

Réparation et renforcement des maçonneries

6.4

Version 2

Annexes



Validé par



Ce guide a été relu et validé par le Comité Opérationnel « Génie Civil » de l'IDRRIM ainsi composé :

- Jean-Luc Dabert, Président du Comité Génie Civil, ASFA (APRR)
- Jacques Allemand, EGF-BTP (ACTESS)
- Alain-Henry Bellec, CINOV (Soderef)
- Guy Beurier, AITF
- Philippe Bisch, Syntec Ingénierie (EGIS)
- Christophe Boutin, ASFA
- Frédéric Cappelaere, IMGC (SITES)
- Christian Cremona, Cerema (DTec Infrastructures de Transport et Matériaux)
- Bertrand Collin, IMGC (SITES)
- Pierre Corfdir, MEDDE - DIR Est
- Michel Deffayet, CETU - AFTES
- Pascale Dumez, IMGC, (Concrete)
- Didier Germain, Cerema (DTer Centre-Est, Ouvrages d'Art)
- Bruno Godart, IFSTTAR
- Philippe Guignard, ADSTD (Département de la Gironde)
- Thierry Kretz, IFSTTAR
- Thierry Latger (SNCF Réseaux)
- Pascal Lemoine FNTF
- Laurent Llop, Cerema (DTec Infrastructures de Transport et Matériaux - CTOA)
- Véronique Mauvisseau, Syntec Ingénierie (Systra)
- Pierre Paillusseau, Cerema (DTer Sud-Ouest, Ouvrages d'Art)
- Patrick Porru, IDRRIM
- Pascal Raoul, ADSTD (Département du Rhône)
- Stéphane Rutard, FNTF
- Jean-Marc Tarrieu, Cerema (DTec Infrastructures de Transport et Matériaux)
- Marc Tassone, IDRRIM
- Jean-Noël Theillout, DGAC/STAC
- Christian Tridon, FNTF, STRRES (Artem)
- Patrick Vernisse (SNCF Réseaux)
- Philippe Vion, Syntec Ingénierie (Systra)

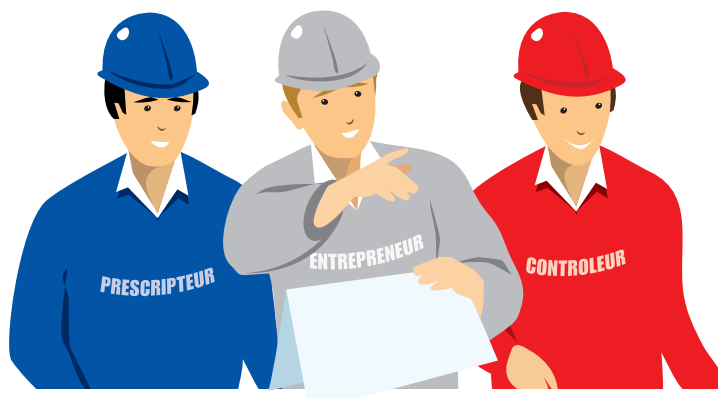


L'IDRRIM (Institut des Routes, des Rues et des Infrastructures pour la Mobilité) fédère l'ensemble des acteurs publics et privés agissant dans le domaine des infrastructures de mobilité et espaces urbains.

Créé en 2010 à l'initiative du Ministère de l'Écologie du Développement Durable et de l'Énergie, de l'Assemblée des Départements de France et des fédérations nationales de l'ingénierie privée et des Travaux Publics, l'Institut propose un cadre de réflexion et d'actions pour coproduire et partager un référentiel commun.

Lieu de convergence et d'échanges, il a pour objectif de répondre de manière homogène aux problématiques techniques et stratégiques et de faire évoluer les patrimoines d'infrastructures et espaces publics vers une conception et une gestion durables ainsi qu'une plus grande optimisation de leur utilisation. L'IDRRIM a également pour vocation d'assurer la promotion et le rayonnement du savoir-faire technique français en Europe et à l'International.

Rassemblant 49 membres représentatifs des secteurs publics et privés (services de l'Etat, collectivités locales, ingénierie publique et privée, entreprises, associations partenariales, organismes de formation et de recherche) et plus de 54 collectivités, entreprises et ingénieurs à titre individuel, l'Institut fédère l'ensemble des acteurs publics et privés des infrastructures de transport autour de ses 9 comités opérationnels thématiques.



Les trois intervenants,

SOMMAIRE

ANNEXE N°1 : DOCUMENTS DE RÉFÉRENCE	7
ANNEXE N°2 : CONCEPTION ET PRINCIPES DE FONCTIONNEMENT DES OUVRAGES EN MAÇONNERIE	41
ANNEXE N°3 : OUVRAGES PROVISOIRES – MOYENS D'ACCÈS – ÉTAIEMENTS PROVISOIRES	147
ANNEXE N°4 : DIMENSIONNEMENT DES DISPOSITIFS D'ÉVACUATION DES EAUX DE RUISSELLEMENT D'UN PONT-ROUTE	179

Réparation et renforcement des maçonneries

ANNEXE 1

Documents de référence



UNE ÉDITION DU SYNDICAT NATIONAL DES ENTREPRENEURS
SPÉCIALISTES DE TRAVAUX DE RÉPARATION ET RENFORCEMENT DE STRUCTURES (STRRES) / FÉVRIER 2016

SOMMAIRE

1 - LES NORMES	7
1.1 RÉGLEMENTATION EUROPÉENNE RELATIVE AUX PRODUITS DE CONSTRUCTION	8
1.2 L'ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION	9
1.3 LES MARQUES NF	10
1.4 INCIDENCES DE LA NORMALISATION EUROPÉENNE	11
2 - DIFFÉRENTS DOCUMENTS VISÉS PAR LE GUIDE	13
2.1 NORMES D'EXÉCUTION ET DES MATÉRIELS ASSOCIÉS	15
2.2 NORMES RELATIVES AUX PRODUITS ET MATÉRIAUX ET AUX ESSAIS ASSOCIÉS	16
2.2.1 Normes françaises relatives aux travaux de bâtiment (DTU)	27
2.3 FASCICULES DE DOCUMENTATION, AGRÉMENTS TECHNIQUES ET MARQUES NF	28
2.3.1 Fascicules de documentation	28
2.3.2 Agréments techniques européens	28
2.3.3 Marques NF	28
2.4 FASCICULES DU CCTG	29
2.5 GUIDES TECHNIQUES	30
3 - BIBLIOGRAPHIE	33
3.1 MANUELS ET DOCUMENTS SUR LA CONCEPTION ET LE CALCUL DES PONTS ET VÔUTES EN MAÇONNERIE	35
3.2 MANUELS ET DOCUMENTS DIVERS	36
3.3 MANUELS ET DOCUMENTS SUR LA CONCEPTION ET LE CALCUL DES MURS DE SOUTÈNEMENT EN MAÇONNERIE ET EN PIERRES SÈCHES	37
3.4 MANUELS ET DOCUMENT SUR LA PATHOLOGIE, LA RÉPARATION ET LE RENFORCEMENT DES OUVRAGES EN MAÇONNERIE	38
3.5 MANUELS ET DOCUMENTS SUR LA PATHOLOGIE, LA RÉPARATION ET LE RENFORCEMENT DES OUVRAGES SOUTERRAINS (en maçonnerie et autres)	40
3.6 MANUELS ET DOCUMENTS SUR L'ASSAINISSEMENT ET LE DRAINAGE DES PONTS-ROUTES ET DES ROUTES	41

Annexe 1

Documents de référence

1

LES NORMES

1.1

Réglementation européenne relative aux produits de construction

1.2

L'association française de normalisation

1.3

Les marques NF

1.4

Incidences de la normalisation européenne

AVERTISSEMENT

MISE À JOUR PARTIELLE DU GUIDE FABEM 6 EN 2016

Depuis la parution des quatre parties du GUIDE FABEM 6 en 2011, les documents de référence (normes, normes-DTU, fascicules du CCTG...) ont évolués. La présente annexe tient compte de ces modifications. En particulier, dans les tableaux qui suivent, figurent les textes abrogés (en lettres rouges), les changements de date et les nouveaux textes... **Toutes ces modifications n'ayant cependant pas été apportées dans le corps des quatre parties du guide, il appartient à l'utilisateur d'en tenir compte lors de la rédaction d'un marché et de la réalisation de travaux.**

Note : les textes ajoutés dans les différents tableaux de cette annexe ne sont pas cités dans les quatre parties du guide, ils figurent dans des cases à fond blanc. Il est rappelé que les textes cités figurent dans les cases à fond vert.

Voir GUIDE 0 : introduction commune à tous les Guides

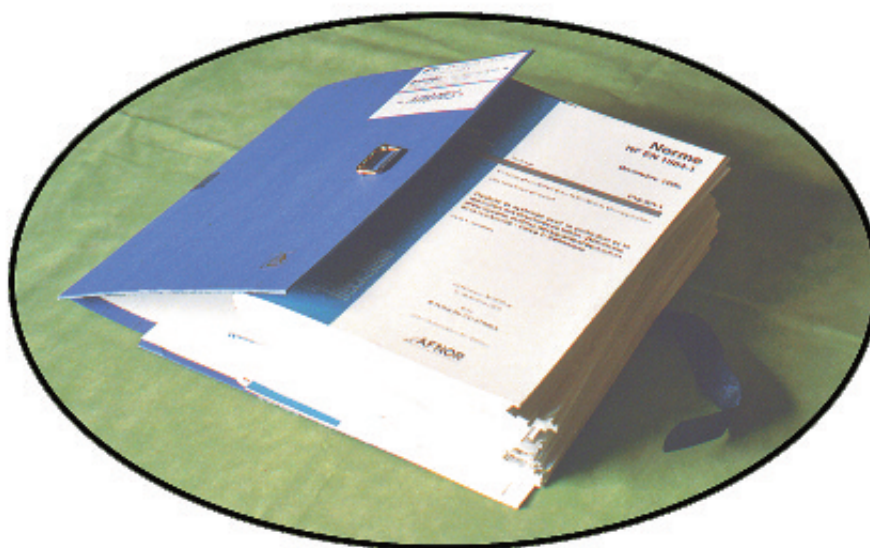


Photo 1 : quelques-unes des normes nécessaires pour la rédaction de la collection des guides du STRES

> **SITE DE L'AFNOR** : www.boutique.afnor.org

Remarque : L'AFNOR attribue aux normes nationales un **indice de classement** dont le numéro est le même que celui de la norme (par exemple, la norme NF T 30-800 a pour indice de classement T 30-800). Il n'en est pas de même pour les normes européennes ou internationales homologuées en normes françaises (par exemple, la norme **NF EN 1504-10** a pour indice de classement P 12-121-6).

Voir GUIDE 0 : introduction commune à tous les Guides

Dans le domaine de la maçonnerie (pierres et briques), des composants pour mortiers (sables, ciments, chaux...) mais aussi pour d'autres produits, de nombreuses normes européennes existent et sont opérationnelles car elles ont été transformées en **normes nationales homologuées**. Il faut donc, si besoin est, y faire référence.

S'agissant de normes produits, ces normes sont qualifiées **d'harmonisées** qui précisent les conditions du **marquage CE** dans leur **annexe ZA**.

ATTENTION, ces normes restent générales et donnent très rarement des indications et des conseils sur les conditions d'emploi des produits, les conditions de réception sur le chantier... En outre, certains produits (cas des liants hydrauliques pour usages particuliers tels que les ciments prise mer ...) ne sont pas encore normalisés. Il est donc souvent nécessaire de consulter et de viser, soit les **annexes nationales aux normes européennes**, soit les normes **françaises complémentaires** à des normes européennes (par exemple : choix des performances suivant l'usage), des **normes françaises existantes**, des normes - **DTU** ou des **fascicules du CCTG...**

Il est rappelé que le **marquage CE** (qui n'est pas une marque de qualité) a pour but de certifier que les matériaux ou produits satisfont **aux sept exigences fondamentales du RPC** (il n'y avait **que six exigences essentielles avec la DPC**) et peuvent ainsi circuler librement dans l'espace économique européenne (consulter **les annexes ZA**). Il est donc parfois nécessaire de viser en plus **des marques de qualité volontaires** comme **les marques-NF** ou des **marques équivalentes** lorsqu'elles existent.

Les développements des différentes parties du guide « maçonnerie » [FABEM 6.1, 6.2, 6.3], mais aussi ceux des autres guides du STRRES auxquels ils renvoient, explicitent et complètent, en tant que de besoin, l'utilisation des différents documents à caractère normatif (normes européennes et françaises, normes-DTU et CCTG...).

NOTA IMPORTANT : dans les différents tableaux qui suivent, tous les documents à caractère normatif cités dans les différentes parties du **guide « maçonnerie »** [FABEM 6.1, 6.2, 6.3, 6.4] apparaissent dans les cases de **couleur verte avec leur date de valeur** (lors de la rédaction d'un **marché**, ceci permet de contrôler qu'un document est encore opérationnel ou est devenu obsolète).

2

DIFFÉRENTS DOCUMENTS VISÉS PAR LE GUIDE

- 2.1** Normes d'exécution et des matériels associés
- 2.2** Normes relatives aux produits et matériaux et aux essais associés
- 2.3** Fascicules de documentation, agréments techniques et marques NF
- 2.4** Fascicules du cctgt
- 2.5** Guides techniques

L'articulation et certaines rubriques **du présent guide** sont directement inspirées de la norme **NF P 95-107** : Réparation et renforcement des maçonneries d'ouvrages d'art – Spécifications relatives à la technique et aux matériaux utilisés. De plus, **le présent guide** renvoie, en tant que de besoin, aux différents **guides du STRRES** dont un certain nombre (ceux des familles **FABEM** et **FAFO**) se sont en partie également inspirés des normes de la série **NF P 95-10***.

Nota : une bonne partie des documents sont des normes d'origine européenne transposées en norme françaises homologuées.

> Les différents documents visés dans le présent guide et listés dans différents tableaux et listes ci-après appartiennent aux différentes catégories suivantes :

- **normes d'exécution** et, en particulier, les normes de la série **NF P 95-10*** sur la réparation et le renforcement des structures en béton et en maçonnerie listées ci-dessous. Ces normes sont listées dans le Tableau n° 1 ;

Nota : Les normes **NF P95-102** et **NF P95-103** sont à jour et la norme **NF P95-101** est en cours de révision. Les autres normes de la série **NF P 95-10*** datent des années 90 et leurs références normatives sont complètement obsolètes.

- **normes produits et matériaux** homologuées (harmonisées ou non) ou expérimentales et **normes d'essai associées**. Ces normes sont relatives aux **matériaux et produits** utilisés dans les ouvrages neufs et par extension pour le renforcement ou la réparation des ouvrages en maçonnerie. Ces normes sont listées dans le tableau 2 ;
- **normes françaises homologuées** relatives aux **normes-DTU** qui traitent, dans le **domaine du bâtiment**, de l'exécution des ouvrages neufs en maçonnerie et par extension du renforcement ou de la réparation des ouvrages en maçonnerie. Ces normes sont listées dans le tableau 3 ;
- **fascicules de documentation, agréments techniques européens et marques NF** qui traitent des ouvrages neufs et par extension du renforcement ou de la réparation des ouvrages en maçonnerie. Ils sont listés dans les tableaux 4, 5 et 6 ;
- **fascicules du CCTG** qui traitent des ouvrages neufs et par extension du renforcement ou de la réparation des ouvrages en maçonnerie. Ils sont listés dans le tableau 7 ;
- **guides** : **AFTES, CEREMA (ex CETMEF, ex SETRA), IFSTTAR (ex LCPC), STRRES etc.** Tous ces documents sont listés dans le tableau 8 ;
- **manuels, documents, revues, articles...** qui ont servi de références pour rédiger les guides « maçonnerie » et les annexes 2, 3 et 4. Tous ces textes sont listés dans la **bibliographie**.

ATTENTION : les normes et autres documents à caractère normatif qui doivent être disponibles sur **le chantier** sont ceux qui concernent le **marché** et/ou les **travaux** et/ou les **contrôles** imposés par **le marché**. La colonne observations indique le domaine d'emploi de chaque norme et, si besoin est, y figurent des observations et des remarques.

