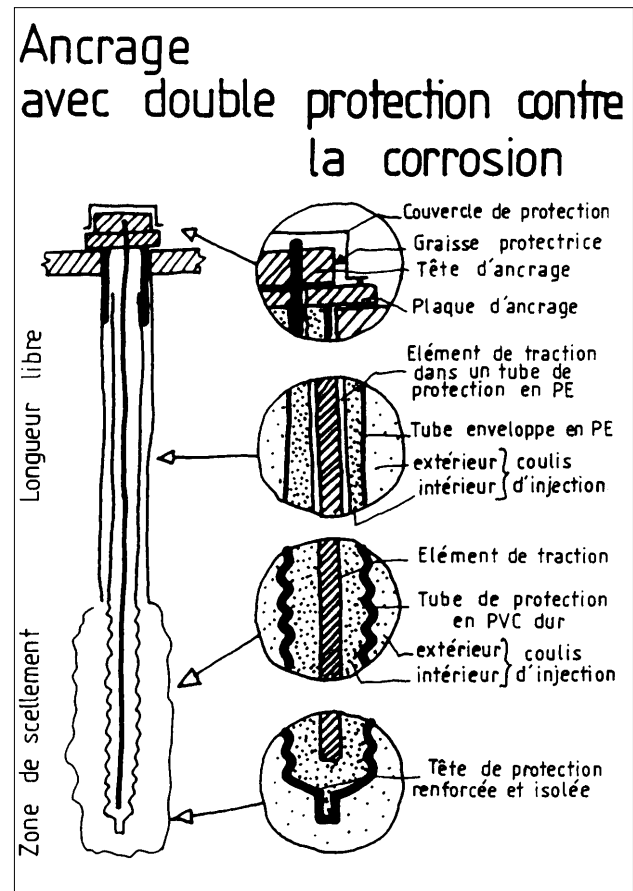


Figure 9.15

Il est un principe qu'il faut prendre en considération : les ancrages permanents ne seront utilisés que là où leur emploi apportera des avantages essentiels et justifiés par rapport à d'autres solutions techniques. Un micropieu de traction, à action passive, ne peut, dans ce cas, être toujours considéré sans réserve comme une bonne alternative.

Le projet et l'exécution d'ancrages précontraints pré-supposent une connaissance technique élevée dans les domaines de la géotechnique et de la technique des ancrages (Ostermayer, 1991). La directive de l'Office fédéral des routes (Directives 1993) concernant les ancrages en terrain meuble et en rocher fait mention des prescriptions, obligations et remarques à prendre en considération. Moyennant l'observation des prescriptions correspondantes, les ancrages sont un moyen sûr et économique pour assurer la sécurité d'un ouvrage de soutènement.

#### 9.4.8 Clouages

Les clouages en sol meuble et en rocher sont des éléments de soutènement qui agissent en tant qu'éléments mixtes (Brandl, 1992; Nitzsche, 1989; Stocker, 1983). L'élément de soutènement est formé de trois éléments :

- le sol ou le sol en place ;
- les clous mis en place ;
- la peau de protection sur la face de la paroi.

La réalisation d'un tel élément de soutènement s'effectue pas à pas. Le terrain est enlevé par étapes de 0,7 à 1,5 m de hauteur libre, en fonction de la stabilité du terrain. La surface de paroi mise à nu est rapidement protégée au moyen d'un béton projeté armé. Après durcissement du béton, les clous, environ 0,5 à 2 pièces par m<sup>2</sup> de paroi, sont placés dans les trous forés et scellés au mortier. Avec le durcissement du coulis d'injection, les têtes des clous sont liées solidairement mais sans mise en précontrainte avec le béton projeté.

On peut utiliser un béton avec fibres d'acier ou un béton coulé en place en lieu et place du béton projeté. L'épaisseur de la paroi de protection va de 8 à 15 cm environ pour des clouages provisoires et de 15 à 25 cm environ pour des éléments de soutènements permanents.

Comme « clous » sont utilisés des barres d'acier et des barres en matière synthétique. Le diamètre des barres est de 20 à 30 mm environ. Généralement, tous les clous sont exécutés avec la même longueur ;

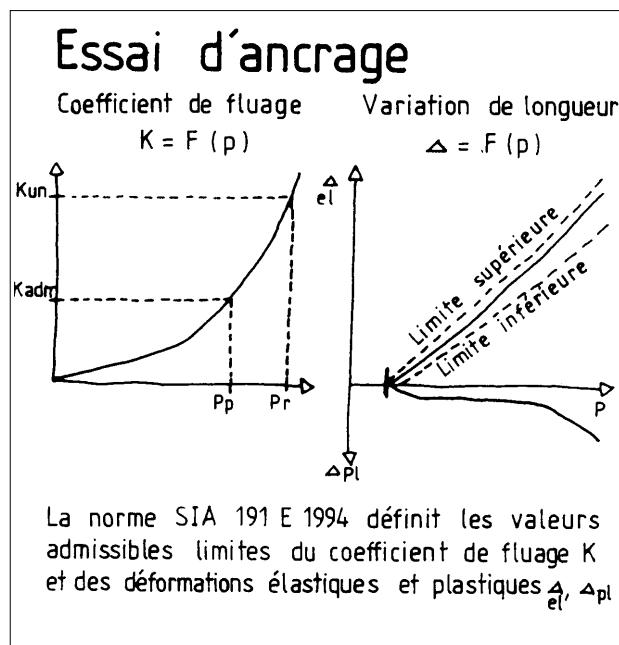


Figure 9.16

selon les cas, ces longueurs peuvent aussi être échelonnées. La longueur des clous vaut en général (valeur indicative) 50 à 70 % environ de la hauteur de la paroi. Toutefois, les clous peuvent aussi, par exemple dans des parois en glissement, être beaucoup plus longs. Pour des ouvrages permanents de soutènement, il faut prévoir une protection des clous contre la corrosion. La tête du clou sera bétonnée.

NB: Les « Recommandations CLOUTERRE 1991 » françaises différencient les ouvrages à :

- maillage serré avec 1 à 2 clous par m<sup>2</sup>, de longueur  $L = 50$  à 70 % de H,
- maillage large avec 0,15 à 0,4 clous par m<sup>2</sup>, de longueur  $L = 80$  à 120 % de H.

Une capacité portante propre suffisante du terrain en place, du moins dans le court terme, respectivement une stabilité suffisante sont des conditions de base pour l'exécution d'une paroi clouée.

Si un nombre suffisant de clous est disposé, le clouage du terrain se comporte comme un monolithe. Dans le cas de sols rigides, les déformations des parois clouées sont relativement faibles en raison de l'effet d'adhérence.

Lors du dimensionnement des éléments de soutènement, la stabilité « intérieure » tout comme la stabilité « externe » sera vérifiée. Cela signifie que des considérations d'équilibre sont à effectuer pour toutes les

surfaces potentielles de glissement (dimensionnement des éléments de traction) et que, également, une vérification similaire à ce qui serait à faire pour un mur de soutènement normal (théorie monolithique) est à entreprendre.

Les « clous » injectés constituent un type spécial de clouage. Dans ce cas, des tubes en acier perforés sont placés dans le sol. Le sol et les tubes en acier sont injectés. Les tubes en acier restent dans le sol. Le clouage est une méthode constructive intéressante, moderne, dont l'utilisation est toutefois relativement limitée. En particulier, on agira avec précaution dans le cas de sols meubles ou mous.

de gel de silicate et de résine synthétique sous forme de solutions, suspensions, pâtes ou émulsions. Le choix du procédé est fonction des données du problème et de la composition du sol de fondation. Dans la plupart des cas, on utilise cependant un coulis d'injection à base de mortier de ciment.

Certains composants entraînent des problèmes sur le plan de l'environnement qui ne peuvent être maîtrisés dans chaque cas, même après le durcissement.

Dans le cas de vides existants de grandeur moyenne dans le terrain, l'injection se réalise avec une faible pression. Si le sol se révèle peu perméable, la pression

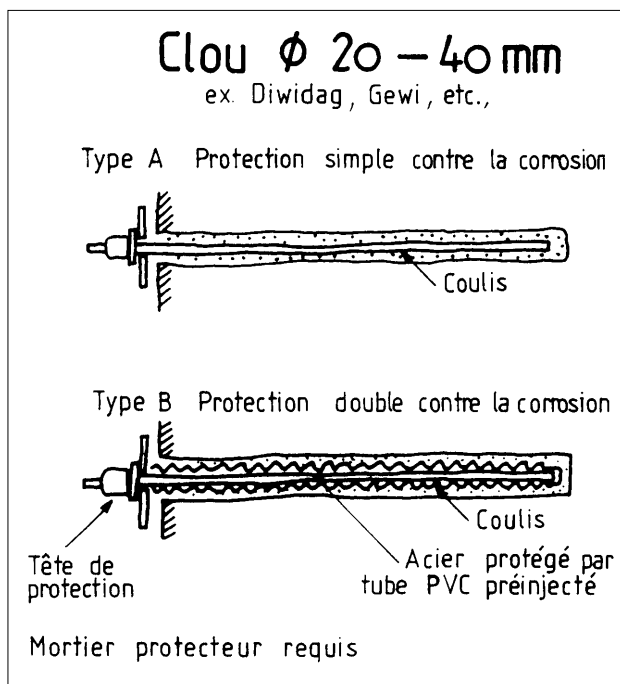


Figure 9.17

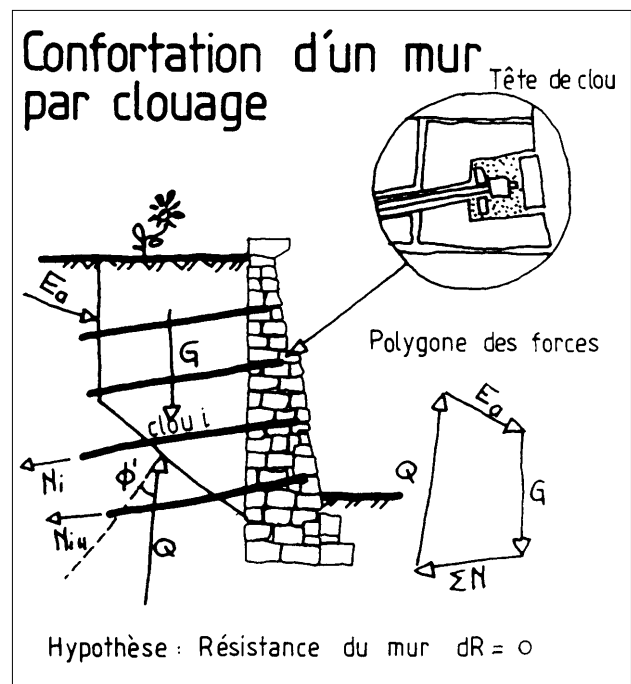


Figure 9.18

#### 9.4.9 Injections

Dans le cas d'une injection, il s'agit d'injecter sous pression un coulis dans les pores ou les vides du terrain pour augmenter sa résistance au cisaillement, diminuer sa compressibilité, et sa perméabilité (jusqu'à  $10^{-9}$  m/sec) ou augmenter son homogénéité (Idel, 1991).

Selon le type de terrain et d'application, on utilise des procédés d'injection à base de ciment, d'argile,

d'injection s'élève et provoque l'ouverture d'autres chemins d'écoulements. Une pression élevée peut conduire à des soulèvements de la surface souhaités dans certains cas et non désirés dans d'autres.

Les pressions d'injection varient fortement selon la hauteur du recouvrement, le type de sol et de coulis d'injection (2-30 bar). Selon les cas, il peut aussi être avantageux d'échelonner les pressions d'injection, éventuellement en combinaison avec une modification du dosage du produit d'injection.

Un examen soigné du sol de fondation est indispensable. La faisabilité, le choix du coulis d'injection et du mode de forage, le procédé d'injection tout comme la répartition des injections sont influencés entre autre chose par les courbes granulométriques, la disposition des couches, les perméabilités, les systèmes de faille. Des essais préliminaires sont pratiquement toujours indispensables.

En raison de l'hétérogénéité du sol, la surveillance et le contrôle des travaux d'injection (forage, coulis d'injection, quantité, endroit, pression, vitesse d'écoulement) et de l'entourage (milieu) prennent une grande importance. On peut, par ce moyen, tirer des déductions importantes quant à la répartition probable du coulis d'injection dans le sol. La répartition effective peut être évaluée plus précisément au moyen d'examen complémentaires (sondages, essais de perméabilité et de charge, etc.).

Une clarification complète ne peut être obtenue qu'au travers d'une mise à nu du bloc injecté.

Les forages seront exécutés soigneusement et avec grande précision, de manière à éviter le plus possible les claquages dans la zone de mise en pression. Une répartition en séries de forages avec un quadrillage toujours plus serré est souvent la solution la mieux adaptée (par exemple de 8 à 4, 2, 1, 0,5 m de distance). L'injection proprement dite suit le forage et est exécutée par étapes avec un obturateur simple ou double et avec une pression plus ou moins élevée. Il peut être éventuellement nécessaire d'effectuer des injections complémentaires.

Les résistances à la compression qui peuvent être obtenues varient fortement en fonction du coulis d'injection utilisé ou du type de terrain. Si les conditions (composition du terrain) sont favorables, il est possible d'atteindre, avec des injections à base de ciment, une résistance comparable à celle du béton.

La technique d'injection est une méthode ancienne et éprouvée pour l'assainissement et l'étanchement des sols et des ouvrages de fondation. La technique d'injection est cependant remplacée par de nouvelles méthodes (micropieux, jetting) dans l'objectif d'une amélioration de la capacité portante.

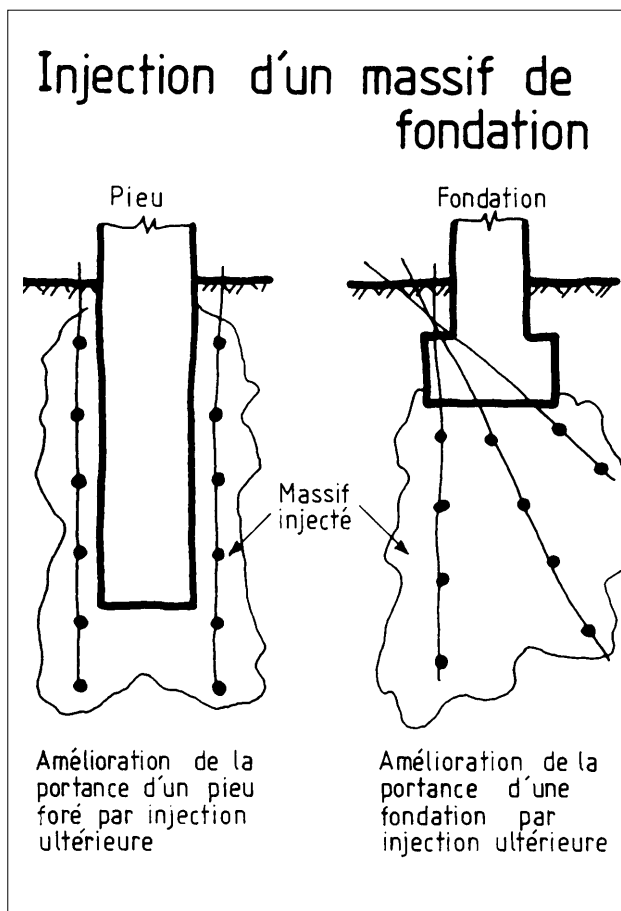


Figure 9.19

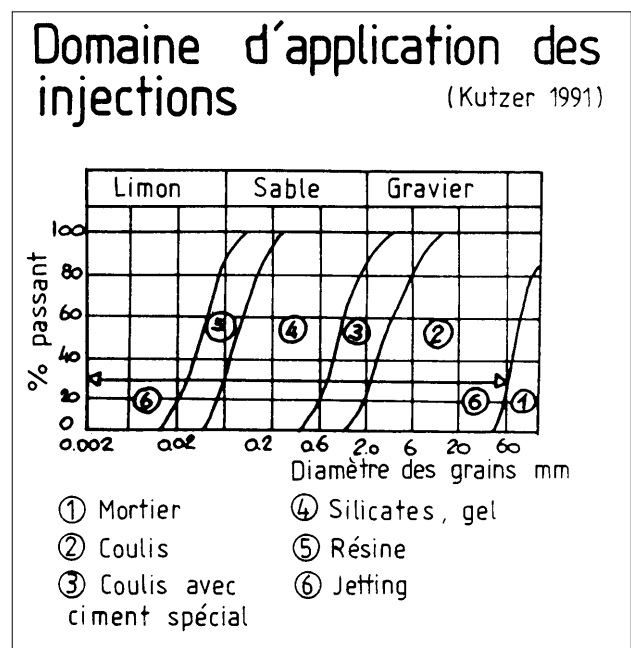


Figure 9.20

#### 9.4.10 Jetting (colonnes injectées)

Le procédé de jetting (Jet Grouting, Soilcrete, Terra-jet) est une méthode dans laquelle le sol est injecté à haute pression, de telle sorte que se produit un échange de matériau ou du moins un mélange du sol avec le coulis d'injection (GKN Keller).