NORMES D'EXÉCUTION TRAVAUX ET MATÉRIELS			
Type de norme	Normes Série P 95-10 ¹	Date de valeur	Observations
De spécifications, de conception et de contrôles	NF P95-102 : ouvrages d'art - Réparation et renforcement des ouvrages en béton et en maçonnerie – Béton projeté - Spécifications relatives à la technique et aux matériaux utilisés	Avril 2002	Marchés, travaux et contrôles
	NF P95-103 : ouvrages d'art - Réparation et renforcement des ouvrages en béton et en maçonnerie – Traitement des fissures et protection du béton - Spécifications relatives à la technique et aux matériaux utilisés	Juin 1993 – Révision juin 2014	
	NF P95-104 : ouvrages d'art - Réparation et renforcement des ouvrages en béton et en maçonnerie – Spécifications relatives à la technique de la précontrainte additionnelle	Décembre 1992	
	NF P95-106 : ouvrages d'art - Réparation et renforcement des ouvrages en béton et en maçonnerie – Spécifications relatives aux fondations des ouvrages	Août 1993	
	NF P95-107 : ouvrages d'art - Réparation et renforcement des ouvrages en maçonnerie – Spécifications relatives aux techniques et matériaux utilisés	Avril 2002	
Type de norme	Normes terrassements	Date de valeur	Observations
De spécifications, de conception et de contrôles	NF P11-300 : Exécution des terrassements - Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières	Septembre 1992	Marchés, travaux et contrôles
	NF P98-331 : Tranchées : ouverture, remblayage, réfection	Février 2005	
Type de norme	Normes matériel de terrassement et de compactage	Date de valeur	Observations
De spécifications, de conception et de contrôles	NF P98-705 : Matériels de construction et d'entretien des routes – Compacteurs – terminologie et spécifications commerciales	Juillet 1992	Marchés, travaux et contrôles
	NF P98-736 : Matériels de construction et d'entretien des routes – Compacteurs – Classification	Septembre 1992	
Type de norme	Normes fondations	Date de valeur	Observations
De spécifications, de conception et de contrôles	NF EN 1537 : Exécution des travaux géologiques spéciaux – Tirants d'ancrage	Projet février 2010 – homologation septembre 2013	Marchés, travaux et contrôles
Type de norme	Normes mise en œuvre des dispositifs d'assainissement	Date de valeur	Observations
De spécifications, de conception et de contrôles	NF EN 752 : Réseaux d'évacuation et d'assainissement à l'extérieur des bâtiments	Mars 2008	Marchés, travaux et contrôles
	NF EN 1671 : Réseaux d'assainissement sous pression à l'extérieur des bâtiments	Octobre 1997	
Type de norme	Normes drainage et traitement des eaux	Date de valeur	Observations
De spécifications, de conception et de contrôles	NF P16-442 : Mise en œuvre et maintenance des séparateurs de liquides légers et débourbeurs	Novembre 2007 – Révision août 2014	Marchés, travaux et contrôles
	NF EN 858-1 COMPIL : Installations de séparation de liquides légers (par exemple hydrocarbures) – Partie 1 : principes pour la conception, les performances et les essais, le marquage et la maîtrise de la qualité	Février 2005	
	NF EN 858-2 : Installations de séparation de liquides légers (par exemple hydrocarbures) – Partie 2 : choix des tailles nominales, installation, service et entretien	Août 2003	

Tableau n° 1

¹ Une partie de ces normes de la série NF P95-100 ont des références normatives obsolètes.

NORMES DE PRODUITS ET MATÉRIAUX ET D'ESSAIS ASSOCIÉS			
Type de norme	Normes pierres naturelles	Date de valeur	Observations
De spécifications, de conception et de contrôles	NF B10-101 : pierres naturelles – Vocabulaire	Janvier 2008	Marchés, travaux et contrôles
	NF B10-601 : Produits de carrière – Pierres naturelles – Prescriptions générales d'emploi des pierres naturelles	Juillet 2006 – Révision mars 2014	
	NF EN 771-6 : Spécifications pour éléments de maçonnerie – Partie 6 : éléments de maçonnerie en pierre naturelle	Mai 2006 – Révision août 2011	
	NF EN 1925 : Méthodes d'essai pour pierres naturelles – Détermination du coefficient d'absorption d'eau par capillarité	Juillet 1999	
	NF EN 1936 : Méthodes d'essai pour pierres naturelles – Détermination des masses volumiques réelle et apparente et des porosités ouvertes et totale	Avril 2002 – Révision mai 2007	
	NF EN 12370 : Méthodes d'essai pour pierres naturelles – Détermination de la résistance par un essai de cristallisation des sels	Juillet 1999	
	NF EN 12371 : Méthodes d'essai pour pierres naturelles – Détermination de la résistance au gel	Mai 2003 – Révision mai 2010	
	NF EN 12407 : Méthodes d'essai pour pierres naturelles – Examen pétrographique	Juillet 2007	
	NF EN 13755 : Méthodes d'essai pour pierres naturelles – Détermination de l'absorption d'eau à la pression atmosphérique	Août 2008	
	NF EN 13919 : Méthodes d'essai pour pierres naturelles – Détermination de la résistance au vieillissement accéléré au SO ₂ en présence d'humidité	Mars 2004 – Annulation par le CEN le 01/09/2012	
	NF EN 14147 : Méthodes d'essai pour pierres naturelles – Détermination de la résistance au vieillissement accéléré au brouillard salin	Juin 2004	
	NF EN 14579 : Méthodes d'essai pour pierres naturelles – Détermination de la vitesse de propagation du son	Mai 2005	
	NF EN 772-1 : Méthodes d'essai des éléments de maçonnerie - Partie 1 : détermination de la résistance à la compression ²	Janvier 2001 – Révision août 2011	
	NF EN 772-5 : Méthodes d'essai des éléments de maçonnerie - Partie 11 : détermination de la teneur en sels solubles actifs des éléments de maçonnerie en terre cuite	Novembre 2002	
	NF EN 772-11 : Méthodes d'essai des éléments de maçonnerie - Partie 11 : détermination de l'absorption d'eau par capillarité des éléments de maçonnerie en béton de granulats, béton cellulaire, en pierre reconstituée et naturelle et du taux initial d'absorption d'eau des éléments de maçonnerie en terre cuite	Avril 2001 – révision n°1 juin 2004 – révision n°2 août 2011	
	NF EN 772-4 : Méthodes d'essai pour éléments de maçonnerie — Partie 4 : Détermination des masses volumiques réelle et apparente et des porosités ouverte et totale des éléments de maçonnerie en pierre naturelle	Mars 1999	
	NF EN 772-16 : Méthodes d'essai des éléments de maçonnerie — Partie 16 : Détermination des dimensions	Août 2011	
	NF EN 772-20 COMPIL : Méthodes d'essai des éléments de maçonnerie - Partie 20 : détermination de la planéité des éléments de maçonnerie en béton de granulats, en pierre naturelle et en pierre reconstituée	Compilation : NF EN 772-20 d'avril 2001 + amendement 1 de novembre 2005 - Novembre 2005.	
	NF EN 1341 : Dalles de pierre naturelle pour le pavage extérieur — Exigences et méthodes d'essai	Février 2003 – Révision février 2013	
	NF EN 1342 : Pavés de pierre naturelle pour le pavage extérieur — Exigences et méthodes d'essai (indice de classement : P98-342). Février 2003 et février 2013 (avec 2ème tirage en novembre 2014).	Février 2003 – Révision février 2013 – 2ème tirage en novembre 2014	
	NF EN 1343 : Bordures de pierre naturelle pour le pavage extérieur — Exigences et méthodes d'essai	Février 2003 – Révision février 2013	
	NF EN 1925 : Méthodes d'essai pour pierres naturelles — Détermination du coefficient d'absorption d'eau par capillarité	Mai 2007	

² Voir également les normes de la série NF EN 14617-1 à 17 ainsi que les normes NFEN771-5 et 771-5/CN consacrées aux pierres reconstituées.

NORMES DE PRODUITS ET MATÉRIAUX ET D'ESSAIS ASSOCIÉS			
Type de norme	Normes pierres naturelles (suite)	Date de valeur	Observations
De spécifications, de conception et de contrôles	NF EN 1926 : Méthodes d'essai des pierres naturelles — Détermination de la résistance en compression uni-axiale	Avril 2007	Marchés, travaux et contrôles
	NF EN 12057 : Produits en pierre naturelle — Plaquettes modulaires — Exigences	Juin 2005 – Révision avril 2015	
	NF EN 12058 : Produits de pierre naturelle — Dalles de revêtement de sols et d'escaliers — Exigences	Juin 2005 – Révision avril 2015	
	NF EN 12059 + A1 : Produits en pierre naturelle – Pierres de taille – Exigences	Février 2012	
	NF EN 12059/IN1 : Produits en pierre naturelle – Pierres de taille – Exigences	Février 2012	
	NF EN 12370 : Méthodes d'essai pour pierres naturelles — Détermination de la résistance par un essai de cristallisation des sels	Juillet 1999	
	NF EN 12372 : Méthodes d'essai pour pierres naturelles — Détermination de la résistance à la flexion sous charge centrée	Mai 2007	
	NF EN 12440 : Pierres naturelles — Critères de dénomination	Mai 2008	
	NF EN 12670 : Pierre naturelle — Terminologie	Avril 2003	
	NF EN 13161 : Méthodes d'essai pour pierre naturelle — Détermination de la résistance à la flexion sous moment constant	Août 2008	
	NF EN 13364 : Méthodes d'essai pour pierre naturelle — Détermination de l'effort de rupture au niveau du goujon de l'agrafe	Septembre 2002	
	NF EN 13373 : Méthodes d'essai pour pierres naturelles — Détermination des dimensions et autres caractéristiques géométriques	Janvier 2004	
	NF EN 13755 : Méthodes d'essai pour pierres naturelles — Détermination de l'absorption d'eau à la pression atmosphérique	Août 2008	
	NF EN 14066 : Méthodes d'essai pour pierres naturelles — Détermination de la résistance au vieillissement accéléré par chocs thermiques	Avril 2013	
	NF EN 14146 : Méthodes d'essai pour pierres naturelles — Détermination du module d'élasticité dynamique (par la mesure de la fréquence de résonance fondamentale)	Août 2004	
	NF EN 14147 : Méthodes d'essai pour pierres naturelles — Détermination de la résistance au vieillissement accéléré au brouillard salin	Juin 2004	
	NF EN 14157 : Pierres naturelles — Détermination de la résistance à l'usure	Mai 2005	
	NF EN 14158 : Pierres naturelles — Détermination de l'énergie de rupture	Juillet 2004	
	NF EN 14231 : Méthodes d'essai pour les pierres naturelles — Détermination de la résistance à la glissance au moyen du pendule de frottement)	Décembre 2003	
	NF EN 14579 : Méthodes d'essai pour les pierres naturelles — Détermination de la vitesse de propagation du son	Mai 2005	
	NF EN 14580 : Méthodes d'essai pour les pierres naturelles — Détermination du module d'élasticité statique	Août 2005	
	NF EN 14581 : Méthodes d'essai pour les pierres naturelles — Détermination du coefficient linéaire de dilatation thermique	Juillet 2005	
	NF EN 16140 : Méthodes d'essai pour pierres naturelles — Détermination de la sensibilité aux changements d'aspect par cycles thermiques	Juin 2011	
	NF EN 16301 : Méthodes d'essai pour les pierres naturelles —Détermination de la sensibilité au tachage accidentel	Mai 2013	
	NF EN 16306 : Méthodes d'essai pour les pierres naturelles —Détermination de la résistance du marbre aux cycles thermiques et d'humidité	Avril 2013	
	NF P98-335 : Chaussées urbaines — Mise en œuvre des pavés et dalles en béton, des pavés en terre cuite et des pavés et dalles en pierre naturelle	Mai 2007	
	NF P98-351 : Cheminements- Insertion des handicapés- Éveil de vigilance – Caractéristiques, essais et règles d'implantation des dispositifs podo-tactiles au sol d'éveil de vigilance à l'usage des personnes aveugles ou malvoyantes	Août 2010	

NORMES DE PRODUITS ET MATÉRIAUX ET D'ESSAIS ASSOCIÉS			
Type de norme	Normes brique	Date de valeur	Observations
De spécifications, de conception et de contrôles	NF EN 771-1 : Spécifications pour éléments de maçonnerie – Partie 1 : Briques de terre cuite	Novembre 2005 – Révision août 2011	Marchés, travaux et contrôles
	NF EN 771-1/CN : Spécifications pour éléments de maçonnerie – Partie 1 : Briques de terre cuite	Mars 2012	
Type de norme	Normes liants : chaux et ciments	Date de valeur	Observations
De spécifications, de conception et de contrôles	NF EN 459-1 intitulée : Chaux de construction - Partie 1 : Définitions, spécifications et critères de conformité	Octobre 2002 – Révision mars 2012	Marchés, travaux et contrôles
	NF EN 459-2 intitulée : Chaux de construction - Partie 2 : Méthodes d'essai	Octobre 2002 – Révision août 2012	
	NF EN 459-3 intitulée : Chaux de construction - Partie 3 : Évaluation de la conformité	Septembre 2002 – Révision avril 2012	
	NF EN 197-1 : Ciment – Partie 1 : Composition, spécifications et critères de conformité des ciments courants	Février 2001 - Révisions décembre 2004, avril 2009 et avril 2012	
	NF P15-302 : Liants hydrauliques - Ciments à usage tropical – Composition, spécifications et critères de conformité	Septembre 2006	
	NF P15-317 : Liants hydrauliques - Ciments pour travaux à la mer	Juillet 2007 – Révision septembre 2006	
	NF P15-319 : Liants hydrauliques - Ciments pour travaux en eaux à haute teneur en sulfates	Septembre 2006 – Révision janvier 2014	
Type de norme	Normes granulats et additions	Date de valeur	Observations
De spécifications, de conception et de contrôles	NF EN 12620 : Granulats pour béton	Juin 2008	Marchés, travaux et contrôles
	NF EN 13055-1 : Granulats légers	Décembre 2002	
	NF P18-545 : Granulats – Éléments de définition, conformité et codification	Mars 2008 – Homologation septembre 2011	
	NF EN 450-1 : Cendres volantes pour béton – Partie 1 : définition, spécifications et critères de conformité	Décembre 2007 – Révision octobre 2012	
	NF EN 450-2 : Cendres volantes pour béton – Partie 2 : évaluation de la conformité	Octobre 2005	
	NF P18-506 : Additions pour béton hydraulique - Laitier vitrifié moulu de haut-fourneau – Spécifications et critères de conformité	Mars 1992 – Annulation le 09/2006 voir NF EN 15167-1	
	NF EN 15167-1 : Laitier granulé de haut-fourneau moulu pour utilisation dans le béton, mortiers et coulis – Partie 1 : définitions, exigences et critères de conformité	Septembre 2006 remplace NF P18-506	
	NF P18-501 : Additions pour béton hydraulique - Fillers	Mars 1992 – Annulation le 20/07/2012 (cf. les normes de la série NF P18-5** : additions siliceuses et calcaires)	
	NF P 18-508 : Additions pour béton hydraulique – Additions calcaires – Spécifications et critères de conformité	Juillet 1985 – Révision janvier 2012	
	NF P 18-509 : Additions pour béton hydraulique – Additions siliceuses – Spécifications et critères de conformité	Décembre 1998 – Révision septembre 2012	

NORMES DE PRODUITS ET MATÉRIAUX ET D'ESSAIS ASSOCIÉS			
Type de norme	Normes adjuvants	Date de valeur	Observations
De spécifications, de conception et de contrôles	NF EN 934-1 : Adjuvants pour béton, mortier et coulis – Partie 1 : exigences communes	Avril 2008	Marchés, travaux et contrôles
	NF EN 934-2+A1 : Adjuvants pour béton, mortier et coulis – Partie 2 : adjuvants pour bétons – définition, exigences, conformité et étiquetage (avec liste de corrections IN1)	Août 2009 – Révision août 2012	
	NF EN 934-3+A1 : Adjuvants pour béton, mortier et coulis – Partie 3 : adjuvants pour mortier de montage – définition, exigences, conformité, marquage et étiquetage	Novembre 2009 – Révision octobre 2012	
	NF EN 934-3/IN1 : Adjuvants pour béton, mortier et coulis – Partie 3 : adjuvants pour mortier de montage – définition, exigences, conformité, marquage et étiquetage	Liste de corrections : octobre 2012	
	NF EN 934-4 : Adjuvants pour béton, mortier et coulis – Partie 4 : adjuvants pour coulis de câble de précontrainte – définition, exigences, conformité et étiquetage	Août 2009	
	NF EN 934-5 : Adjuvants pour béton, mortier et coulis – Partie 5 : adjuvants pour bétons projetés – définition, exigences, conformité et étiquetage	Août 2009	
	NF EN 934-6 : Adjuvants pour béton, mortier et coulis – Partie 6 : échantillonnage, contrôle et évaluation de la conformité	Septembre 2002 – Modification voir NF EN 934-6/A1	
	NF EN 934-6/A1 : Adjuvants pour béton, mortier et coulis – Partie 6 : échantillonnage, contrôle et évaluation de la conformité	Mars 2006	
Type de norme	Normes eau de gâchage	Date de valeur	Observations
De spécifications, de conception et de contrôles	NF EN 1008 : Eau de gâchage pour bétons – Spécifications d'échantillonnage, d'essais et d'évaluation de l'aptitude à l'emploi, y compris les eaux des processus de l'industrie du béton, telle que l'eau de gâchage pour béton	Juillet 2003	Marchés, travaux et contrôles
Type de norme	Normes produits spéciaux	Date de valeur	Observations
De spécifications, de conception et de contrôles	NF P 18-821 : Produits spéciaux destinés aux constructions en béton hydraulique – Produits de calage et de scellement à base de liants hydrauliques - Caractères normalisés et garantis	Septembre 1993 – Révision et homologation août 2013	Marchés, travaux et contrôles
	NF P 18-822 : Produits spéciaux destinés aux constructions en béton hydraulique – Produits de calage et de scellement à base de résines synthétiques - Caractères normalisés et garantis	Septembre 1993 – Révision et homologation décembre 2009	
	NF EN 1504-2 : Produits et systèmes pour la protection et la réparation des structures en béton – Définitions, prescriptions, maîtrise de la qualité et évaluation de la conformité - Partie 2 : systèmes de protection de surface pour le béton	Avril 2005 – Révision 2014	
	NF EN 1504-3 : Produits et systèmes pour la protection et la réparation des structures en béton – Définitions, prescriptions, maîtrise de la qualité et évaluation de la conformité - Partie 3 : réparation structurale et non structurale	Février 2006 – Révision en cours 2015	
	NF EN 1504-6 : Produits et systèmes pour la protection et la réparation des structures en béton – Définitions, prescriptions, maîtrise de la qualité et évaluation de la conformité - Partie 6 : Ancrage de barres d'acier d'armature	Novembre 2006	
	NF EN 1504-7 : Produits et systèmes pour la protection et la réparation des structures en béton – Définitions, prescriptions, maîtrise de la qualité et évaluation de la conformité - Partie 7 : Protection contre la corrosion des armatures	Novembre 2006	
Type de norme	Normes coulis d'injection	Date de valeur	Observations
De spécifications, de conception et de contrôles	XP P18-358 : Adjuvants pour bétons, mortiers et coulis – Coulis courants d'injection pour précontrainte – Mesure de la fluidité et de la réduction d'eau	Juillet 1985	Marchés, travaux et contrôles
	XP P18-359 : Adjuvants pour bétons, mortiers et coulis – Coulis courants d'injection pour précontrainte – Mesure de l'exsudation (stabilité)	Juillet 1985	
	XP P18-360 : Adjuvants pour bétons, mortiers et coulis – Coulis courants d'injection pour précontrainte – Essais mécaniques flexion-compression	Juillet 1985	
	XPP18-361 : Adjuvants pour bétons, mortiers et coulis – Coulis courants d'injection pour précontrainte – Mesure de retrait	Juillet 1985	
	XP P18-362 : Adjuvants pour bétons, mortiers et coulis – Coulis courants d'injection pour précontrainte – Détermination des temps de début et fin de prise	Juillet 1985	
	NF P18-363 : Adjuvants pour bétons, mortiers et coulis – Coulis courants d'injection pour précontrainte – Détermination de la fausse prise (essai de Tusschenbroeck)	Décembre 1986 – Révision et homologation décembre 2014	

NORMES DE PRODUITS ET MATÉRIAUX ET D'ESSAIS ASSOCIÉS			
Type de norme	Normes coulis d'injection (suite)	Date de valeur	Observations
De spécifications, de conception et de contrôles	XP P18-364 : Adjuvants pour bétons, mortiers et coulis – Coulis courants d'injection pour précontrainte –Essai d'absorption capillaire	Juillet 1965	Marchés, travaux et contrôles
	NF EN 1771 : Produits et systèmes pour la protection et la réparation des structures en béton – Méthodes d'essai – Détermination de l'injectabilité et essai de fendage	Janvier 2005	
Type de norme	Normes armatures de BA	Date de valeur	Observations
De spécifications, de conception et de contrôles	XP A35-014 : Armatures pour béton armé - Barres et couronnes lisses, à verrous ou à empreintes en acier inoxydable	Décembre 2003	Marchés, travaux et contrôles
	NF A35-015 : Armatures pour béton armé – Aciers soudables lisses – Barres et couronnes	Novembre 2009	
	NF A35-016-1 : Aciers pour béton armé – Aciers soudables à verrous – Partie 1 : barres et couronnes	Novembre 2007 – Annulation le 10/2010	
	NF A35-017 : Armatures pour béton armé - Barres et fils machine non soudables à verrous	Décembre 2007	
	NF A35-019-1 : Aciers pour béton armé – Armatures constituées de fils soudables à empreintes – Partie 1 : barres et couronnes	Novembre 2007 – Annulation le 10/2010	
	NF A 35-020-1 : Produits en acier – dispositifs de raboutage et dispositifs d'ancrage d'aciers pour béton armé à verrous ou à empreintes - Partie 1 : prescriptions relatives aux performances mécaniques	Juillet 1999 – Révision juin 2011	
	NF A35-020-2-1 : Produits en acier - Dispositifs de raboutage et dispositifs d'ancrage d'aciers pour béton armé à verrous ou à empreintes - Partie 2-1 : méthodes d'essai pour dispositifs de raboutage	Juillet 1999 – Révision juin 2011	
	NF A35-020-2-2 : Produits en acier - Dispositifs de raboutage et dispositifs d'ancrage d'aciers pour béton armé à verrous ou à empreintes - Partie 2-2 : méthodes d'essai pour les dispositifs d'ancrage et les coupleurs à souder		
	XP A35-025 : Produits en acier – Barres et couronnes pour béton armé galvanisées à chaud – Fils destinés à la fabrication d'armatures pour béton armé galvanisées à chaud	Mars 2002	
	XP A35-026 : Produits en acier – Aciers plats crantés soudables – Barres et couronnes	Novembre 2013	
	NF A35-027 : Produits en acier pour béton armé – Armatures	Novembre 2009	
	NF A35-080-1 : Aciers pour béton armé – Aciers soudables – Partie 1 : barres et couronnes	Décembre 2013	
	NF A35-080-2 : Aciers pour béton armé – Aciers soudables – Partie 2 : Treillis soudés	Décembre 2013	
	NF EN 10080 : Aciers pour l'armature du béton – Aciers soudables pour béton armé – Généralités	Septembre 2009	
	NF EN ISO 17660-1 : Soudage – Soudage des armatures – Assemblages transmettant des efforts.	Décembre 2008 – Remplace le FD A35-029	
	NF EN ISO 17660-2 : Soudage – Soudage des armatures – Assemblages non transmettants.	Décembre 2008 – Remplace le FD A35-029	
Type de norme	Normes armatures de BP	Date de valeur	Observations
De spécifications, de conception et de contrôles	PrNF EN 10138-1 : Armatures de précontrainte – Partie 1 : prescriptions générales	Janvier 2001	Marchés, travaux et contrôles
	PrNF EN 10138-2 : Armatures de précontrainte – Partie 2 : fils	Janvier 2001	
	PrNF EN 10138-3 : Armatures de précontrainte – Partie 3 : torons	Janvier 2001	
	PrNF EN 10138-4 : Armatures de précontrainte – Partie 4 : barres	Janvier 2001	
	NF A35-035 : Produits en acier – Fils lisses et torons de précontrainte à 7 fils revêtus par immersion à chaud de zinc ou d'alliage de zinc	Février 2001	
	XP A35-037-1 : Produits en acier - Torons en acier à haute résistance protégés gainés : partie 1 : prescriptions générales	Mai 2003	
	XP A35-037-2 : Produits en acier – Torons en acier à haute résistance protégés gainés : partie 2 : prescriptions spécifiques aux torons protégés gainés coulissants (type P)	Mai 2003	

NORMES DE PRODUITS ET MATÉRIAUX ET D'ESSAIS ASSOCIÉS			
Type de norme	Normes armatures de BP (suite)	Date de valeur	Observations
De spécifications, de conception et de contrôles	XP A35-037-3 : Produits en acier – Torons en acier à haute résistance protégés par gaines : partie 3 : prescriptions spécifiques aux torons protégés gainés adhérents (type SC)	Mai 2003	Marchés, travaux et contrôles
	XP A35-045-1 : Produits en acier – Armatures de précontrainte – Partie 1 : prescriptions générales	Février 2000 – Révision décembre 2011	
	XP A35-045-2 : Produits en acier – Armatures de précontrainte – Partie 2 : fils	Février 2000 – Révision décembre 2011	
	XP A35-045-3 : Produits en acier – Armatures de précontrainte – Partie 3 : torons	Février 2000 – Révision décembre 2011	
	XP A35-045-4 : Aciers de précontrainte – Partie 4 : barres	Décembre 2011	
	ISO 14655:1999 : Toron pour la précontrainte du béton avec revêtement époxy	Décembre 1999	
	ISO 14656 :1999 : Poudre époxy et matériau de réparation pour le revêtement des armatures en acier pour béton	Décembre 1999	
Type de norme	Normes gaines et conduits pour armatures de BP	Date de valeur	Observations
De spécifications, de conception et de contrôles	NF EN 523 : Gains en feuillard d'acier pour câbles de précontrainte – Terminologie, prescriptions, contrôle de qualité	Janvier 2004	Marchés, travaux et contrôles
	NF EN 524-1 à 6 : Gains en feuillard d'acier pour câbles de précontrainte – Méthodes d'essai	Août 1997	
	NF EN 12201-1 : Systèmes de canalisations en plastiques pour alimentation en eau et pour les branchements et les collecteurs d'assainissement avec pression – Polyéthylène (PE) – Partie 1 : généralités	Septembre 2003 – Révision novembre 2011	
	NF EN 12201-2+A1+ IN1 : Systèmes de canalisations en plastiques pour alimentation en eau et pour les branchements et les collecteurs d'assainissement avec pression – Polyéthylène (PE) – Partie 2 : tubes	Septembre 2003 – Révision et corrections novembre 2013	
	NF EN 12201-3+A1 + IN1 : Systèmes de canalisations en plastiques pour alimentation en eau et pour les branchements et les collecteurs d'assainissement avec pression – Polyéthylène (PE) – Partie 3 : raccords	Septembre 2003 – Révision et corrections janvier 2013	
	NF EN 12201-5 : Systèmes de canalisations en plastiques pour alimentation en eau et pour les branchements et les collecteurs d'assainissement avec pression – Polyéthylène (PE) – Partie 5 : aptitude à l'emploi du système	Septembre 2003 – Révision novembre 2011	
	NF EN 10216-1 : Tubes sans soudure en acier pour service sous pression – Conditions techniques de livraison – Partie 1 : tubes en acier non allié avec caractéristiques spécifiées à température ambiante	Décembre 2002 – Révisions octobre 2004 et avril 2014	
	NF EN 10217-1 : Tubes soudés en acier pour service sous pression – Conditions techniques de livraison – Partie 1 : tubes en acier non allié avec caractéristiques spécifiées à température ambiante	Décembre 2002 et juillet 2005	
	NF EN 10219-1 : Profils creux de construction soudés, formés à froid en acier non allié et à grains fins – Partie 1 : conditions techniques de livraison	Août 2006	
	NF EN 10219-2 : Profils creux de construction soudés, formés à froid en acier non allié et à grains fins – Partie 1 : tolérances, dimensions et caractéristiques de profil	Août 2006	
	NF EN 10305-3 : Tubes de précision en acier – Conditions techniques de livraison – Partie 3 : tubes soudé calibrés à froid	Mai 2003 – Révision juillet 2010	
Type de norme	Normes aciers de construction	Date de valeur	Observations
De spécifications, de conception et de contrôles	NF A 35-503 : Produits sidérurgiques – Exigences pour la galvanisation à chaud d'éléments en acier	Juin 2008	Marchés, travaux et contrôles
	NF A 45-001 : Produits sidérurgiques – Barres laminées à chaud ou laminés marchands d'usage général – Tolérances sur formes et dimensions	Juillet 1994 - Annulation le 04/2010	
	NF EN 10025-1 : Produits laminés à chaud en aciers de construction – Partie 1 : conditions techniques générales de livraison	Mars 2005	
	NF EN 10025-2 : Produits laminés à chaud en aciers de construction – Partie 2 : conditions techniques de livraison pour les aciers de construction non	Mars 2005	

NORMES DE PRODUITS ET MATÉRIAUX ET D'ESSAIS ASSOCIÉS			
Type de norme	Normes aciers de construction (suite)	Date de valeur	Observations
De spécifications, de conception et de contrôles	NF EN 10025-3 : Produits laminés à chaud en aciers de construction – Partie 3 : conditions techniques de livraison pour les aciers de construction soudables à grains fins à l'état normalisé/laminage normalisé	Mars 2005	Marchés, travaux et contrôles
	NF EN 10025-5 : Produits laminés à chaud en aciers de construction – Partie 5 : conditions techniques de livraison pour les aciers de construction à résistance améliorée à la corrosion atmosphérique	Mars 2005	
	NF EN 10060 : Ronds laminés à chaud - Dimensions et tolérances sur la forme et les dimensions	Juin 2004	
Type de norme	Normes aciers inoxydables	Date de valeur	Observations
De spécifications, de conception et de contrôles	FD A 35-570 : Nuances françaises d'aciers inoxydables d'usage général ne figurant pas dans l'EN 10088 parties 2 et 3	Novembre 1996	Marchés, travaux et contrôles
	NF A 47-402: Produits sidérurgiques – Produits longs en acier inoxydable transformés à froid – Dimensions, tolérances et qualité de surface	Juillet 1993 – Annulation 7/08/2014 (examen systématique)	
	NF EN 10088-1 : Aciers inoxydables – Partie 1 : liste des aciers inoxydables	Septembre 2005 – Révision décembre 2014	
	NF EN 10088-2 : Aciers inoxydables – Partie 2 : conditions techniques de livraison des tôles et bandes en acier de résistance à la corrosion pour usage général	Septembre 2005 – Révision décembre 2014	
	NF EN 10088-3 : Aciers inoxydables – Partie 3 : conditions techniques de livraison pour les demi-produits, barres et fil machine, fils tréfilés, profils et produits transformés à froid en acier résistant à la corrosion d'usage général	Septembre 2005 – Révision décembre 2014	
	NF EN 10088-4 : Aciers inoxydables – Partie 4 : conditions techniques de livraison des tôles et bandes en acier en acier résistant à la corrosion pour usage de construction	Août 2009	
	NF EN 10088-5 : Aciers inoxydables – Partie 4 : conditions techniques de livraison pour les barres, fils tréfilés, profils et produits transformés à froid en acier résistant à la corrosion pour usage de construction	Juillet 2009	
Type de norme	Normes aciers moulés	Date de valeur	Observations
De spécifications, de conception et de contrôles	NF EN 10340 : Aciers moulés de construction	Décembre 2007	Marchés, travaux et contrôles
	NF EN 10283 : Aciers moulés résistant à la corrosion	Avril 2010	
Type de norme	Normes éléments de fixation (boulons...)	Date de valeur	Observations
De spécifications, de conception et de contrôles	NF E25-812 : Boulonnerie de construction à haute résistance apte à la précontrainte – Système HRC – Boulons à précontrainte calibrée	Avril 2004 - Annulation le 06/2015	Marchés, travaux et contrôles
	NF EN 14399-1 : Boulonnerie de construction à haute résistance apte à la précontrainte - Partie 1 : exigences générales	Août 2005 – Révision mai 2015	
	NF EN 14399-2 : Boulonnerie de construction à haute résistance apte à la précontrainte - Partie 2 : essai d'aptitude à l'emploi pour la mise en précontrainte	Août 2005	
	NF EN 14399-3 : Boulonnerie de construction à haute résistance apte à la précontrainte - Partie 4 : Système HR – Boulons à tête hexagonale	Août 2005	
	NF EN 14399-4 : Boulonnerie de construction à haute résistance apte à la précontrainte - Partie 4 : Système HV – Boulons à tête hexagonale (vis et écrou)	Août 2005	
	NF EN 14399-5 : Boulonnerie de construction à haute résistance apte à la précontrainte - Partie 5 : Rondelles plates	Août 2005 – Révision mai 2015	
	NF EN 14399-6 : Boulonnerie de construction à haute résistance apte à la précontrainte - Partie 6 : Rondelles plates chanfreinées	Août 2005 – Révision mai 2015	
	NF EN 14399-7 : Boulonnerie de construction à haute résistance apte à la précontrainte - Partie 7 : Système HR – Boulons à tête fraisée (vis + écrou)	Août 2005 – Révision septembre 2008	
	NF EN 14399-8 : Boulonnerie de construction à haute résistance apte à la précontrainte - Partie 8 : Système HV – Boulons ajustés à tête hexagonale (vis + écrou)	Août 2005 – Révision février 2008	