Ce système est utilisé pour l'amélioration du sol (reprises en sous-œuvre, assainissement de fondations, blocs de soutènement, etc.) et son étanchement.

La réalisation des colonnes injectées débute par l'exécution d'un forage à la profondeur voulue (phase 1). Au cours de la remontée de la tige d'injection, le sol en place est déchiré par un jet d'eau ou de suspension, avec ou sans adjonction d'air, à une pression jusqu'à 1000 bars (phase 2). Le sol ainsi fraisé est en partie rincé à la surface. Dans le même temps où est exécuté le fraisage, le terrain est mélangé avec une suspension de ciment-bentonite (phase 3). Le durcissement de la suspension entraîne la formation d'éléments de soutènement.

Selon le mouvement donné aux buses on obtient des éléments porteurs du type colonne ou type paroi. L'adjonction d'air permet d'agrandir l'élément de soutènement (jusqu'à 2 m de diamètre). On peut réaliser des éléments verticaux mais aussi des éléments inclinés.

En faisant se recouper les zones traitées et en les combinant à volonté, on peut réaliser des massifs plus grands et de tout genre.

La résistance des colonnes injectées est variable (paramètres : vitesse de remontée et de rotation du train de buses, coulis d'injection). Selon le type de sol et selon le cas, on peut atteindre des résistances de 3 à 25 N/mm<sup>2</sup>.

L'utilisation de cette méthode est limitée par la courbe granulométrique du sol. Dans les sols organiques, il faut obtenir selon le cas des données complémentaires. La réalisation de telles colonnes jusqu'à proximité de la surface du sol est aussi une source de problèmes (résistance insuffisante, soulèvements).

La réalisation de puits filtrants (y compris la régénération de puits existants) et de drains (en gravier) est un autre domaine d'application. Dans ce cas, le jet d'un fluide à haute pression sépare les particules du sol ; un échange partiel du sol en place avec un gravier drainant est exécuté.

La méthode « Jet » offre les avantages suivants par rapport aux autres techniques d'injection :

- emploi également possible dans les sols fins ;
- utilisation de suspensions anorganiques en lieu et place de produits chimiques comme coulis d'injection.

Le procédé « Jet » est une méthode moderne, variée, qui présuppose une grande expérience, une bonne connaissance de la géotechnique et une clarification soignée de la possibilité d'utilisation.

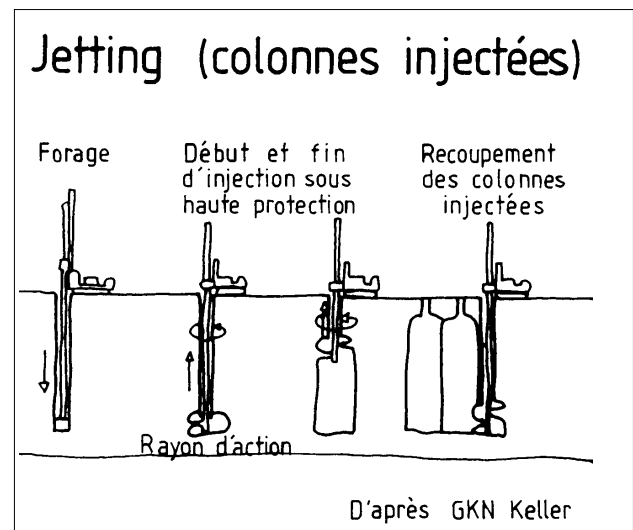


Figure 9.21

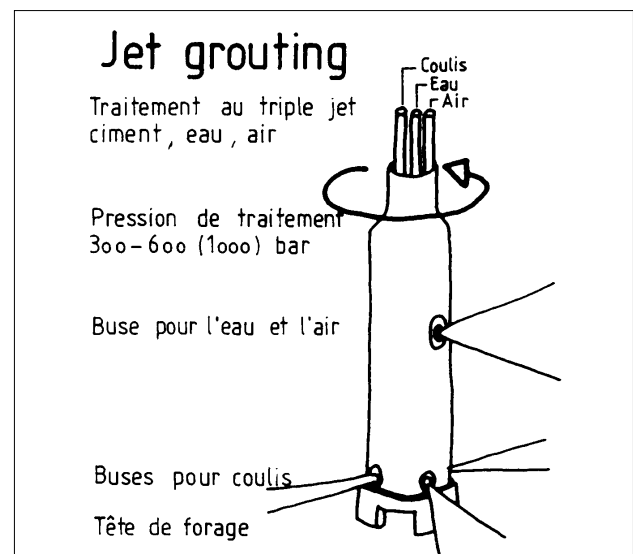


Figure 9.22

## 9.5 Choix du système

### 9.5.1 Hypothèses

La décision relative à un renforcement de l'infrastructure d'une structure porteuse présuppose idéalement la connaissance des données de base mentionnées au chapitre 9.2. Dans la pratique, on ne possédera que rarement une connaissance fiable et complète de toutes ces données. Les décisions relatives au renforcement seront en conséquence prises fréquemment sur la base d'une connaissance incomplète pour ce qui concerne la composition et le comportement du sol de fondation. La connaissance manquante sera compensée dans ce cas par des considérations de probabilités et de risques.

### 9.5.2 Critères de décision

La décision quant au choix du moyen ou du procédé de réalisation le plus approprié pour le renforcement d'une structure porteuse présente souvent des difficultés. En effet, il n'est pas rare en géotechnique que de telles décisions doivent être prises sur des bases incertaines et incomplètes. Pour ces raisons, une attention soignée portée aux aspects techniques du système et du procédé ainsi qu'aux considérations de techniques probabilistiques et de techniques de risques revêt une importance particulière dans le processus de recherche de décision. Les critères particuliers du système tout comme les critères objectifs feront l'objet d'une attention spéciale lors du choix du moyen ou du procédé le plus approprié.

Certains modes de réalisation doivent dès le début être exclus sur la base de certains critères, car ils ne satisfont pas à des exigences minimales posées à l'ouvrage respectivement au projet de construction (exemples: restrictions de circulation, émissions, etc.). D'autres seront modifiés ou prévus, lors de la recherche de solution, avec un bonus ou un malus. L'objectif est de quantifier tous les avantages et inconvénients propres au système et à l'objet, de manière à pouvoir rendre le processus de décision transparent, neutre et pondérable.

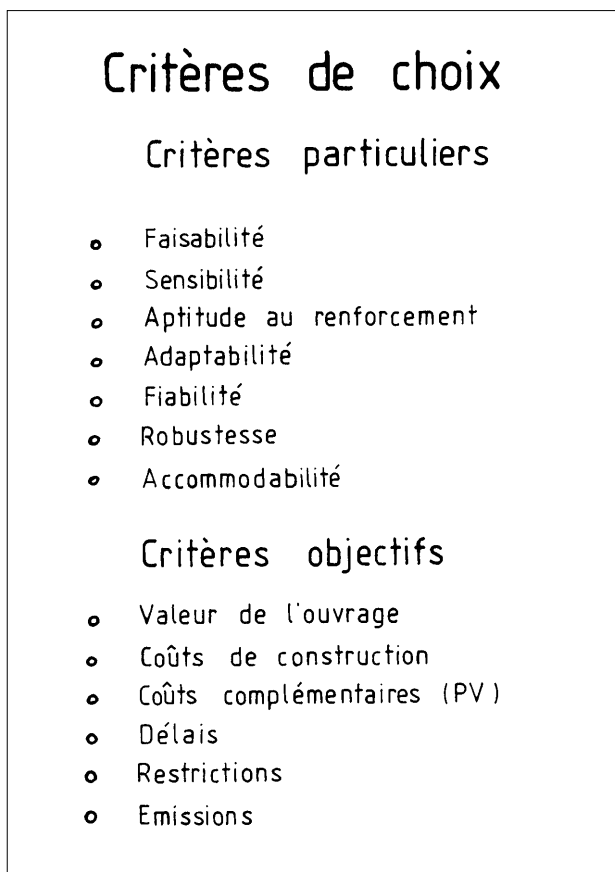


Figure 9.23

9.5.3 Considérations coûts-avantages (profits)

Si, dans un processus, des incertitudes et des risques doivent être pris en compte, ce qui est toujours le cas, à des degrés divers, pour des problèmes géotechniques, la décision sur le choix optimal d'un système ne peut finalement être prise de manière neutre que sur la base d'une analyse coûts-profits respectivement coûts-risques (relation investissement-gain de qualité). Ceci peut apparaître comme très académique et théorique. En réalité, chaque bon ingénieur se décidera pourtant, intuitivement ou consciemment, sur la base de tels critères et considérations. Des circonstances et événements invraisemblables sont consciemment exclus de toute considération plus avancée. Les considérations de type coûts-profits-

risques devraient être, avec plus de force qu'habituellement, portées à la connaissance de l'ingénieur dans la résolution de problèmes constructifs. Ceci est particulièrement le cas en géotechnique où la potentialité d'incertitudes et de risques est élevée.