NORMES DE PRODUITS ET MATÉRIAUX ET D'ESSAIS ASSOCIÉS			
Type de norme	Normes éléments de fixation (boulons...) (suite)	Date de valeur	Observations
De spécifications, de conception et de contrôles	NF EN 14399-9 : Boulonnerie de construction à haute résistance apte à la précontrainte - Partie 9 : Système HR ou HV – Boulons avec rondelles indicatrices de précontrainte	Juin 2009	Marchés, travaux et contrôles
	NF EN 14399-10 : Boulonnerie de construction à haute résistance apte à la précontrainte - Partie 10 : Système HCR – Boulons (vis + écrou + rondelle) à précontrainte calibrée	Mai 2009	
	NF EN ISO 898-2 : Caractéristiques mécaniques des éléments de fixation en acier au carbone et en acier allié - Partie 2 : Écrous de classes de qualité spécifiées - Filetages à pas gros et filetages à pas fin -	Mars 1994 – Révision juin 2012	
	NF EN ISO 898-1 : Caractéristiques mécaniques des éléments de fixation en acier au carbone et en acier allié – Partie 1 : vis, goulons et tiges filetées de classes de qualité spécifiées – Filetages à pas gros et filetages à pas fins	Juin 2009 – Révision mai 2013	
	NF EN ISO 1461 : Revêtement par galvanisation à chaud sur produits ferreux finis- Spécifications et méthodes d'essai	Juillet 2009	
	NF EN ISO 4014 : Vis à tête hexagonale partiellement filetées - Grades A et B	Septembre 1999 – Révision juin 2011	
	NF EN ISO 4017 : Vis à tête hexagonale entièrement filetées - Grades A et B	Janvier 2001 – Révision octobre 2014	
	NF EN ISO 4032 : Écrous hexagonaux normaux (style 1) – Grades A et B – Écrous hexagonaux, style 1	Janvier 2001 – Révision mars 2013	
	NF EN ISO 4042 : Éléments de fixation – Revêtements électrolytiques	Novembre 1999	
	NF EN ISO 10684 : Éléments de fixation – Revêtements de galvanisation à chaud	Décembre 2004 – Révisions et homologation juillet 2008 et août 2009	
Type de norme	Normes produits consommables pour le soudage	Date de valeur	Observations
De spécifications, de conception et de contrôles	NF EN ISO 18275 : Produits consommables pour le soudage - Électrodes enrobées pour le soudage manuel à l'arc des aciers à haute résistance - Classification (remplace la norme NF EN 757)	Mai 1997 – Révision août 2012	Marchés, travaux et contrôles
	NF EN ISO 2560 : Produits consommables pour le soudage – Électrodes enrobées pour le soudage manuel à l'arc des aciers non alliés et des aciers à grains fins – Classification (remplace la norme NF A 81-309)	Octobre 2009 – Révision décembre 2009	
	PRNF EN ISO 17632 : Produits consommables pour le soudage – Fils-électrodes fourrés pour soudage à l'arc avec ou sans gaz de protection des aciers non alliés et des aciers à grains fins – Classification	Août 2008 – Révision décembre 2013	
Type de norme	Normes peintures et revêtements de protection	Date de valeur	Observations
De spécifications, de conception et de contrôles	NF T 36-005 : Peintures et vernis – Classification des peintures	Septembre 1989 – Révision juillet 2010	Marchés, travaux et contrôles
	NF EN 1062-1 : Peintures et vernis - Produits et systèmes de revêtements pour maçonnerie et béton extérieurs – Partie 1 : classification	Octobre 2004	
	NF T34-722 : Peintures et vernis - Produits et systèmes de revêtements pour maçonnerie et béton extérieurs – Adaptation des revêtements de façade à la nouvelle classification européenne	Septembre 2004 – Révision et homologation mai 2015	
Type de norme	Normes produits bitumineux – géotextiles et géomembranes	Date de valeur	Observations
De spécifications, de conception et de contrôles	NF P84-500 : Géomembranes – Dictionnaire des termes relatifs aux géomembranes	Juin 1988 – Révision avril 2013	Marchés, travaux et contrôles
	NF P84-520 : Géomembranes - Identification sur site	Juin 1994	
	NF EN 12970 : Asphalte coulé pour étanchéité – Définitions, spécifications et méthodes d'essai.	Décembre 2000	
	NF EN 13249 : Géotextiles et produits apparentés – Caractéristiques requises pour l'utilisation dans la construction de routes et autres zones de circulation (à l'exclusion des voies ferrées et des couches de roulement)	Septembre 2001 - Révisions août 2005, avril 2015 et juin 2015	

NORMES DE PRODUITS ET MATÉRIAUX ET D'ESSAIS ASSOCIÉS			
Type de norme	Normes produits bitumineux – géotextiles et géomembranes (suite)	Date de valeur	Observations
De spécifications, de conception et de contrôles	NF EN 13251 : Géotextiles et produits apparentés – Caractéristiques requises pour l'utilisation dans les travaux de terrassement, les fondations et les structures de soutènement	Septembre 2001 – Révision août 2005 et mars 2015	Marchés, travaux et contrôles
	NF EN 13252 : Géotextiles et produits apparentés – Caractéristiques requises pour l'utilisation dans les systèmes de drainage	Novembre 2001 – Révisions août 2005, mars 2015 et mai 2015	
	NF EN 15381 : Géotextiles et produits apparentés – Caractéristiques requises pour l'utilisation dans les chaussées et couches de roulement en enrobés	Décembre 2008	
	Recommandations pour l'emploi des géotextiles pour les systèmes de drainage et filtration édités par le Comité français des géotextiles	Avril 1986 – Révision mars 2014	
Type de norme	Normes canalisations et dispositifs d'évacuation des eaux en fonte	Date de valeur	Observations
De spécifications, de conception et de contrôles	NF EN 598 : Tuyaux, raccords et accessoires en fonte ductile et leurs assemblages pour l'assainissement – Prescriptions et méthodes d'essai	Août 2009	Marchés, travaux et contrôles
	PRNF EN 877 : Tuyaux et raccords en fonte, leurs assemblages et accessoires destinés à l'évacuation des eaux des bâtiments – Prescriptions, méthodes d'essai et assurance qualité	Avril 2012, Novembre 1999 et décembre 2006	
	NF EN 14525 : Adaptateurs de brides et manchons à larges tolérances en fonte ductile destinés à être utilisés avec des tuyaux faits de différents matériaux : fonte ductile, fonte grise, acier, PVC-U, PE, fibre-ciment	Mai 2005	
	NF EN 1563 : Fonderie – Fonte à graphite sphéroïdal	Octobre 1997 – Révisions avril 2003, décembre 2005 et février 2012	
	NF EN 124 : Dispositifs de couronnement et de fermeture pour les zones de circulation pour les piétons et véhicules – Principes de construction, essais types, marquage et contrôle qualité	Novembre 1994	
Type de norme	Normes canalisations d'assainissement et de drainage en plastique	Date de valeur	Observations
De spécifications, de conception et de contrôles	NF P 16-351 : Systèmes de canalisations en plastique pour drainage enterré - Ouvrages de voirie, travaux publics et autres ouvrages de génie civil - Spécifications pour tubes et accessoires en PVC-U, PE et PP	Juillet 1998 – Révision novembre 2013	Marchés, travaux et contrôles
	NF ENV 1401-1 : Systèmes de canalisations en plastique pour les branchements et collecteurs d'assainissement sans pression enterrés – Polychlorure de vinyle non plastifié (PVC-U) - Partie 1 : spécifications pour tubes, raccords et le système	Avril 2009	
	XP CEN/TS 1401-2 : Systèmes de canalisations en plastique pour les branchements et collecteurs d'assainissement sans pression enterrés – Polychlorure de vinyle non plastifié (PVC-U) - Partie 2 : guide pour l'évaluation de la conformité	Novembre 2000 – révision février 2013	
	XP ENV 1401-3 : Systèmes de canalisations en plastique pour les branchements et collecteurs d'assainissement sans pression enterrés – Polychlorure de vinyle non plastifié (PVC-U) - Partie 3 : guide pour la pose	Juin 2002 – annulation par le CEN le 10/10/2014	
	NF EN 1852-1 : Systèmes de canalisations en plastique pour les branchements et collecteurs d'assainissement sans pression enterrés – Polypropylène (PP) - Partie 1 : spécifications pour tubes, raccords et le système	Mai 2009	
	XP CEN/TS 1852-2 : Systèmes de canalisations en plastique pour les branchements et collecteurs d'assainissement sans pression enterrés – Polypropylène (PP) - Partie 2 : guide d'évaluation de la conformité	Mai 2001 – Révision janvier 2010	
	XP CEN/TS 1852-3 : Systèmes de canalisations en plastique pour les branchements et collecteurs d'assainissement sans pression enterrés – Polypropylène (PP) - Partie 3 : guide pour la pose	Août 2003 – Annulation par le CEN le 10/10/2014 et le 16/02/2015	
	NF EN 12666-1+A1 : Systèmes de canalisations en plastique pour les branchements et collecteurs d'assainissement sans pression enterrés – Polyéthylène (PE) – Partie 1 : spécifications pour les tubes, raccords et le système	Avril 2006 – Révision septembre 2011	
	XP CEN/TS 12666-2 : Systèmes de canalisations en plastique pour les branchements et collecteurs d'assainissement sans pression enterrés – Polyéthylène (PE) – Partie 2 : guide pour l'évaluation de la conformité	Janvier 2007 – Révision novembre 2012	
	NF EN 13476-1 : Systèmes de canalisations en plastique pour les branchements et collecteurs d'assainissement sans pression enterrés – Systèmes de canalisations à parois structurées en polychlorure de vinyle non plastifié (PVC-U), en polypropylène (PP) et polyéthylène (PE) – Partie 1 : exigences générales et caractéristiques de performance	Septembre 2007	

NORMES DE PRODUITS ET MATÉRIAUX ET D'ESSAIS ASSOCIÉS			
Type de norme	Normes canalisations d'assainissement et de drainage en plastique (suite)	Date de valeur	Observations
De spécifications, de conception et de contrôles	NF EN 13476-2 : Systèmes de canalisations en plastique pour les branchements et collecteurs d'assainissement sans pression enterrés – Systèmes de canalisations à parois structurées en polychlorure de vinyle non plastifié (PVC-U), en polypropylène (PP) et polyéthylène (PE) – Partie 2 : spécifications pour les tubes et raccords avec une surface interne et externe lisse et le système de Type A	Septembre 2007	
	NF EN 13476-3 : Systèmes de canalisations en plastique pour les branchements et collecteurs d'assainissement sans pression enterrés – Systèmes de canalisations à parois structurées en polychlorure de vinyle non plastifié (PVC-U), en polypropylène (PP) et polyéthylène (PE) – Partie 3 : spécifications pour les tubes et raccords avec une surface interne et externe lisse et le système de Type B	Mars 2009	
	XP CEN/TS 13476-4 : Systèmes de canalisations en plastique pour les branchements et collecteurs d'assainissement sans pression enterrés – Systèmes de canalisations à parois structurées en polychlorure de vinyle non plastifié (PVC-U), en polypropylène (PP) et polyéthylène (PE) – Partie 4 : guide pour l'évaluation de la conformité	Août 2008 – Révision juillet 2013	
	NF EN 13598-1 : Systèmes de canalisations en plastique pour les branchements et collecteurs d'assainissement enterrés sans pression – Polychlorure de vinyle non plastifié (PVC-U), polypropylène (PP) et polyéthylène (PE) – Partie 2 : spécifications pour raccords auxiliaires y compris les boîtes de branchement	Avril 2004 Avril 2011	Marchés, travaux et contrôles
	NF EN 13598-2 : Systèmes de canalisations en plastique pour les branchements et collecteurs d'assainissement enterrés sans pression – Polychlorure de vinyle non plastifié (PVC-U), polypropylène (PP) et polyéthylène (PE) – Partie 1 : spécifications relatives aux regards et aux boîtes d'inspection et de branchement dans les zones de circulation et dans les réseaux enterrés profondément	Mars 2009 – 2e tirage février 2010	
	NF EN 14364 : Systèmes de canalisations en plastique pour l'évacuation et l'assainissement avec ou sans pression – Plastiques thermorétractables renforcés de verre (PRV) à base de résine de polyester non saturé (UP) – Spécifications pour tubes, raccords et assemblages	Janvier 2009 – Révision avril 2013	
	NF EN 14758-1 : Systèmes de canalisations en plastique pour les branchements et les collecteurs d'assainissement sans pression – polypropylène avec modificateurs minéraux (PP-MD) – Partie 1 : spécifications pour les tubes, les raccords et le système	Mai 2009 – Révision mai 2012	
	XP CEN/TS 14758-2 : Systèmes de canalisations en plastique pour les branchements et les collecteurs d'assainissement sans pression – polypropylène avec modificateurs minéraux (PP-MD) – Partie 2 : guide pour l'évaluation de la conformité	Octobre 2007	
Type de norme	Normes canalisations d'assainissement en aciers inoxydables	Date de valeur	Observations
De spécifications, de conception et de contrôles	NF EN 1124-1 : Tubes et raccords de tubes soudés longitudinalement en acier inoxydable, à manchon enfichable pour réseaux d'assainissement – Partie 1 : prescriptions, essais, contrôle qualité (voir aussi l'additif A1)	Juillet 1999 et février 2005	
	NF EN 1124-2 : Tubes et raccords de tubes soudés longitudinalement en acier inoxydable, à manchon enfichable pour réseaux d'assainissement – Partie 2 : système S, formes et dimensions	Février 2008 – Révision août 2014	Marchés, travaux et contrôles
	NF EN 1124-3 : Tubes et raccords de tubes soudés longitudinalement en acier inoxydable, à manchon enfichable pour réseaux d'assainissement – Partie 3 : système X - dimensions	Décembre 2008	
Type de norme	Normes dispositifs d'évacuation et d'assainissement en béton	Date de valeur	Observations
De spécifications, de conception et de contrôles	NF EN 1917 : Regards de visite et boîtes de branchement en béton non armé, béton fibré acier et béton armé	Décembre 2003 – 3e tirage février 2009	
	NF P16-341 : Évacuation et assainissement – Tuyaux circulaires en béton armé et non armé pour réseaux d'assainissement sans pression – Définitions, spécifications, méthodes d'essai, marquage, conditions de réception	Novembre 1990	Marchés, travaux et contrôles
	NF P16-346-2 : Regards de visite et boîtes de branchement en béton non armé, béton fibré acier et béton armé – Partie 2 complément à NF EN 1917	Décembre 2003	
Type de norme	Normes bordures et caniveaux	Date de valeur	Observations
De spécifications, de conception et de contrôles	NF P98-340/CN : Éléments pour bordures de trottoirs en béton – Prescriptions et méthodes d'essai – Compléments national à la norme NF EN 1340	Mars 2004	Marchés, travaux et contrôles
	NF EN 1340 : Produits industriels préfabriqués – Bordures et caniveaux – Profils	Février 2004	