Un moyen utilisable dans la recherche des points faibles à coûts et risques modérés est donné par la question d'une modification optimale du projet. Dans ce cas, tous les aspects touchants au projet de construction, y compris tous les délais, etc., sont à prendre en considération. On doit se poser la question suivante: quelles mesures devraient être proposées d'un point de vue technique d'ingénieur, si les coûts de réalisation pouvaient être augmentés de 10% par exemple ou, respectivement, devaient être abaissés de 10%?

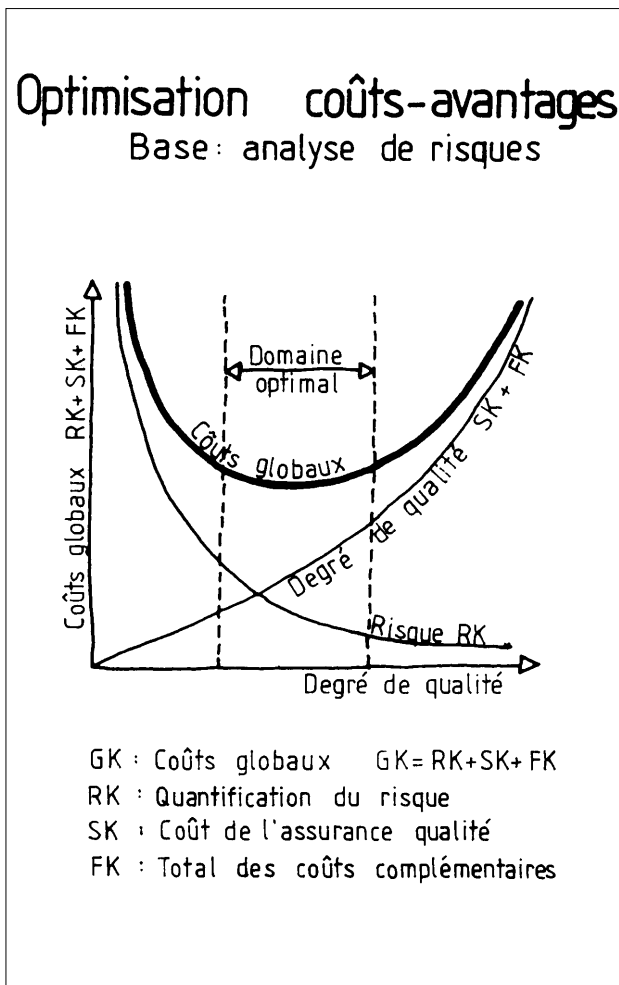


Figure 9.24

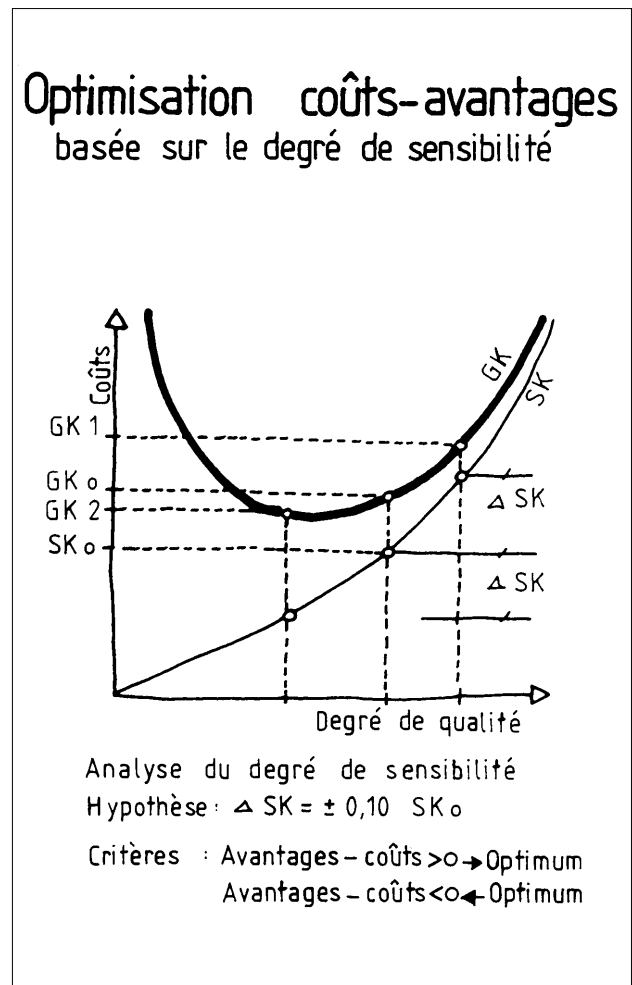


Figure 9.25

La marge de manœuvre peut concerner dans ce cas une modification de l'une des mesures citées brièvement ci-après :

- reconnaissance du sous-sol ;
- examens de laboratoire ;
- concept de la structure porteuse ;
- affectation de l'ouvrage ;
- système de la structure porteuse ;
- prédimensionnement de la structure porteuse ;
- dimensionnement de la structure porteuse ;
- planification de la sécurité ;
- moyens pour assurer la sécurité ;
- surveillance et contrôles ;
- conseils d'experts ;
- etc.

Il est intéressant de noter que l'on découvre très vite, dans ce type de problèmes, les moyens avec lesquels on pourrait atteindre une qualité maximale, en limitant au minimum les risques, ou dans d'autres cas quelles mesures d'économie devraient être prises en admettant certains inconvénients.

#### 9.5.4 Moyens : méthode d'observation

Une tâche essentielle dans le processus de recherche de solution d'infrastructure réside dans l'identification, la quantification et l'acceptation consciente des risques. La méthode coûts-profits doit surtout montrer ce que l'on est prêt à prendre en compte comme risques, dans le sens d'une optimisation du problème. Dans l'enseignement classique de la construction, il est peu parlé des risques. Ceux-ci sont pratiquement dans leur intégralité couverts par les notions de coefficient de sécurité (Normes SIA).

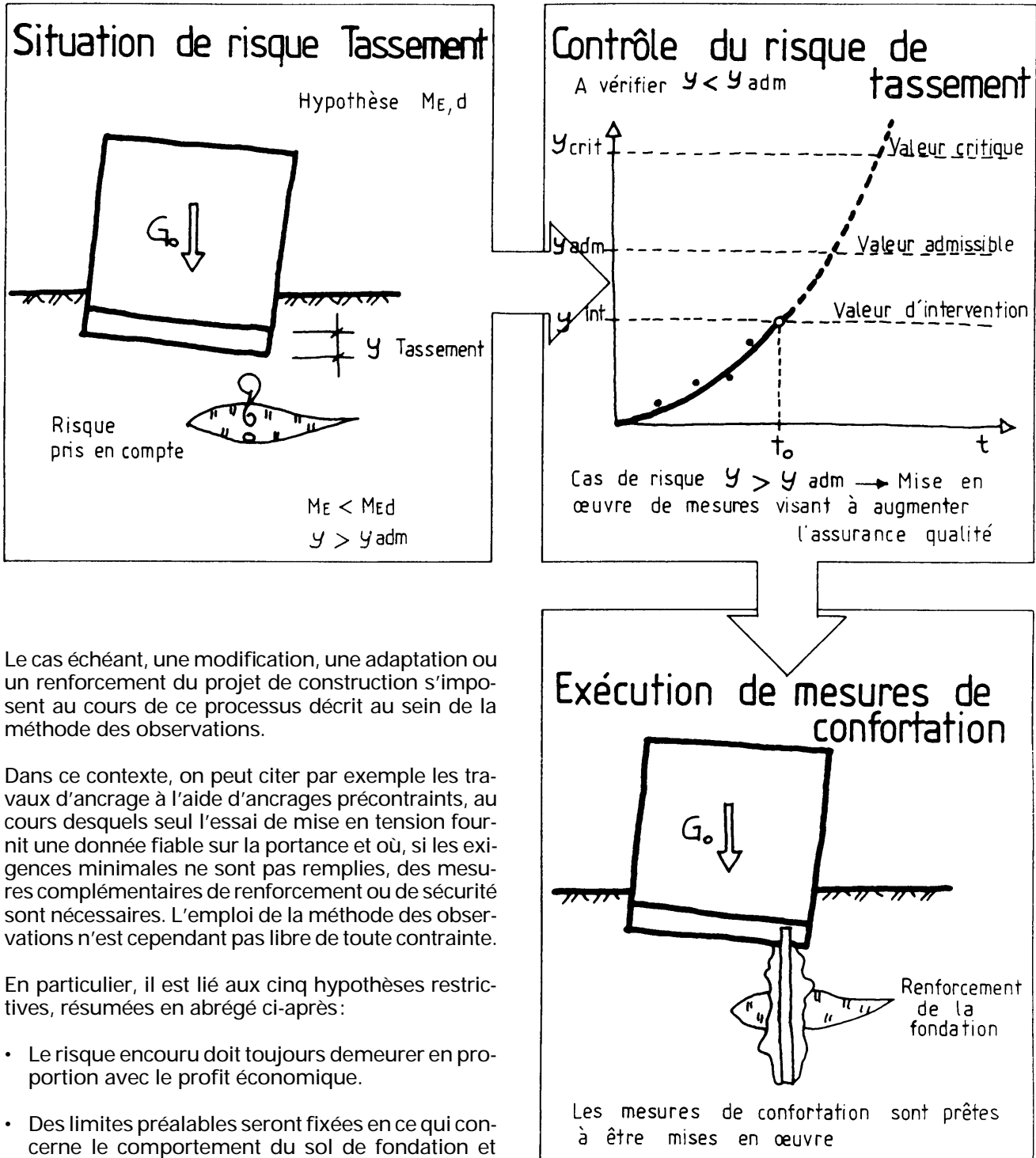
En géotechnique, les risques ne peuvent que rarement être éliminés dans une même proportion et ceci pour des considérations d'ordre économique. On pense par exemple à l'assainissement d'un versant en glissement, rapide ou lent. La géotechnique possède sa propre stratégie pour le traitement de ces cas, résumée sous le terme méthode d'observation (Vollenweider 1994). Le terme méthode d'observation n'est dans ce cas purement qu'un néologisme pour désigner une manière d'agir ancienne, confirmée et propre à l'ingénieur.