NORMES DE PRODUITS ET MATÉRIAUX ET D'ESSAIS ASSOCIÉS			
Type de norme	Normes produits et matériaux pour chaussées	Date de valeur	Observations
De spécifications, de conception et de contrôles	NF P98-105 : Assises de chaussées – Fabrication en continu des mélanges – Contrôle de la fabrication des graves et sables traités aux liants hydrauliques ou non traités en centrale de malaxage continu	Août 2003 – Révision janvier 2011	Marchés, travaux et contrôles
	NF P 98-115 : Assises de chaussées – Exécution des corps de chaussées – Constituants – Composition des mélanges et formulation – Exécution et contrôle	Mai 2009	
	NF EN 13108-1 ³ : Mélanges bitumineux – spécifications des matériaux – Partie 1 : enrobés bitumineux	Février 2007	
De spécifications, de conception et de contrôles	NF EN 1097-1 : Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physique des granulats – Partie 1 : détermination de la résistance à l'usure (micro DEVAL)	Novembre 1996 – Révision avril 2004 et août 2011	Marchés et contrôles
	NF EN 1097-2 : Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physique des granulats – Partie 2 : détermination de la résistance à la fragmentation	Octobre 1998 – Révisions novembre 2006 et juin 2010	
	NF P18-576 : Granulats – Détermination du coefficient de friabilité du sable	Décembre 1990 – Révision février 2013	
	XP P94-041 : Sols : reconnaissance et essais – Identification granulométrique – Méthode de tamisage par voie humide	Décembre 1995	
	NF P94-050 : Sols : reconnaissance et essais – Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux – Méthode par étuvage	Septembre 1995	
	NF P94-052-1 : Sols : reconnaissance et essais – Détermination des limites d'Atterberg – Partie 1 : limite de liquidité – Méthode du cône de pénétration	Novembre 1995	
	NF P94-053 : Sols : reconnaissance et essais – Détermination de la masse volumique des sols fins en laboratoire – Méthodes de la trousse coupante, du moule et de l'immersion dans l'eau	Octobre 1991	
	NF P94-054 : Sols : reconnaissance et essais – Détermination de la masse volumique des particules solides des sols – Méthode du pycnomètre à eau	Octobre 1991	
	NF P94-055 : Sols : reconnaissance et essais – Détermination de la teneur pondérale en matières organiques d'un sol – Méthode chimique	Décembre 1993	
	NF P94-056 : Sols : reconnaissance et essais – Analyse granulométrique – Méthode par tamisage à sec après lavage	Mars 1996	
	NF P94-057 : Sols : reconnaissance et essais – Analyse granulométrique des sols – Méthode par sédimentation	Mai 1992	
	NF P94-061-1 : Sols : reconnaissance et essais – Détermination de la masse volumique d'un matériau en place – Partie 1 : méthode au gamma-densimètre à pointe (à transmission directe)	Octobre 1996	
	NF P94-061-2 : Sols : reconnaissance et essais – Détermination de la masse volumique d'un matériau en place – Partie 2 : méthode au densitomètre à membrane	Avril 1996	
	NF P94-061-3 : Sols : reconnaissance et essais – Détermination de la masse volumique d'un matériau en place – Partie 3 : méthode au sable	Avril 1996	
	NF P94-061-4 : Sols : reconnaissance et essais – Détermination de la masse volumique d'un matériau en place – méthode pour matériaux grossiers ($D_{max} > 50$ mm)	Décembre 1996	
	NF P94-062 : Sols : reconnaissance et essais – Détermination de la masse volumique en place – Diagraphie à double sonde gamma	Août 1997	
	NF P94-067 : Sols : reconnaissance et essais – Coefficient de dégradabilité des matériaux rocheux	Décembre 1992	
	NF P94-066 : Sols : reconnaissance et essais – Coefficient de fragmentabilité des matériaux rocheux	Décembre 1992	
	NF P94-068 : Sols : reconnaissance et essais – Mesure de la capacité d'adsorption de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux – détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux par l'essai à la tache.	Octobre 1998	
	NF P 94-078 ⁴ : Sols : reconnaissance et essais – Indice CBR après immersion. Indice CBR immédiat. Indice portant immédiat – Mesure sur échantillon compacté dans le moule CBR	Mai 1997	

³ Voir aussi toute la série des normes NF EN 13108-1 à 13108-21.

⁴ Voir aussi les normes de la série NF P94-07*

NORMES DE PRODUITS ET MATÉRIEAUX ET D'ESSAIS ASSOCIÉS			
Type de norme	Normes produits et matériaux pour chaussées (suite)	Date de valeur	Observations
De spécifications, de conception et de contrôles	NF P94-093 : Sols : reconnaissance et essais – Détermination des références de compactage d'un matériau – Essai Proctor normal– Essai Proctor modifié	Octobre 1999 – Révision octobre 2014 et 2 ^e tirage en avril 2015	Marchés et contrôles
	XP P94-105 : Sols : reconnaissance et essais – Contrôle de la qualité du compactage – Méthode au pénétromètre dynamique à énergie variable – Principes et méthode d'étalonnage du pénétromètre – Exploitation des résultats - Interprétation	Mai 2000 – Révision avril 2012	
	NF P94-117-1 : Sols : reconnaissance et essais – Portance des plateformes – Partie 1 : module sous chargement statique à la plaque (EV2)	Avril 2000	
	NF P94-117-2 : Sols : reconnaissance et essais – Portance des plateformes – Partie 2 : module sous chargement dynamique	Octobre 2004	
	NF P94-117-3 : Sols : reconnaissance et essais – Portance des plateformes – Partie 3 : coefficient de réaction de Westergaard sous chargement statique d'une plaque	Décembre 2008	

Tableau n° 2

2.2.1 NORMES FRANÇAISE RELATIVES AUX TRAVAUX DE BÂTIMENT (DTU)

Type de norme	DTU	Date de valeur	Observations
De spécifications, de conception et de contrôles	NF P11-213-3 : DTU 13.3 - Dallages - Conception, calcul et exécution - Partie 1 : cahier des clauses techniques des dallages à usage industriel ou assimilés - Partie 2 : cahier des clauses techniques des dallages à usage autre qu'industriel ou assimilés - Partie 3 : cahier des clauses techniques des dallages de maisons individuelles - Partie 4 : cahier des clauses spéciales	Mars 2005	Marchés, travaux et contrôles
	NF DTU 20.1 : Travaux de bâtiment - Ouvrages en maçonnerie de petits éléments - Parois et murs - Partie 1-1 : cahier des clauses techniques types - Partie 1-2 : critères généraux de choix des matériaux - Partie 2 : cahier des clauses administratives spéciales types - Partie 3 : guide pour le choix des types de murs de façades en fonction du site - Partie 4 : règles de calcul et dispositions constructives minimales	Octobre 2008	
	NF DTU 26.1 : Travaux de bâtiment - Travaux d'enduits de mortiers - Partie 1-1 : cahier des clauses techniques - Partie 1-2 : critères généraux de choix des matériaux - Partie 2 : cahier des clauses spéciales	Avril 2008	
	NF DTU 32.1 : Travaux de bâtiment - Charpente en acier - Partie 1 : cahier des clauses techniques types (CCT) - Partie 2 : cahier des clauses administratives spéciales types (CCS)	Octobre 2009	
	NF DTU 55.2 : Travaux de bâtiment - Revêtements muraux attachés en pierre mince - Partie 1-1 : Cahier des clauses techniques types - Partie 1-2 : Critères généraux de choix des matériaux - Partie 2 : Cahier des clauses administratives spéciales types	Octobre 2000 – Révision décembre 2014	
	NF DTU 59.1 : Travaux de bâtiment - Revêtements de peinture en feuil mince, semi-épais, ou épais - Partie 1-1 : cahier des clauses techniques types - Partie 1-2 : critères généraux de choix des matériaux - Partie 2 : cahier des clauses administratives spéciales types	Octobre 1994 – Révisions octobre 2000 et juin 2013	
	NF DTU 52.1 : Travaux de bâtiments - Revêtements de sol scellés - Partie 1-1 : cahier des clauses techniques types - Partie 1-2 : cahier des critères généraux de choix des matériaux - Partie 2 : cahier des clauses administratives spéciales types	Novembre 2010	
	NF DTU 52.2 : Travaux de bâtiment - Pose collée des revêtements céramiques et assimilés - Pierres naturelles - Partie 1-1-1 : cahier des clauses techniques types pour les murs intérieurs - Partie 1-1-2 : cahier des clauses techniques types pour les murs extérieurs - Partie 1-1-3 : cahier des clauses techniques types pour les sols intérieurs et extérieurs - Partie 1-2 : cahier des critères généraux de choix des matériaux - Partie 2 : cahier des clauses administratives spéciales types	Décembre 2009	

Tableau n° 3

2.3.1 FASCICULES DE DOCUMENTATION

Type de document	FASCICULE DE DOCUMENTATION (AFNOR)	Date de valeur	Observations
De spécifications, de conception et de contrôles	FD P15-010 : Liants hydrauliques – Guide d'utilisation des ciments	Octobre 1997	Marchés, travaux et contrôles
	FD P18-823 : Produits de scellement à base de liants hydrauliques ou à base de résines synthétiques - Recommandations pour la conception et le dimensionnement des scellements de barres d'armature dans le béton armé	FD de juin 2004 – Révision octobre 2011	
	FD A35-029 : Armatures pour béton armé – Assemblages soudés – Qualification d'un mode opératoire de soudage – Qualification des soudeurs	Septembre 1999 - Annulation le 17/02/2010. Remplacement : NF EN ISO 17660-1 et 2 (tableau n°2)	

Tableau n° 4

2.3.2 AGRÉMENTS TECHNIQUES EUROPÉENS

Type de document	AGRÉMENTS TECHNIQUES EUROPÉENS	Date de valeur	Observations
De spécifications, de conception et de contrôles	Procédés de précontrainte par post-tension ATE 133	28 mai 2002	Marchés, travaux et contrôles
	Chevilles métalliques ATE 001-*(plusieurs ATE)	(plusieurs dates)	

Tableau n° 5

2.3.3 MARQUES NF

Type de document	MARQUE NF	Date de valeur	Observations
De spécifications, de conception et de contrôles	NF 002 : Liants hydrauliques		Marchés, travaux et contrôles
	NF 016 : Eléments de canalisations en fonte pour écoulement gravitaire		
	NF 070 : Boulonnerie de construction métallique		
	NF 030 : Produits spéciaux pour construction en béton hydraulique		
	NF 033 : Béton prêt à l'emploi		
	NF 041 : Granulats		
	NF 043 : Bordures et caniveaux en béton		
	NF 046 : Briques en terre cuite		
	NF 055 : Tubes et raccords en PVC non plastifié rigide		
	NF 070 : Boulonnerie de construction métallique		
	NF 085 : Adjuvants pour bétons, mortiers et coulis – Produits de cure		
	NF 110 : Voierie		
	NF 114 : Tubes en polyéthylène pour réseaux de distribution d'eau potable...		
	NF 120 : Eléments en béton pour réseaux d'assainissement sans pression		
	NF 136 : Accessoires pour réseau en polyéthylène d'eau potable...		
	NF 138 : Acier		
	NF 139 : Aciers pour béton armé		
	NF 254 : Armatures		
	NF 393 : Liants hydrauliques routiers HRB		
	NF 408 : Séparateurs de boue et de graisse		

Tableau n° 6

Nota : dans le présent tableau sont listées toutes les **marques NF** pouvant être utilisées lors de travaux de réparation ou de renforcement d'un ouvrage en maçonnerie. Cependant ces marques ne figurent pas toutes dans les **guides FABEM 6**.

Type de document	FASCICULES DU CCTG	Date de valeur	Observations
De spécifications, de conception et de contrôles	Fascicule 2 : Terrassements généraux	Arrêté de janvier 2003 - Arrêté du 30 mai 2012	Marchés, travaux et contrôles
	Fascicule 3 : Fourniture de liants hydrauliques	Décret 96-420 - Arrêté du 30 mai 2012	
	Titre II du fascicule 4 : Armatures à haute résistance pour constructions en béton précontraint par pré ou post-tension	Décret 96-420 - Arrêté du 30 mai 2012	
	Titre III du fascicule 4 : Aciers laminés pour constructions métalliques	Décret 2000-424 - Arrêté du 30 mai 2012	
	Fascicule 23 : Fourniture de granulats employés à la construction et l'entretien des chaussées	Arrêté du 31 août 2007 - Arrêté du 30 mai 2012	
	Fascicule 24 : Fourniture de liants bitumineux pour la construction et l'entretien des chaussées	Arrêté du 25 août 2004 - Arrêté du 30 mai 2012	
	Fascicule 25 : Exécution des corps de chaussée	Décret 96-420 - Arrêté du 30 mai 2012	
	Fascicule 27 : Fabrication et mise en œuvre des enrobés hydrocarbonés	Arrêté du 30 mai 2012	
	Fascicule 29 : Exécution des revêtements de voirie et espaces publics en produits modulaires	Arrêté du 15 mai 2006 - Arrêté du 30 mai 2012	
	Fascicule 31 : Bordures et caniveaux en pierre naturelle et en béton et dispositif de retenue en béton	Décret 93-164 - Arrêté du 30 mai 2012	
	Fascicule 32 : Construction des trottoirs	Décret 93-164 - Arrêté du 30 mai 2012	
	Fascicule 56 : Protection des ouvrages métalliques contre la corrosion	Arrêté du 12 février 2004 - Arrêté du 30 mai 2012	
	Fascicule 64 : Travaux de maçonnerie d'ouvrages de génie civil	Décret 93-164 - Arrêté du 30 mai 2012	
	Fascicule 65 : Exécution des ouvrages de génie civil en béton armé ou précontraint	Arrêté du 6 mars 2008 - Arrêté du 30 mai 2012	
	Fascicule 66 : Exécution des ouvrages de génie civil à ossature en acier	Décret 93-164 - Arrêté du 30 mai 2012	
	Titre 1 ^{er} du fascicule 67 : Étanchéité des ponts routes- Support en béton de ciment	Décret 93-164 - Arrêté du 30 mai 2012	
	Titre III du fascicule 67 : Étanchéité des ouvrages souterrains	Décret 93-164 - Arrêté du 30 mai 2012	
	Fascicule 68 : Exécution des travaux de fondation des ouvrages de génie civil	Décret 93-164 - Arrêté du 30 mai 2012	
	Titre 1 ^{er} du fascicule 70 : Réseaux	Arrêté du 17 septembre 2003 - Arrêté du 30 mai 2012	
	Titre II fascicule 70: Ouvrages de recueil, de restitution et de stockage des eaux pluviales	Arrêté du 17 septembre 2003 - Arrêté du 30 mai 2012	