Dans la méthode d'observation, certains risques sont acceptés consciemment sur la base de réflexions coûts-profits. Le point de départ de cette méthode est constitué par le fait que, dans le domaine de l'exécution des travaux ou du renforcement d'ouvrage, seules des affirmations en partie incertaines ou seulement relatives à des probabilités sont possibles pour ce qui concerne certaines assertions techniques. Au cours de l'exécution des travaux ou aussi de l'utilisation de l'ouvrage, des informations complémentaires sur les valeurs de détermination auparavant manquantes peuvent être obtenues. On pense dans ce cas à :

- la composition et au comportement du sol de fondation avant, pendant et à l'issue de l'exécution des travaux ;
- l'effet et à la portance des moyens de renforcement pour eux-mêmes et/ou en liaison avec la structure porteuse à assurer ;
- aux problèmes liés à l'exécution, résultant d'une expérience insuffisante dans la mise en œuvre des moyens de sécurisation.

Ce processus dynamique de connaissance doit, dans la méthode d'observation, être intégré dans la stratégie destinée à assurer la qualité exigée. L'exécution des travaux ou l'utilisation de l'ouvrage devraient, dans la mesure du possible, fournir les informations qui manquaient.





Le cas échéant, une modification, une adaptation ou un renforcement du projet de construction s'imposent au cours de ce processus décrit au sein de la méthode des observations.

Dans ce contexte, on peut citer par exemple les travaux d'ancrage à l'aide d'ancrages précontraints, au cours desquels seul l'essai de mise en tension fournit une donnée fiable sur la portance et où, si les exigences minimales ne sont pas remplies, des mesures complémentaires de renforcement ou de sécurité sont nécessaires. L'emploi de la méthode des observations n'est cependant pas libre de toute contrainte.

En particulier, il est lié aux cinq hypothèses restrictives, résumées en abrégé ci-après :

- Le risque encouru doit toujours demeurer en proportion avec le profit économique.
- Des limites préalables seront fixées en ce qui concerne le comportement du sol de fondation et celui de l'ouvrage, pour le domaine de comportement acceptable et pour le domaine critique. Dans un cas (limites de l'intervention), elles ne doivent pas être dépassées.

Figure 9.26

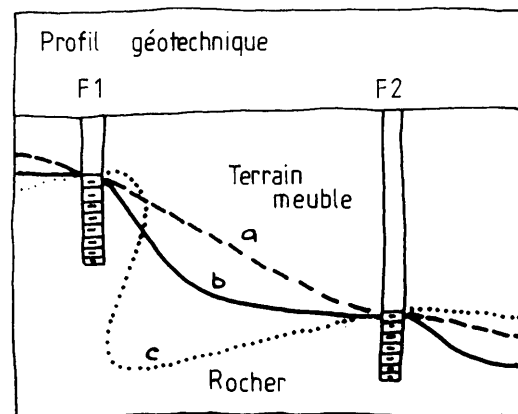
- Des contrôles sont à planifier et exécuter pour la surveillance du comportement du sol de fondation et de la structure porteuse et la prévention de situations de risque.
- Des mesures constructives seront préparées et toutes les mesures de sécurité nécessaires qui pourraient exclure les cas de risque ou, au moins, en réduire les conséquences seront réservées.
- En ce qui concerne les risques admis, un accord clair sera conclu avec le mandant, respectivement le maître d'œuvre, incluant la mention des conséquences et de leur coût.

L'emploi de la méthode d'observation présente des avantages économiques, spécialement dans la géotechnique. Elle exige cependant de l'ingénieur, une analyse complète des risques et une planification de la sécurité lors de l'élaboration du projet ainsi que, conséquemment, une surveillance de l'ouvrage lors de l'exécution et de l'utilisation de l'ouvrage. Ces exigences sont plutôt inhabituelles.

Lors de l'utilisation de la méthode d'observation, il est exigé beaucoup plus de l'ingénieur et ceci dans tous les domaines par rapport au cas où il fournit, dès le tout début, une solution sûre mais, en contrepartie, peut-être non économique.

## Risque le sol de fondation

Analyse soignée du risque dans l'établissement des bases du dimensionnement



A apprécier : la situation du rocher

- a) Position la plus probable
- b) Position prudente
- c) Position extrême possible

Figure 9.27

## Points à vérifier dans la méthode des observations

- Analyse de risque
- Analyse coûts-avantages
- Prédiction du comportement de l'ouvrage
- Planification des mesures de confortation
- Surveillance de l'ouvrage
- Accord sur les risques encourus

Figure 9.28

## 9.6 Calcul et dimensionnement

### 9.6.1 Avant-propos

Les réflexions ci-après, relatives au calcul et au dimensionnement, n'ont qu'un caractère de principes de base. Ni les méthodes de calcul, ni celles de dimensionnement ne sont traitées en détail. Pour ces points, il est fait référence à la littérature spécialisée, très abondante, et en premier lieu au Grundbau Taschenbuch (volumes 1, 2 et 3, quatrième édition, 1991/1992) qui est remarquablement conçu. Feront cependant ici l'objet d'un traitement les points spéciaux qu'il faut prendre particulièrement en considération lors du dimensionnement de renforcements.

### 9.6.2 Précisions

Il est un principe en vigueur pour tous les problèmes de calcul et de dimensionnement géotechnique: considérer spécialement la précision d'un calcul en tenant compte de la précision des hypothèses de modèle et de calcul faites se rapportant au problème effectif à traiter. Dans bien des cas, la possibilité de pouvoir mieux solutionner un problème de dimensionnement à l'aide d'un calcul très affiné est sanctionnée radicalement. La pression active des terres sur une paroi de soutènement, les tassements d'une fondation ou la capacité portante d'un pieu sont, en tant que problème numérique, calculés avec une grande précision. La définition des valeurs de base, par exemple le choix correct et adapté au problème du modèle de sol et des propriétés de matériaux caractérisant de manière fiable le comportement de ce sol, présente des difficultés bien plus importantes. En outre, la portance de certains éléments porteurs d'infrastructure, comme par exemple les micropieux ou les ancrages, ne peut de toute façon pratiquement être déterminée que sur la base de l'expérience empirique ou des essais de portance. Les calculs géotechniques ne permettent là que bien difficilement d'atteindre l'objectif. Il faudra toujours en tenir compte de manière réaliste lors du dimensionnement d'éléments porteurs en géotechnique. Avant d'entreprendre un calcul statique pour le dimensionnement d'une structure, on devrait toujours s'interroger sur l'exactitude et la fiabilité des valeurs de calcul et de dimensionnement, ainsi que sur le modèle de calcul. Une bonne « solution d'ingénieur » requiert une balance harmonieuse de tous ces facteurs.

## Littérature spécialisée dans le domaine de l'infrastructure

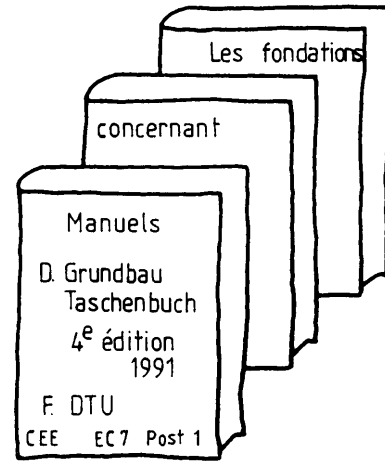
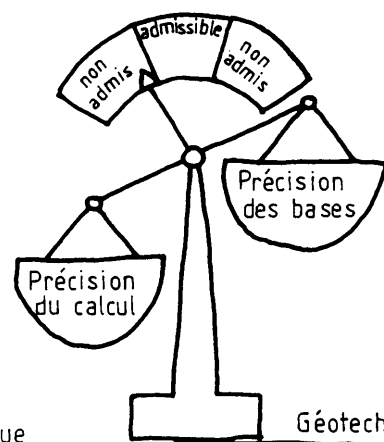


Figure 9.29

## Traitement du problème



Le modèle et les méthodes de calcul doivent être en adéquation avec la précision d'établissement du modèle géotechnique

Figure 9.30

### 9.6.3 Méthodologie du dimensionnement

Les considérations valables pour le dimensionnement d'éléments d'infrastructure de renforcement d'une structure porteuse existante sont en principe identiques à celles valables pour le dimensionnement d'une nouvelle structure. La démarche de calcul suit en général et de manière itérative les étapes suivantes :

- définition des situations de risque ;
- sélection des situations de risque ;
- choix des mécanismes de ruine ;
- choix des paramètres de dimensionnement ;
- calcul des sollicitations dans l'élément porteur ;
- dimensionnement de l'élément porteur.

Chacune des étapes précitées est entachée de certaines imprécisions, incertitudes ou situations floues, qui seront à couvrir par des mesures et prescriptions de sécurité. Le processus du choix du type de construction et de son dimensionnement est plusieurs fois itératif et ne peut que rarement être conclu rapidement. Il faut normalement examiner plusieurs situations de risque et, également, plusieurs mécanismes de ruine pour le dimensionnement de la structure porteuse ou de l'un de ses éléments.

En ce qui concerne le déroulement du dimensionnement, les mêmes considérations s'appliquent aussi bien au cas d'ouvrages existants qu'à celui de nouveaux ouvrages. On peut donc se référer, pour ce qui concerne ces objets, à l'enseignement, à la littérature et à la pratique correspondante.

Sur trois points cependant, le dimensionnement du renforcement d'une structure existante diffère très considérablement de celui d'une structure nouvelle, à savoir :

- la recherche et l'évaluation du comportement porteur ;
- le choix des principes de sécurité pour couvrir les incertitudes ;
- la prise en compte des réserves de résistances.

#### a) Le comportement porteur

Comme déjà exposé, des informations précieuses sur les paramètres essentiels de dimensionnement et sur le comportement porteur peuvent être tirées d'un relevé de l'état et de mesures effectuées sur l'ouvrage existant. Dans de nombreux cas, la qualité de ces informations est un peu meilleure que dans le cas comparable du dimensionnement d'une structure nouvelle. Les données sont corroborées par l'existence et le comportement de la structure. De cette façon, certaines incertitudes peuvent être éliminées.

Dans le cas d'un ouvrage existant, il est possible de procéder à partir d'un point fixe vérifié dans la matrice « sollicitation de la structure – comportement de la structure ». Une interpolation ou une extrapolation du comportement de la structure soumise à des modifications de charges ou des changements constructifs est possible dans ce cas. Pour cette raison, il est généralement plus facile de mentionner des mesures qui améliorent nettement la qualité de l'ouvrage. Il faut profiter de cet avantage incontestable lors du dimensionnement du renforcement d'une structure existante.

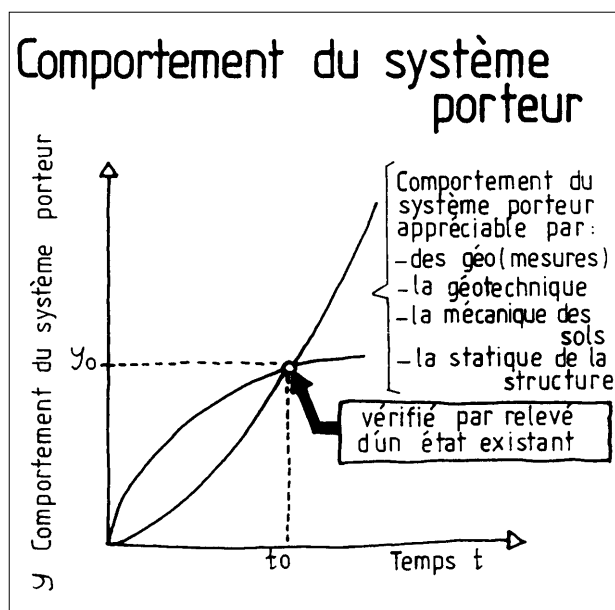


Figure 9.31

b) Principes de sécurité

Lors du dimensionnement d'une structure ou de l'un de ses éléments, les insécurités sont à couvrir généralement par les mesures de sécurité qui s'y rapportent. Il faut penser ici aux facteurs suivants qui influencent le dimensionnement et le comportement d'une structure :

- simplification des situations de risque ;
- simplification du modèle des actions ;
- simplification du modèle de calcul ;
- dispersion des valeurs de dimensionnement ;
- précision du calcul ;
- tolérances d'exécution ;
- imprécision de l'exécution.

Selon les normes SIA, toutes les imprécisions et insécurités sont couvertes par les choix des valeurs de dimensionnement et des coefficients spécifiques de sécurité. Dans le cas d'un renforcement d'une structure existante, la nécessité d'une prescription de sécurité correspondante tombe, au moins partiellement. Ainsi peuvent être vérifiés, par exemple à l'aide d'une calculation de type récurrent appliquée à l'ouvrage existant, aussi bien le modèle de calcul que certaines valeurs de dimensionnement. Ces grandeurs influentes (simplification, modèle de calcul, dispersion des grandeurs de dimensionnement) ne demandent pour cette raison aucune prescription de sécurité ou alors des valeurs réduites.

Couverture des incertitudes		
Comparaison	Dimensionnement :	
	- d'une nouvelle construction - d'une structure existante à renforcer	
Source d'incertitude	Dimensionnement d'une structure nouvelle	Dimensionnement d'une structure existante à renforcer
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Modèle du sous-sol</li> <li>• Modèle des actions</li> <li>• Modèle des résistances</li> <li>• Modèle de calcul</li> <li>• Valeur de dimensionnement</li> <li>• Précision des calculs</li> <li>• Tolérance d'exécution</li> <li>• Imprécision d'exécution</li> </ul>	Modèles de dimensionnement prudents Paramètres de dimensionnement prudents Facteurs de sécurité partiels $\gamma_G, \gamma_Q, \gamma_R$	Prescriptions de sécurité réduites par l'élimination d'incertitudes grâce aux relevés d'états existants, calculs à l'envers

Figure 9.32

### c) La réserve de résistance

En comparaison avec le dimensionnement de nouvelles structures, celui du renforcement de structures existantes se distingue en général aussi par la prescription de réserves de résistance. Pour des structures, un certain renforcement des éléments porteurs respectivement une augmentation de la sécurité structurale n'entraîne que des coûts supplémentaires modérés. A partir de considérations du type coûts-avantages, il est pour cette raison, tout à fait opportun et utilisé comme tel dans la pratique de prendre une partie de la résistance porteuse comme réserve pour des événements, respectivement des risques imprévisibles.

Pour des ouvrages existants, un renforcement modéré entraîne dans de nombreux cas déjà des plus-values hors de proportion. Dans l'esprit d'une optimisation des coûts, on demeurera donc très réservé sur l'appréciation de ces réserves. Dans ce cas également, on préférera plutôt un dimensionnement selon la méthode des observations à un dimensionnement couvrant toutes les situations de risques. Ici encore, le choix judicieux du niveau de sécurité sera fonction du cas particulier, en considérant l'influence de toutes les valeurs déterminantes.