Tableau n° 7

Type de document	GUIDES AFTEs	Date de valeur	Observations
De spécifications, de conception et de contrôles	Recommandations n°146 de 1998 : emploi des injections pour la réhabilitation d'ouvrages souterrains visitables	1998	Marchés, travaux et contrôles
Type de document	GUIDES CETMEF	Date de valeur	Observations
De spécifications, de conception et de contrôles	Confortement par injection des fondations d'ouvrages d'art	Octobre 1986	Marchés, travaux et contrôles
	Constitution des ouvrages portuaires anciens en maçonnerie et leurs dégradations	Janvier 1993	
	Auscultation, surveillance et entretien des ouvrages maritimes – Fascicule 1 : les ouvrages en maçonnerie	Août 1994 – Révision février 2012	
	Surveillance et entretien des ponts-canaux	Novembre 1995	
	Barrage de Montaubry : Étanchement de la digue par injection (investigations, injections et contrôles)	Janvier 2006	
	Pathologie des ouvrages portuaires – Méthodes d'investigation	Septembre 2008	
Type de document	GUIDES DIVERS	Date de valeur	Observations
De spécifications, de conception et de contrôles	Instruction technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations	Circulaire n°77284 du 22 juin 1977	Marchés, travaux et contrôles
	DIREN Centre : Lit de la Loire : Guides méthodologique d'entretien n°1 et n°2	Décembre 2002	
	Direction de l'Architecture et du Patrimoine : Ouvrages en maçonnerie (Fascicule technique, CCTP, BPU, méthode de mètre)	Juin 2006	
Type de document	GUIDES FONDATIONS	Date de valeur	Observations
De spécifications, de conception et de contrôles	Tirants d'ancrage : Recommandations TA 86	1986	Marchés, travaux et contrôles
	Tirants d'ancrage : Recommandations TA 95	1995	
	Soutènements réalisés par clouage des sols : Recommandations : Clouterre 91 (additif 2002)	1991 et 2002	
Type de document	GUIDES TECHNIQUES LCPC, LCPC - SETRA ET SETRA	Date de valeur	Observations
De spécifications, de conception et de contrôles	LCPC - SETRA : Guide pour la surveillance et confortement des fondations de ponts en site aquatique en état précaire	Décembre 1980	Marchés, travaux et contrôles
	Surfaçage, étanchéité et couche de roulement des tabliers (STER 81) (voir les mises à jour)	Texte initial 1981 - Mise à jour 2001	
	LCPC – SETRA : Recommandations pour l'assainissement routier	Février 1982	
	M. Laurenzi Tabasso and P. Samhuri : Evaluation of mortars for use in conservation from standpoint of the release of soluble salts	1984	
	SETRA : Dalles de transition des ponts-routes	Octobre 1984	
	SETRA : Assainissement des ponts-routes (évacuation des eaux, perrés, drainage, corniches-caniveaux...)	Juin 1989	
	LCPC – SETRA : Guide pour les terrassements routiers (GTR 92)	1992	
	SETRA : Guide technique : Ponts-routes en maçonnerie – Protection contre l'action des eaux – Étanchéité, assainissement, drainage...	Mai 1992	
	LCPC, SETRA, CEREMA : Recommandations pour la prévention des désordres dus à l'alcali-réaction	Juin 1995 - Révisions juin 1996 et mars 2014	
	SETRA : note d'information n° 96 : Enrobés à module élevé	Avril 1997	
	LCPC – SETRA : Catalogue des structures types de chaussées neuves	1998	
	SETRA : Entretien des ouvrages d'art – Guide à l'usage des subdivisions	1 janvier 2000	
	SETRA : Guide du maître d'œuvre : Travaux de construction des ponts en acier	Mars 2001	
	SETRA : Guide technique : Élargissement des ponts en maçonnerie	Décembre 2001	
	AFGC – SETRA : Recommandations provisoires sur les bétons fibrés ultra-hautes performances (BFUP)	Janvier 2002	
	SETRA : CCTP, BPU... types pour un marché de réparation (voir le site du SETRA)		

Type de document	GUIDES STRRES	Date de valeur	Observations
De spécifications, de conception et de contrôles	GUIDE FABEM 1 : Reprise des bétons dégradés	Juin 2008	Marchés, travaux et contrôles
	GUIDE FABEM 3 : Traitement des fissures par injection	Révision novembre 2013	
	GUIDE FABEM 4 : Protection des bétons	2007 - En révision	
	GUIDE FABEM 5 : Béton projeté	Novembre 2008	
	GUIDE FAFO 1 : Réparation et renforcement des fondations	2008	

Tableau n° 8

Annexe 1

Documents de référence

3

BIBLIOGRAPHIE

3.1

Manuels et documents sur la conception et le calcul des ponts et voûtes en maçonnerie

3.2

Manuels et documents divers

3.3

Manuels et documents sur la conception et le calcul des murs de soutènement en maçonnerie et en pierres sèches

3.4

Manuels et document sur la pathologie, la réparation et le renforcement des ouvrages en maçonnerie

3.5

Manuels et documents sur la pathologie, la réparation et le renforcement des ouvrages souterrains (en maçonnerie et autres)

3.6

Manuels et documents sur l'assainissement et le drainage des ponts-routes et des routes

Rappel, ce paragraphe regroupe l'ensemble des manuels et documents utilisé pour la rédaction des **guides maçonnerie [FABEM 6.1, 6.2, 6.3 et 6.4]**.

- [1]. E. Méry (1840) : **Équilibre des voûtes en berceau** (Annales des Ponts et Chaussées).
- [2]. Durand-Claye (1867) : **Stabilité des voûtes en maçonnerie** (Annales des Ponts et Chaussées).
- [3]. M. Lévy (1875) : **La statique graphique et ses applications aux constructions** (éditions Gauthier-Villars).
- [4]. Durand-Claye (1880) : **Stabilité des voûtes en maçonnerie** (Annales des Ponts et Chaussées).
- [5]. Croizette-Desnoyers (1885) : **Cours de construction de ponts et son atlas**⁶ (éditions Dunod).
- [6]. J. Bourcy : **Fascicule n°1 relatif à la rédaction des projets d'ouvrages d'art** (cours de l'ENSM 1954).
- [7]. Guide technique LCPC-SETRA (1976) : **Nomenclature des parties d'ouvrages d'art en béton armé et précontraint, et en maçonnerie.**
- [8]. **Méthode des lignes de rupture** (n°257 des Annales de l'ITBTP de mai 1969).
- [9]. Jean-Marie Delbecq (septembre 1980) : **Analyse de la stabilité des voûtes en maçonnerie et en béton non armé par le calcul à rupture** (note interne SETRA).
- [10]. Fiche d'action et de recherche du Laboratoire Régional de l'Est Parisien (2 mars 1981) : **Conception architecturale des ponts en maçonnerie en France.**
- [11]. Alain Lootvoet (septembre 1981) : **Guide technique LCPC sur la technologie des maçonneries.**
- [12]. SETRA : **Les ponts en maçonnerie en 3 volets : Historique et constitution – Évaluation de la stabilité** – Guide pour l'utilisation du programme voûte (juin 1982)⁷.
- [13]. C. Melbourne et M. Gilbert (February 1995) : **Behaviour of multiring brickwork arch bridges** (The Structural Engineer Volume 73/N°3/7).
- [14]. B. Godart, M. Tiveron et D. Duval : **Modélisation de la cathédrale de Strasbourg à l'aide du code de calcul aux éléments finis César-LCPC** (bulletin des laboratoires des ponts et chaussée n°206 de novembre-décembre 1996).
- [15]. M. Prat, P. Bisch, P. Mestral, A. Millard et G. Pijaudier-Cabot : **Calcul des ouvrages de construction** – Guide de l'AFPC sur l'emploi des éléments en génie civil (éditions Hermès janvier 1997).
- [16]. ARCH'O1 (du 19 au 21 septembre 2001) : **Troisième conférence internationale sur les ponts en arc** (presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées). Voir également les autres conférences : ARCH'O4 et ARCH'O7 et celle à venir en 2010.
- [17]. N. Domède thèse n° 835 du 11 juillet 2006 au LMDC de l'INSA de Toulouse : **Méthode de requalification des ponts en maçonnerie.**

⁶ L'atlas comporte la liste et l'élévation des principaux ouvrages en maçonnerie construits depuis l'époque romaine jusqu'au XIXe siècle.

⁷ Finalisation de l'étude de J. M. Delbecq. Ce document comporte une bibliographie très détaillée.

- [18]. J.R. Robinson : **Piles, culées et cintres des ponts** (cours de l'ENPC 1956).
- [19]. SETRA (octobre 1984) : **Dalles de transition des ponts-routes – Technique et réalisation**.
- [20]. Compagnons du Devoir : **Taille de pierre – Savoir-faire et Techniques** (librairie du compagnonnage avril 2005).
- [21]. P. Noël : **Technologie de la pierre de taille – Dictionnaire** (édition SEBTPP avril 2006).
- [22]. École Atelier de Restauration Centre Historique de Léon : **Taille de pierre – Guide pratique** (éditions Eyrolles avril 2007).
- [23]. G. Jouberton : **Tracé et coupe des pierres** (édition Vidal juin 2007).
- [24]. Guides techniques du bâtiment : **Connaissance de la pierre** (CEBTP et CATED).

- [25]. J. Bourcy : **Fascicule n°1 relatif à la rédaction des projets d'ouvrages d'art** (cours de l'ENSM 1954).
- [26]. L. Logeais : **Pathologie des murs de soutènement** (revue Bâtir n°179 de novembre 1969).
- [27]. UTI (Union Techniques Interprofessionnelle des fédérations nationales du Bâtiment et des Travaux Publics) : **Guide pour l'étude et la réalisation des soutènements** (septembre 1981).
- [28]. E. Absi : **Pathologie des fondations et des ouvrages en terre** (Annales de l'ITBTP n°506 de septembre 1993).
- [29]. SETRA : **Dossier Mur 73 extraits relatifs au calcul des ouvrages de soutènement aux états limites** (décembre 1993).
- [30]. SETRA : **Ouvrages de soutènement** – Guide de conception générale (décembre 1998).
- [31]. SETRA SNCF : **Ponts courants en zone sismique** – Guide de conception (janvier 2000).
- [32]. SETRA : **Calcul des murs de soutènement** - Programme MUR (mars 2001).
- [33]. SETRA : **Image de la Qualité des ouvrages d'art (IQA murs) : Murs en pierres sèches (type1) et en maçonnerie jointoyée (type 2) DT2681.pdf – Murs poids en béton (type3) DT 4222.pdf - Murs en gabions (type 4) DT4223.pdf – Murs poids en éléments préfabriqués empilés en béton (type5) DT 3613.pdf - Murs en en béton armé encastrés sur semelle (type 6) DT 2682.pdf (2000 à 2004).**
- [34]. Boris Villemus : **Étude des murs de soutènement en maçonnerie de pierres sèches** (thèse de doctorat en génie civil présentée devant l'institut national des sciences appliquées de Lyon le 9 mars 2004)⁸.
- [35]. Christian Lassure : **La pierre sèche mode d'emploi** (éditions Eyrolles novembre 2004).
- [36]. **Campagne d'évaluation des murs 2005** (DT 4093.pdf.).
- [37]. Louis Cagin et Laetitia Nicolas : **Construire en pierre sèche** (éditions Eyrolles juillet 2008).
- [38]. Christian Lassure : **La pierre sèche mode d'emploi** (éditions Eyrolles novembre 2004).
- [39]. CAPEB (**Confédération de l'Artisanat et des Petites Entreprises du Bâtiment**) : voir le site et les publications de la CAPEB.

⁸ À l'ENTPE, une thèse sur l'application des méthodes de calcul à rupture aux murs en pierres sèches a dû être présentée en octobre 2008.

- [40]. Y.-H. Piet et M. Champion (mai et juin 1979) : **réparation de la 8ème arche du pont Jacques Gabriel sur la Loire à Blois** (Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées).
- [41]. LCPC-SETRA (1980) : **Guide pour la surveillance et le confortement des fondations de ponts en site aquatique en état précaire.**
- [42]. J. Éraud (décembre 1980) : **Rénovation des tunnels SNCF** : Techniques de réparation : Béton projeté, ancrages (Revue Générale des Chemins de Fer).
- [43]. A. M. Paillière, J. J. Serrano et A. E. Miltiadou : **Formulation de coulis hydrauliques pour l'injection de fines fissures et cavités dans les structures dégradées en béton et maçonnerie.**
- [44]. Article de J. Gounon, J. M. Deschamps, M. Virlogeux, M. Colas, M. Placidi et M. Falempin paru en juillet et août 1981) : **Le pont Wilson à Tours ? une histoire mouvementée et la reconstruction** (Revue TRAVAUX).
- [45]. Direction des Routes, LCPC et SETRA (1982) : **Défauts apparents des ouvrages d'art en maçonnerie.**
- [46]. LCPC (1985) : **Étanchement des ponts en maçonnerie** (note d'information technique).
- [47]. F. Bourgeois, M. C. Reymond, C. Dutems, C. Bonvalet et F. Neva : **Renforcement des voûtes en maçonnerie par coques en béton projeté. Approche expérimentale** (n° 464 des Annales de l'ITBTP de mai 1988 – Série : Technique générale de la construction n°108).
- [48]. F.-X. Deloye (septembre et octobre 1991) : **Perte de résistance des mortiers, des bétons et des pierres dans les ouvrages et monuments anciens** (Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées).
- [49]. SETRA (mai 1992) : **Ponts-routes en maçonnerie – Protection contre l'action des eaux – Étanchéité, assainissement, drainage...** (Guide technique).
- [50]. Article collectif (architecte, bureau d'études, DDE 52, DOA du CETE de l'Est, entreprise et SETRA paru en novembre 1993) : **Élargissement du viaduc de Belle-Feuille (pont dit de 100 mètres) pour le passage de la déviation de la RN 67 au droit de l'agglomération de Joinville en Haute-Marne** (revue TRAVAUX) ;
- [51]. M. Bustamante, J.-S. Guédon-Dubied et F. Martineau (mai et juin 1994) : **Étude de la résistance des pierres d'un pont du XVIIe siècle - Étude pétrographique et mécanique des pierres du Pont-Royal à Paris** (Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées).
- [52]. A. Bouineau et R. Perrier : **Faudra-t-il renoncer aux façades en marbre agrafé ?** (Les Cahiers Techniques du Bâtiment n°167 de décembre 1995) ;
- [53]. A. Bouineau et R. Perrier : **La décohésion granulaire, maladie des revêtements de façade en marbre** (Éditions Mines et Carrières).
- [54]. SETRA, LCPC et CETE (1998) : **Valise de formation de l'IQOA Ponts.**

- [55]. Yves-Marie Froidevaux architecte en Chef des Monuments Historiques : **Techniques de l'architecture ancienne – Construction et restauration** (éditeur Pierre Mardaga à Liège réédition septembre 2001).
- [56]. Sétra : **Élargissement des ponts en maçonnerie** – Guide Technique (décembre 2001).
- [57]. Yves-Marie Froidevaux architecte en Chef des Monuments Historiques : **Techniques de l'architecture ancienne – Construction et restauration** (éditeur Pierre Mardaga à Liège réédition septembre 2001).
- [58]. Ministère de la Culture et de la Communication – Direction de l'Architecture et du Patrimoine (juin 2006) : **Ouvrages en maçonnerie – Fascicule technique – CCTP – Mode de métré – BPU.**
- [59]. ARCH'O1 (du 19 au 21 septembre 2001) : **Troisième conférence internationale sur les ponts en arc** (presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées). Voir également les autres conférences : ARCH'O4 et ARCH'O7 et celle à venir en 2010.
- [60]. Y. Baret : **Traiter l'humidité** (éditions Eyrolles octobre 2007).
- [61]. J. L. Michotey : **Techniques de réparation des ouvrages en maçonnerie** (stages Ponts Formation).

- [62]. AFTES : **Entretien et réparation des ouvrages souterrains** TOS n°58 (1983).
- [63]. AFTES : **Recommandations relatives aux méthodes de diagnostic pour les tunnels revêtus** TOS n°139 (numéro spécial d'octobre 1999).
- [64]. AFTES : **Catalogue des désordres dans les ouvrages souterrains** TOS n°191 (2005).
- [65]. AFTES : **Étanchéité et drainage des ouvrages souterrains** HS n°2 (2005).
- [66]. AFTES : **Réhabilitation des ouvrages souterrains** HS n°3 (2005).

- [67]. Armando Lencastre : **Hydraulique générale** (éditions Eyrolles 1995).
- [68]. **Instruction technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations** (circulaire ministérielle du 22 juin 1977).
- [69]. SETRA et LCPC : **Recommandations pour l'assainissement routier** (février 1982).
- [70]. SETRA : **Ponts-routes en maçonnerie – Protection contre l'action des eaux – Étanchéité, assainissement, drainage...** (Guide technique mai 1992).
- [71]. Fascicule 70 du CCTG : **ouvrages d'assainissement** :
Titre I : Réseaux (eaux usées et pluviales),
Titre II : Ouvrages de recueil, stockage et restitution des eaux pluviales.
- [72]. J. L. Michotey : **Dimensionnement des ouvrages d'assainissement** (4 juin 2009).