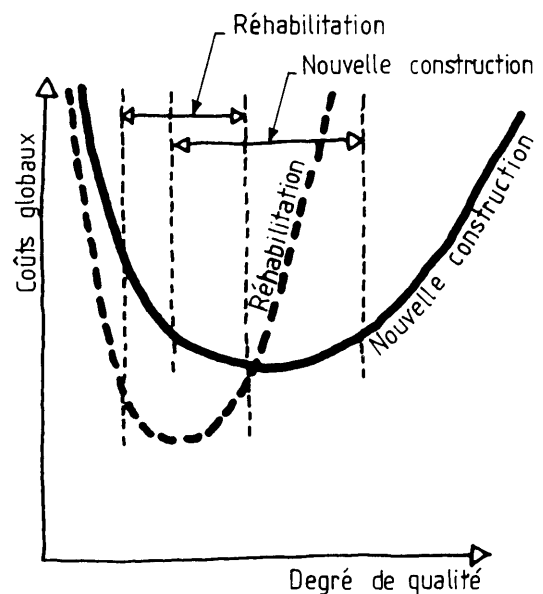
#### 9.6.4 Recommandation pour le dimensionnement

Dans le cas où une structure porteuse présente un comportement porteur insuffisant (cas A) ou dans celui où un tel comportement peut être attendu consécutivement à une sollicitation supplémentaire (cas B), la capacité portante de cette structure devra être améliorée ou sa résistance porteuse augmentée et ceci par des mesures de renforcement. Le fait que la qualité peut également être améliorée par d'autres voies (par exemple restriction d'utilisation, etc.) n'est mentionné ici que pour mémoire. Dans le cas d'une insuffisance au niveau des fondations, les moyens suivants peuvent entrer en ligne de compte pour le renforcement :

- élargissement de la fondation ;
- reprise en sous-œuvre de la fondation ;
- micropieux ;
- pieux poussés ;
- colonnes injectées (jetting, terrajet, etc.) ;
- injections du sol.

### Considération coûts-avantages

Domaine optimum



Le domaine de décision pour une nouvelle construction est plus étendu que pour une réhabilitation

Figure 9.33

Dans le cas d'une sécurité insuffisante quant à la rupture du terrain ou dans celui d'une stabilisation d'un versant en mouvement, on peut mentionner les procédés suivants pour améliorer la qualité :

- ancrages ;
- clouages ;
- goujonages ;
- assainissements ;
- ouvrages de soutènement.

Quel que soit le moyen utilisé dans chaque cas particulier, on recherchera par là, pour la structure considérée, une amélioration bien définie de la capacité portante, respectivement de la résistance porteuse. Une considération globale suffit souvent pour le dimensionnement du renforcement. Une qualité

suffisante doit dans ce cas être atteinte si la résistance porteuse existante est augmentée d'un degré précis. Ce degré d'augmentation dépend essentiellement du cas de dimensionnement, du type de structure porteuse et des critères techniques et économiques, spécifiques à l'objet.

Dans les paragraphes suivants sont présentées des règles simples de dimensionnement pour les deux cas de dimensionnement mentionnés au chapitre 9.2. Les hypothèses et limitations correspondantes doivent cependant toujours être prises en considération.

a) Cas de dimensionnement A

Structure porteuse présentant des défauts et des dégâts. Un renforcement est nécessaire en raison du défaut de qualité.

Principe de dimensionnement:  $\Delta R = r \cdot R_o$

$\Delta R$  : augmentation globale de la résistance

$R_o$  : résistance existante

$r$  : degré de l'augmentation de résistance

Valeurs indicatives pour  $r$

Type d'ouvrage	$r$
Fondation	0,10-0,40
Ouvrage en terre	0,05-0,25

La détermination de la valeur  $r$  s'effectue en prenant en considération les critères suivants, spécifiques à l'objet:

- potentiel de dégât à l'objet;
- degré de l'endommagement;
- caractéristique du mécanisme des dégâts;
- caractéristiques de la sollicitation;
- prévisibilité de la sollicitation;
- prévisibilité du comportement de la structure;
- possibilité d'un renforcement ultérieur de la structure;
- fiabilité du système de renforcement;
- âge de l'objet.

Cette détermination est faite avant tout à partir de réflexions du type coûts-profits (chapitre 9.5.3) et de la possibilité d'application de la méthode d'observation (chapitre 9.5.4).

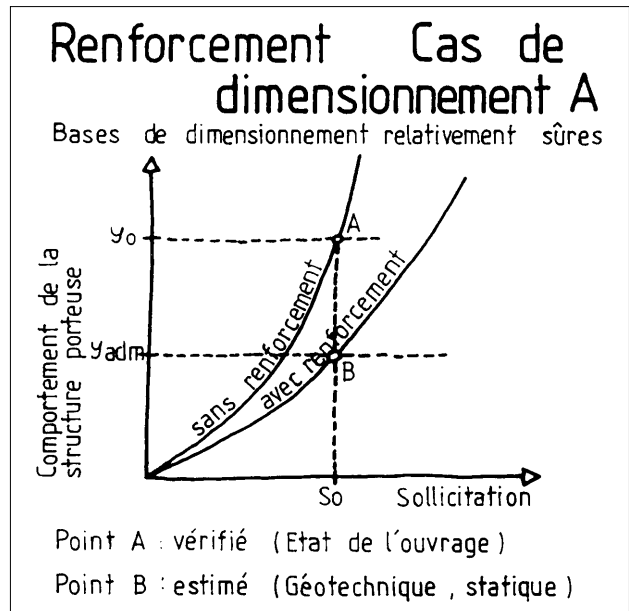


Figure 9.34

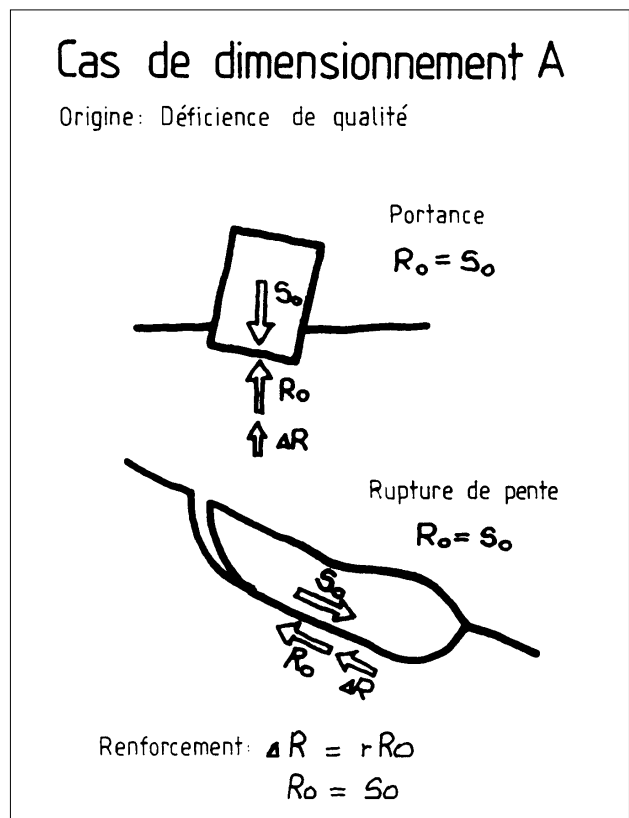


Figure 9.35

b) Cas de dimensionnement B

Structure porteuse ne présentant pas de défauts ni dégâts. Un renforcement est nécessaire en raison d'un changement d'affectation.

Principe de dimensionnement:  $\Delta R = s \cdot \Delta S$

$\Delta R$  : augmentation globale de la résistance

$\Delta S$  : sollicitation supplémentaire actualisée

$S_0$  : sollicitation totale

$s$  : degré de couverture de la sollicitation supplémentaire

Valeurs indicatives pour  $s$

Sollicitations supplémentaires $\Delta S/S_0$	$s$
faible : $\Delta S/S_0 < 10\%$	0
moyenne : $10\% < \Delta S/S_0 < 20\%$	0-0,5
élevée : $\Delta S/S_0 > 20\%$	0,5-1,0

Les critères déjà cités pour le cas de dimensionnement A sont valables pour le choix de la valeur  $s$ .

Dans des cas particuliers, la valeur  $s$  peut s'écarter complètement des valeurs indicatives données:

- vers le bas dans le cas d'un sol de fondation très résistant (par exemple rocher);
- vers le haut dans le cas d'un sol de fondation présentant une sensibilité de structure (par exemple craie lacustre).

Pour ce qui concerne le dimensionnement du renforcement approprié au problème, les difficultés ont déjà été évoquées dans les chapitres 9.2.2. et 9.3.2.

c) Cas de dimensionnement C

Combinaison des cas A et B: structure porteuse présentant des défauts et dégâts ainsi qu'un changement d'affectation.

Principe de dimensionnement:  $\Delta R = r \cdot R_0 + s \cdot \Delta S$

La détermination de  $r$  et de  $s$  s'effectue selon les données pour les cas de dimensionnement A et B.