Réparation et renforcement des maçonneries

ANNEXE 2

Conception et principes de fonctionnement des ouvrages en maçonnerie



UNE ÉDITION DU SYNDICAT NATIONAL DES ENTREPRENEURS
SPÉCIALISTES DE TRAVAUX DE RÉPARATION ET RENFORCEMENT DE STRUCTURES (STRRES) / FÉVRIER 2016

SOMMAIRE

1 GÉNÉRALITÉS	47
2 CAS DES VOÛTES ET ARCS EN MAÇONNERIE	49
2.1 GÉNÉRALITÉS	50
2.2 MORPHOLOGIE DES PONTS EN MAÇONNERIE	51
2.2.1 Généralités	51
2.2.2 La voûte	53
2.2.3 Les murs de tête, tympans, en retour et en aile	58
2.2.4 Les piles	61
2.2.5 Les culées	63
2.3 TECHNIQUES DE CONSTRUCTION	69
2.4 FONCTIONNEMENT ET CALCUL DES VOÛTES EN MAÇONNERIE	70
2.4.1 Documents de référence	70
2.4.2 Evolution des méthodes de calcul des voûtes	70
2.4.2.1 Au XVIII ^e siècle	70
2.4.2.2 Au XIX ^e siècle et une partie du XX ^e siècle	75
2.4.2.3 Au cours de la seconde partie du XX ^e siècle	78
2.4.2.3.1 Méthodes de calcul à la rupture des voûtes	79
2.4.2.3.2 Méthodes de calcul à la rupture des murs en maçonnerie	88
2.4.2.3.3 Méthodes de calcul aux éléments finis des voûtes et autres ouvrages en maçonnerie	89
2.4.2.4 Exemple d'application - Thèse de Nathalie Domède [17]	93
2.4.2.4.1 Généralités	93
2.4.2.4.2 Partie 1	93
2.4.2.4.3 Partie 2	94
2.4.2.4.4 Partie 3	95
2.4.2.4.5 Partie 4	95
2.4.2.4.6 Partie 5	104
2.4.2.4.7 Partie 6 conclusions	113
2.4.2.5 Choix de la méthode de recalcul	114
2.4.2.5.1 Cas d'un pont-voûte	114
2.4.2.5.2 Cas des autres structures	115

3 CAS DES MURS DE SOUTÈNEMENT EN MAÇONNERIE	117
3.1 GÉNÉRALITÉS	118
9	
3.3 FONCTIONNEMENT ET CALCUL DES MURS-POIDS	122
3.3.1 Généralités	122
3.3.2 Actions agissantes	123
3.3.3 Evolution des méthodes de calcul relatives à la poussée et la butée des terres	124
3.3.4 Détermination des actions appliquées et vérification de la stabilité d'un mur-poids	125
3.3.4.1 <i>Rappels</i>	125
3.3.4.2 <i>Détermination des poussées par application des méthodes de Coulomb et de Culmann</i>	127
3.3.4.3 <i>Vérifications à effectuer pour s'assurer de la stabilité d'un mur-poids fondé superficiellement</i>	136
3.3.4.3.1 <i>Pratiques anciennes</i>	136
3.3.4.3.2 <i>Pratiques actuelles</i>	139
3.3.4.3.3 <i>Études en cours</i>	141
TABLE DES ILLUSTRATIONS	142

Annexe 2

Conception et principes
de fonctionnement
des ouvrages en maçonnerie

1

GÉNÉRALITÉS

> La présente annexe n°2 concerne, d'une part les ponts en maçonnerie (voûtes et arcs) et d'autre part les murs de soutènement. Dans ce texte sont développés :

- la morphologie de ces ouvrages (les voûtes, les piles, les culées, les différentes sortes de murs) ;
- les techniques de construction (essentiellement pour les ponts) ;
- le mode de fonctionnement des voûtes et des murs ;
- les évolutions des méthodes de calcul au cours des âges.

Les réparations et renforcements des fondations des ponts et murs en maçonnerie sont traitées dans les guides «Maçonnerie» [FABEM 6.1, 6.2 et 6.3]. Il faut aussi se reporter **au guide «fondations» [FAFO]** et **au guide LCPC-SETRA** relatif à la surveillance et au confortement des fondations de ponts en site aquatique en état précaire (cf. bibliographie [41]).

Annexe 2

Conception et principes
de fonctionnement
des ouvrages en maçonnerie

2

CAS DES VOÛTES ET ARCS EN MAÇONNERIE

2.1

Généralités

2.2

Morphologie des ponts en maçonnerie

2.3

Techniques de construction

2.4

Fonctionnement et calcul des voûtes
en maçonnerie

Cette partie du guide fournit les informations minimales nécessaires sur **le vocabulaire** (cf. bibliographie [7]), **la morphologie, les formules empiriques de dimensionnement et les méthodes de calcul spécifiques aux ponts en maçonnerie**. Pour aborder les études de réparation ou de renforcement de tels ouvrages, il est nécessaire de se reporter **aux documents de référence** listés en annexe au présent guide qui traitent en détail **de la conception** (courbes d'intrados, courbes d'extrados, les appareils des voûtes droites et biaises, des piles, des culées...), **de l'exécution** (conception des cintres, réalisation des voûtes, décintrement...), **des diverses méthodes de recalcul**. Pour avoir un historique synthétique de l'évolution de la conception des ponts en maçonnerie, il est possible de consulter **le document [10]** (cf. bibliographie).

À noter **le document [3]** (cf. bibliographie) **sur la statique graphique** qui permet d'assimiler les notions de ligne d'action d'une force, de polygone (ou dynamique) des forces, de composition des forces appliquées à un solide supposé indéformable, de polygone funiculaire, d'équilibre des forces, de courbe des pressions, de lieu des centres de pression, qui est différent de la courbe des pression... Ces notions sont indispensables pour comprendre le fonctionnement des voûtes et les limites d'emploi de **l'épure de Méry [1]** (cf. bibliographie) **et des méthodes de calcul basées sur l'élasticité, la rupture, les éléments finis...**

2.2.1 GENERALITES

> **Un pont courant en maçonnerie comporte une ou plusieurs arches et chaque arche est généralement constituée des trois éléments principaux suivants :**

- 1. la voûte**, qui repose sur deux piles pour **une arche intermédiaire** et sur une pile et une culée ou sur deux culées pour **une arche de rive** ;
- 2. les deux murs de tête** (cas des ponts à une arche) et **les deux tympans** (cas des ponts à plusieurs arches) qui encadrent la voûte et jouent le rôle de murs de soutènement. Sur la partie supérieure de chaque mur sont posés des éléments **en pierres de taille (éléments de grandes dimensions)**, il s'agit :
 - a. de la plinthe**, qui assure, comme une corniche, deux rôles : la protection du parement du mur de tête ou du tympan contre l'eau de pluie et l'amélioration de la ligne de l'ouvrage,
 - b. du parapet**, qui assure la sécurité des usagers contre les chutes,
 - c. du couronnement**, qui joue le rôle de main courante ;
- 3. le remplissage** (on trouve de tout : pierres cassées soigneusement rangées [c'est souvent le cas des ponts-rails], graves, tout venant...), sur lequel repose **la chaussée et les trottoirs**. Ce remplissage transmet à la voûte les actions dues aux charges roulantes qui circulent sur la chaussée. Le remplissage exerce sur les murs de tête des poussées dont l'importante est fonction de **la qualité du matériau de remplissage** et de l'importance des charges roulantes.



Photo n° 1 : viaduc de Fontpédrouse (crédit photo D. Poinneau)

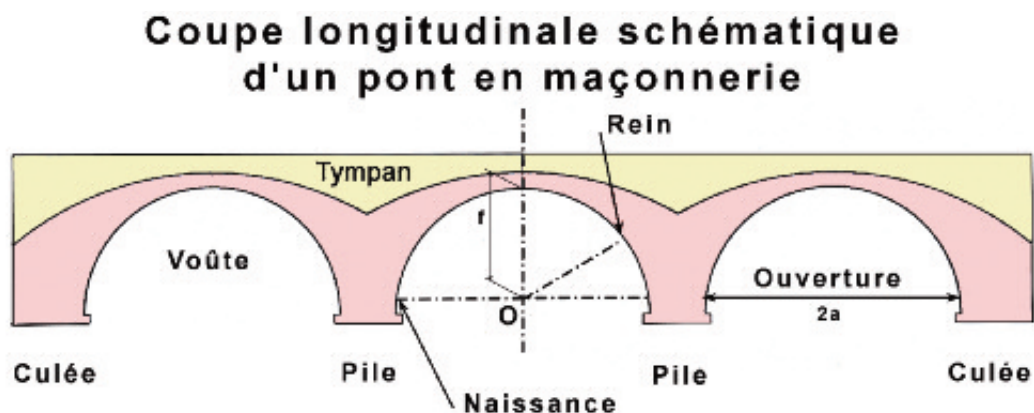


Figure n° 1 : coupe longitudinale schématique d'un pont en maçonnerie à plusieurs travées

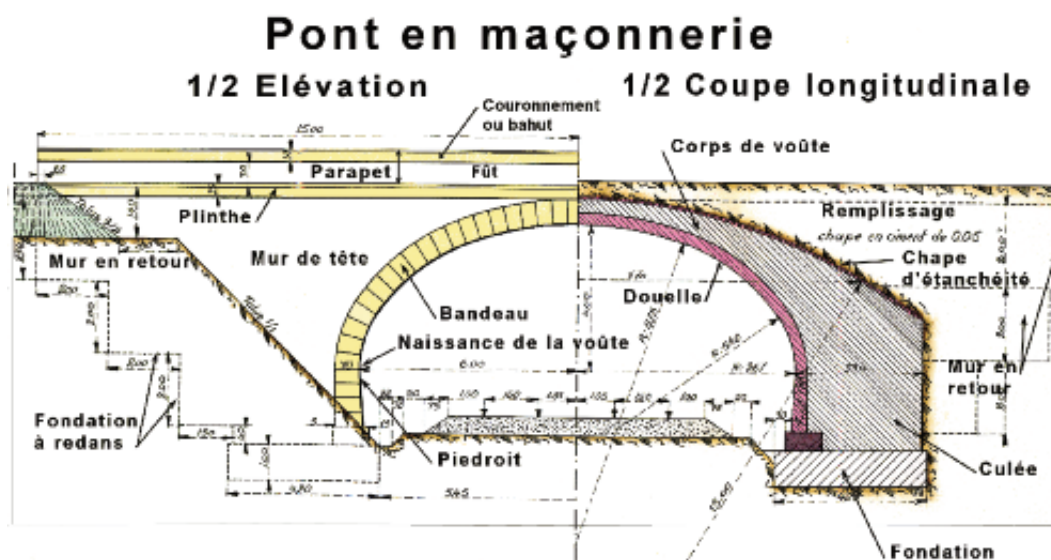


Figure n° 2 : demi-élévation et demi-coupe longitudinale d'un pont en maçonnerie à travée unique (figure D. Poineau)

Certains ponts comportent des parties en maçonnerie, d'autres en béton armé, voire même en acier. Par exemple, le pont conçu par Séjourné dit «des Amidonniers ou des Catalans» à Toulouse (tablier en béton armé porté par deux arcs en maçonnerie), l'ex-pont de Souzain et le pont de Toupin conçus tous les deux par Harel de la Noë à Saint-Brieuc (association de la maçonnerie, du béton armé et de l'acier)...

Certains autres ponts, le plus souvent en béton armé, ont un parement en pierres minces attachées sur l'ossature. Par exemple, les ponts du Carrousel (1935-1939) et de la Tournelle, voûte de 122 m (1928-1930), quelques-unes des arches du pont Wilson à Tours reconstruites après l'effondrement d'une partie de l'ouvrage en 1978, le pont de Montereau...

La réparation de ces ouvrages relève à la fois du **guide STRES FABEM 1** pour les parties en béton armé et des **guides «Maçonnerie» [FABEM 6.1, 6.2 et 6.3]** pour les parties en maçonnerie.

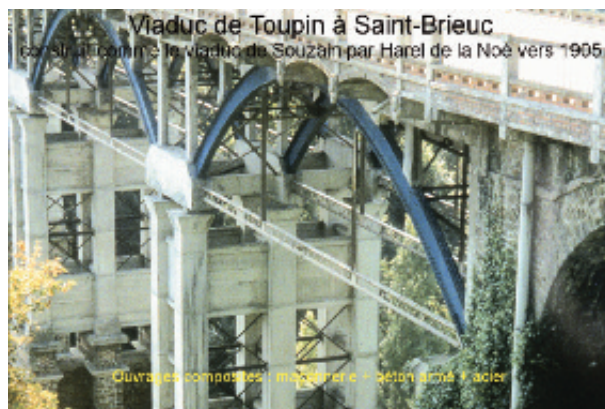


Photo n° 2 : viaduc de Toupin à Saint-Brieuc après réhabilitation (crédit photo D. Poineau)



Photo n° 3 : arc en BA habillé de pierres du pont de Montereau (crédit photo D. Poineau)



Photo n° 4 : détail de la jonction voûte bandeau du pont de Montereau (crédit photo D. Poineau)

2.2.2 LA VOÛTE

> La voûte, dans son épaisseur, comporte, normalement, deux parties :

■ la partie inférieure visible à l'intrados, constituée de pierres de taille ou de moellons d'appareil ou de moellons d'assise, voire d'un mélange des trois. Dans les petits ouvrages, des **moellons ordinaires** peuvent remplacer les éléments précédents qui sont des matériaux nobles et coûteux ;

■ le **queutage** constitué :

- de pierres de taille ou de moellons d'appareil dans les grandes voûtes très sollicitées (arcs),
- de moellons d'assise ou de moellons ordinaires dans les voûtes moyennes moins sollicitées,
- de moellons ordinaires dans les petites voûtes.

Nota : dans les régions où il n'y a pas de carrières, comme la région toulousaine ou le nord de la France, la brique remplace les moellons, mais les parties les plus nobles (bandeaux, chaînages, plinthes, couronnements...) sont parfois en pierres.



Photo n° 5 : Pont-Neuf de Toulouse (crédit photo D. Poinéau)

> Normalement, les voûtes sont surmontées d'une chape d'étanchéité, qui, suivant l'époque de construction et l'importance de l'ouvrage, peut être constituée par :

- un corroi argile ;
- un mortier de chaux ;
- un mortier de ciment ;
- une couche d'asphalte...

Cette chape est généralement remontée le long des parements des murs de tête pour assurer l'étanchéité latérale de l'ouvrage.

Il existe un certain nombre de **formules empiriques de dimensionnement des voûtes** qui sont récapitulées dans un tableau ci-après. À partir du moment où des méthodes de calcul telles que **l'épure de Méry** ont été disponibles, les ingénieurs ont pu vérifier que la stabilité d'une voûte était assurée en partant de sa géométrie obtenue par les formules de dégrossissage.

De nos jours, ces formules peuvent permettre de valider les investigations (sondages...) pratiquées pour déterminer l'épaisseur d'une voûte existante.

Ces formules de dimensionnement donnent les épaisseurs à la clé, aux reins, voire aux naissances d'une voûte en fonction du type de voûte et de son ouverture (2a), de sa flèche (f) et de son surbaissement ($s = f/2a$).