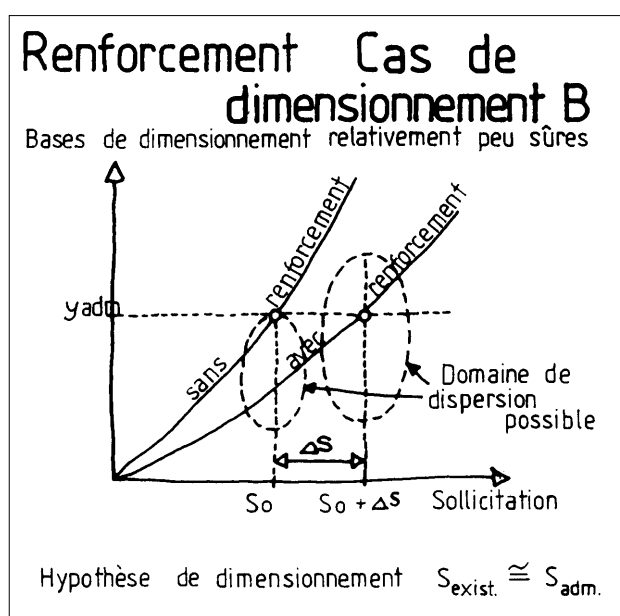


Figure 9.36

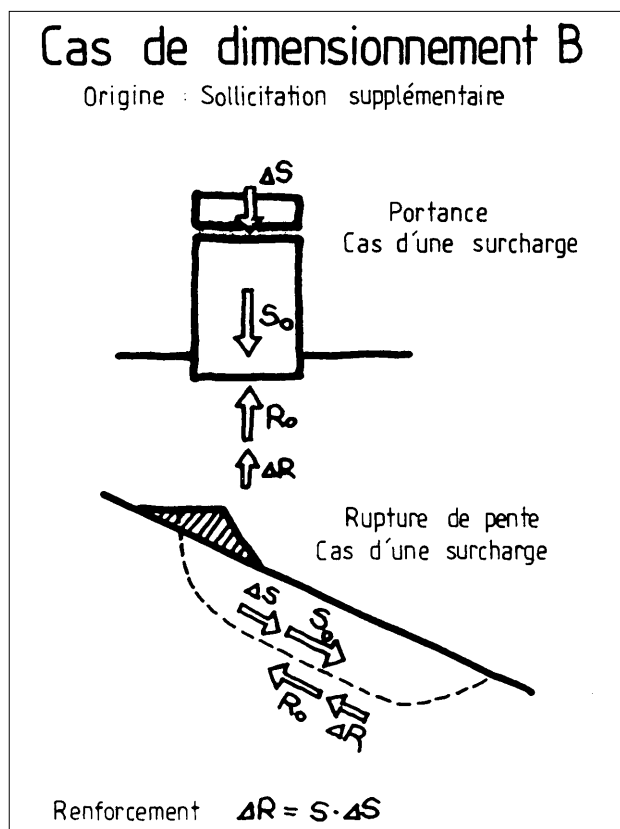


Figure 9.37



d) *Limitations des règles de dimensionnement*

Les indications pour le dimensionnement, cas A à C, sont valables avec les hypothèses et limitations suivantes :

- Pour les structures du type A (défauts et dégâts), on fera l'hypothèse de l'existence d'un état limite. Pour les structures du type B (aucun défaut ni dégât), on ne supposera, en l'absence de connaissance contraire qui le confirmerait, qu'une faible réserve de portance pour une sollicitation supplémentaire.
- La détermination de la résistance  $R_0$  existante s'effectuera en prenant en compte les valeurs actualisées, issues d'un calcul récurrent.
- La sollicitation  $S_0$  et  $\Delta S$  sera définie sur la base de la norme SIA 160 en prenant en compte les valeurs actualisées.
- La vérification, par des calculs de mécanique des sols à partir de paramètres de dimensionnement bien étalonnés, ne doit pas conduire à un dimensionnement différent du renforcement.
- La compatibilité entre la structure et son renforcement est assurée.
- Au moyen des mesures de renforcement, on cherchera à atteindre une augmentation de la résistance, en considérant pour cela les exigences des normes de construction.

## 9.7 Remarque finale

Il n'est pas rare qu'un renforcement d'infrastructure doive être déterminé sur la base d'une évaluation essentiellement qualitative. Il suffit de penser dans ce cadre à la reprise en sous-œuvre d'un bâtiment ou au renforcement d'une paroi rocheuse par des ancrages. Des considérations de mécanique des sols livrent certes des précieux points de référence mais ils ne peuvent cependant jamais constituer l'unique critère conduisant à une décision exacte. Dans ce cas, la décision est aussi supportée par une expérience empirique, des considérations comparatives et la pure intuition de l'ingénieur. Il est important alors que les risques soient reconnus, que le risque accepté soit limité et que la situation de risque soit surveillée par des mesures (méthode d'observation). Dans le cas d'un doute, l'engagement d'un collège d'experts pour clarifier la situation et limiter la responsabilité peut constituer une mesure appropriée.

## Bibliographie du chapitre 9

### ABS:

Richtlinien für permanente Boden- und Felsanker. Bundesamt für Strassenbau, Bern, 1993.

### Brandl, H.:

Konstruktive Hangsicherungen. Grundbau Taschenbuch 4. Auflage Teil 3. Verlag Ernst und Sohn Berlin, 1992.

### Comte C., Stencek G.:

Confortation de la Cathédrale St-Pierre à Genève. X<sup>e</sup> Congrès international de mécanique des sols et de travaux de fondation à Stockholm. Vol. 3, pages 55-60, 1981.

### Ehl, G.:

Gezieltes Nachverpressen zur Erhöhung der Tragfähigkeit von Verpressankern in bindigen Böden. Bautechnik Heft 8, 1986.

### Franke, E.:

Pfähle. Grundbau Taschenbuch 4. Auflage Teil 3. Verlag Ernst und Sohn Berlin, 1992.

### Fedel M., Delachenal M.:

Procédé de mise en charge d'un radier. Ingénieurs et Architectes Suisses IAS N° 10 du 2 mai 1990, pages 174-175.

### Fontana A.:

Fondations superficielles, arbres et sols argileux, une équation difficile. Ingénieurs et Architectes Suisses IAS N° 21 du 30 septembre 1992, pages 408-412.

### Gudehus, G., Leinenkugel, H.J.:

Fliessdruck und Fliessbewegung in bindigen Böden. Neue Methoden, Vorträge der Baugrundtagung 1978 in Berlin; Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, Essen.

### Gudehus, G., Schwarz, W.:

Stabilisierung von Kriechhängen durch Pfahldübel. Vorträge der Baugrundtagung 1984 in Düsseldorf; Deutsche Gesellschaft für Erd und Grundbau, Essen.

### Hilmer, K.:

Schaden im Gründungsbereich. Verlag Ernst und Sohn, Berlin, 1991.

### Idel, K. H.:

Injektionsverfahren. Grundbau Taschenbuch 4. Auflage Teil 2. Verlag Ernst und Sohn Berlin, 1991.

### Jansen, E.:

Gründungssanierung mit hydraulischen Presspfählen. Bautechnik Heft 7, 1989.

### GNK Keller GmbH:

Soilcrete, Jet Grouting. Technische Dokumentation GKN Keller GmbH, Offenbach.

### Michelini D.:

Confortation et reprise en sous-œuvre d'un mur mitoyen. Ingénieurs et Architectes Suisses IAS N° 6 du 4 mars 1992, pages 104-106.

### Neumann, W., Wiesiolek, B.:

Erfahrung mit Verpresspfählen beim U-Bahn Los D 76A in Berlin., Bautechnik Heft 11, 1986.

### Niezsche, W.M., Wolff, W.:

Sanierung einer historischen Stützmauer mit Bodennägeln. Bauingenieur 64, 1989.

### Ostermayer, H.:

Verpressanker. Grundbau Taschenbuch 4. Auflage Teil 2. Verlag Ernst und Sohn Berlin, 1991.

### Projet national Clouterre:

Recommandation Clouterre 1991. Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées-Paris, 1991.

### Smolctyk, U.:

Unterfangungen und Unterfahrungen. Grundbau Taschenbuch 4. Auflage Teil 2, Verlag Ernst und Sohn Berlin, 1991.

### SpannStahl AG:

Pfahlgründung und Gewi-Pfahl. Technische Dokumentation SpannStahl AG, Hinwil.

### Stocker, M.:

Nagelwände, Seminar Stützkonstruktionen der Techn. Akademie Wuppertal Nürnberg, 1983.

### Vollenweider, U.:

N4 Flulingerhang. Hangsicherung mit Schubdübelpfahl, Mitteilungen SBGF, Heft 120, 1989.

### von Matt, U.:

Instandsetzung und Verstärkung einer Felssicherung. VIP-Broschüre, 1994.