Type de voûte	Emplacement des reins
Plein-cintre, anse de panier, ellipse (courbe complète)	Mi-hauteur de la voûte (appelée montée ou flèche = f)
Arc d'angle au centre $\alpha > 120^\circ$	Joint inclinés à 60° sur la verticale
Arc d'angle au centre $\alpha < 120^\circ$	Confondus avec les naissances (ou retombées)

Tableau n°1 : emplacement des reins d'une voûte

ÉPAISSEURS À LA CLÉ			
Auteur des formules	Type de voûte	Formules	
		Ponts-routes	Ponts-rails
Perronet pour les grandes portées (1777)		$e_0 = 0,325 + 0,035 \cdot 2a$	Sans objet
Dupuit pour les petites portées (1870)	Plein-cintre et ellipse	$e_0 = 0,20 \cdot \sqrt{2a}$	
	Arc	$e_0 = 0,15 \cdot \sqrt{2a}$	
Formule générique (au 20 ^e siècle)		$e_0 = a + b \cdot \sqrt{2a}$	$e_0 = a + b \cdot \sqrt{2a}$
Croizette-Desnoyers [5]	Plein cintre de rayon R	$e_0 = \alpha + \beta \cdot \sqrt{2R}$	$e_0 = \alpha + \beta \cdot \sqrt{2R}$
	Plein cintre surbaissement = 1/2 à 1/4	$\alpha = 0,15$ $\beta = 0,15$	$\alpha = 0,20$ $\beta = 0,17$
	Plein cintre surbaissement = 1/2 à 1/6	$\alpha = 0,15$ $\beta = 0,14$	$\alpha = 0,20$ $\beta = 0,16$
	Plein cintre surbaissement = 1/6 à 1/8	$\alpha = 0,15$ $\beta = 0,13$	$\alpha = 0,20$ $\beta = 0,15$
	Plein cintre surbaissement = 1/8 à 1/10	$\alpha = 0,15$ $\beta = 0,12$	$\alpha = 0,20$ $\beta = 0,14$
	Plein cintre surbaissement = 1/10 à 1/12	$\alpha = 0,15$ $\beta = 0,11$	$\alpha = 0,20$ $\beta = 0,13$
	Ellipse (R est le rayon du cercle de même flèche (f) et de même ouverture (2a))	$e_0 = 0,15 + 0,15 \cdot \sqrt{2R}$	$e_0 = 0,20 + 0,17 \cdot \sqrt{2R}$
Séjourné	Épaisseur e_0 :	$e_0 = \alpha(1 + \sqrt{2a})\mu$	$e_0 = \alpha(1 + \sqrt{2a})\mu$
	α est fonction du type de pont (incidence des charges d'exploitation):	$\alpha = 0,12$ à $0,18$ (optimal 0,15)	$\alpha = 0,15$ à $0,21$ (optimal 0,19)
	Plein-cintre	$\mu = 1$	$\mu = 1$
	Ellipse surbaissée	$\mu = 4/(3 + 2s)$	$\mu = 4/(3 + 2s)$
	Arcs	$\mu = 4(1 - s + s^2)/3$	$\mu = 4(1 - s + s^2)/3$

Tableau n° 2 : épaisseurs des voûtes à la clé

ÉPAISSEURS AUX REINS		
Auteur des formules	Type de voûte	Formules
Séjourné	Épaisseur e_1 :	$e_1 = \lambda e_0$
	Plein-cintre et arc de cercle d'angle au centre $\alpha > 120^\circ$	λ varie de 1,55 à 2 si $2a$ varie de 2 à 8 m $\lambda = 2$ si $2a > 8$ m
	Arc de cercle d'angle au centre $< 120^\circ$	$\lambda = 1 + 12 s^2$
	Ellipse	$\lambda = 1 + 2 s$

Tableau n° 3 : épaisseurs des voûtes aux reins, voire aux naissances

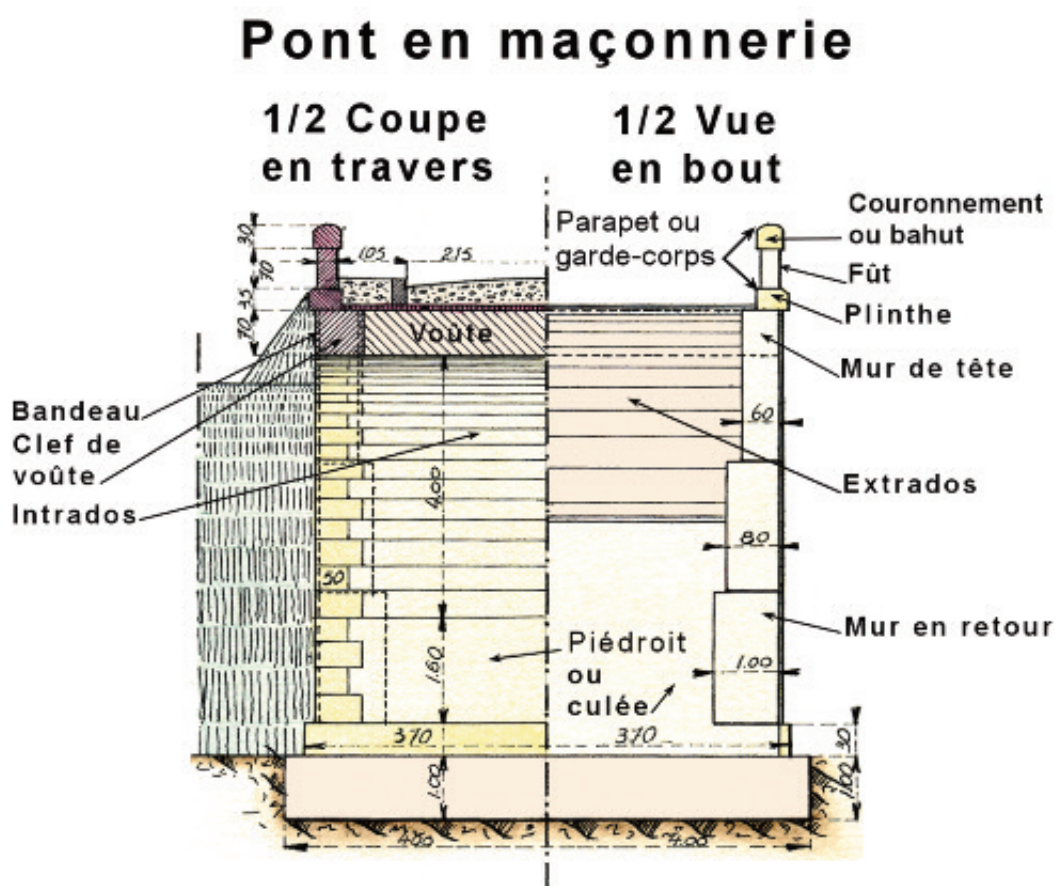


Figure n° 3 : demi-coupe transversale et demi-vue en bout d'une voûte à travée unique (figure D. Poineau)

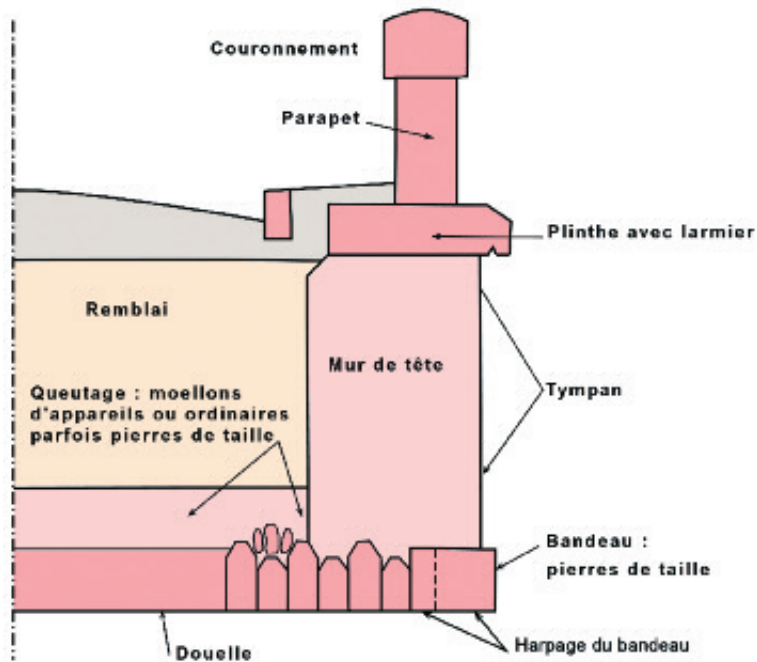


Figure n° 4 : demi-coupe transversale d'un pont en maçonnerie en partie courante

Conception des corps de voûtes en plein cintre de faibles et moyennes portées

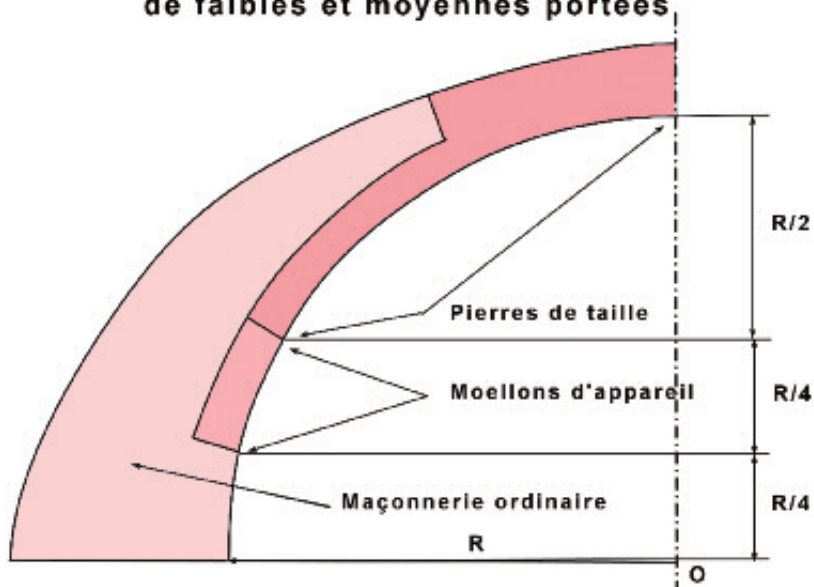


Figure n° 5 : conception d'un corps de voûte

2.2.3

LES MURS DE TÊTE, TYMPANS, EN RETOUR ET EN AILE

La face interne des murs de tête et des tympans, lorsqu'ils sont d'épaisseur variable, présente un fruit ou des redans. La face visible de ces murs est constituée, le plus souvent, de moellons d'assise (moellons équarris), le reste des murs est constitué de moellons ordinaires de remplissage.

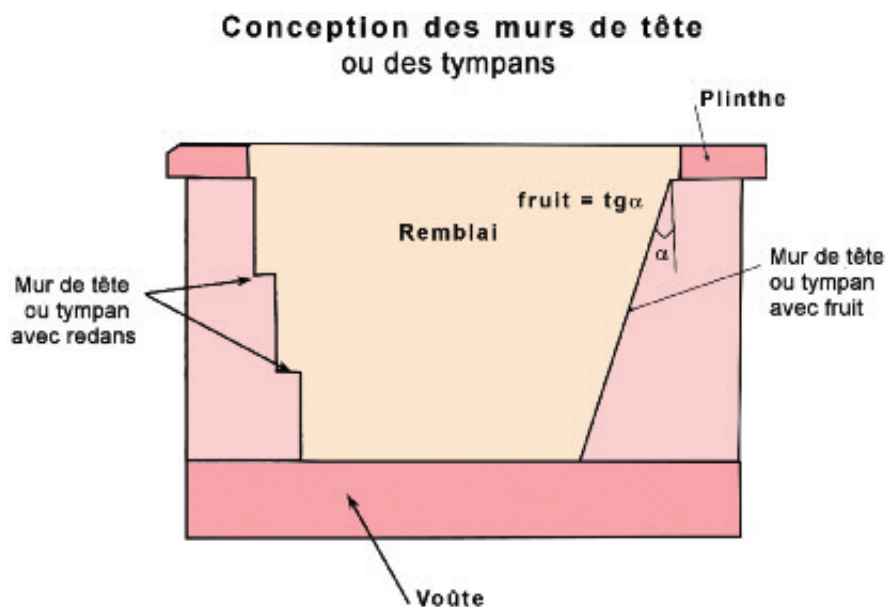


Figure n° 6 : murs de tête ou tympans à fruit et à redans

Pour limiter la charge de remblai, les murs de tête présentent parfois des **élégissements** (ou évidements) **transversaux** (perpendiculaires à l'axe de l'ouvrage) de petites ou grandes dimensions. Les élégissements transversaux de grandes dimensions assurent aussi le passage de l'eau lors des crues.

Elégissements (évidements) transversaux en voûtes de faible ouverture

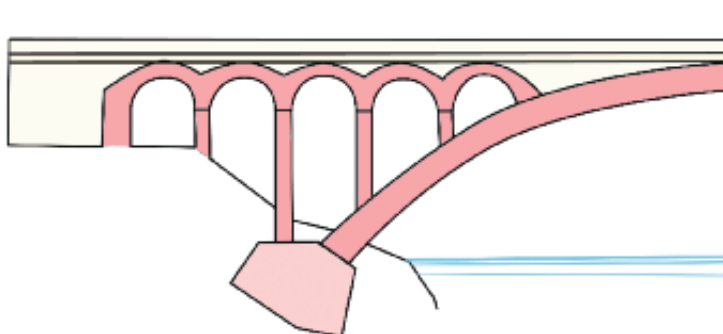


Figure n° 7 : élégissements transversaux de petites dimensions

Élégissements (évidements) transversaux en voûtes de grande ouverture

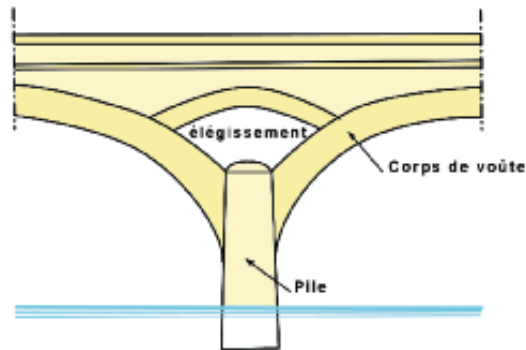


Figure n° 8 : élégissements transversaux de grandes dimensions

D'autres ouvrages comportent **des élégissements longitudinaux** (à un plusieurs niveaux), mais de faible ouverture afin de ne pas soumettre la voûte à des efforts de cisaillement entre les anneaux chargés et ceux non chargés. D'autres ouvrages comportent **les deux types d'élégissements à la fois**, qui forment ainsi **des voûtes d'arêtes** comme dans une construction romane.

Dans certains ouvrages, les élégissements sont dissimulés par des tympans pleins. En l'absence de plans d'exécution, des investigations sont nécessaires pour connaître la géométrie réelle d'un pont-voûte.

Élégissements (évidements) longitudinaux en voûtes

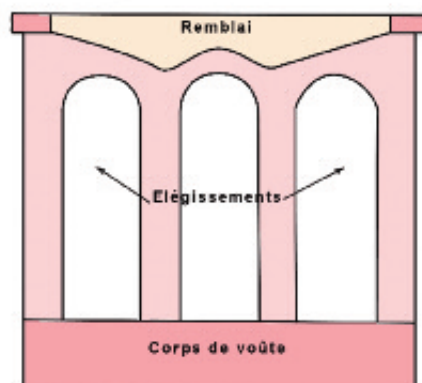


Figure n° 9 : élégissements longitudinaux

En partie basse du tympan, **le bandeau**, en pierres de taille ou en moellons d'appareil, matérialise la ligne de la voûte. La hauteur du bandeau peut varier comme l'épaisseur de la voûte (c'est souvent le cas dans les grandes voûtes [arcs] comme le viaduc de Fontpédrouse dans les Pyrénées Orientales, le pont Adolphe au Luxembourg, le pont de la Balme dans l'Ain...) mais, le plus souvent, **la hauteur du bandeau reste constante et ne correspond pas à l'épaisseur réelle de la voûte**. Ce bandeau, jusqu'à la fin du XVIII^e siècle, est normalement dans le même plan que le tympan (cas des ponts Marie et Royal à Paris). Au XIX^e, il vient en saillie sur le mur tympan, ce qui facilite le raccordement des appareillages du bandeau et du tympan.

> **Au-delà de la voûte, les murs de tête se continuent par deux types de murs :**

- **les murs en retour** qui sont, soit dans le prolongement direct des murs de tête, soit parallèles à ces murs (cas où les culées ou les travées de rive sont plus larges que la ou les travées centrales) ;
- **les murs en aile** dont le tracé est incliné (jusqu'à 100 grades) sur celui des murs de tête.

ATTENTION, souvent, **le niveau de fondation des murs en retour diffère de celui de la voûte**. Ce point est à considérer lors de l'étude d'un projet d'élargissement, en particulier s'il est envisagé que l'élargissement repose sur ces murs.



Photo n° 6 : pont de Gignac sur l'Hérault construit entre 1776 et 1810 [crédit photo Parexlanko]

2.2.4 LES PILES

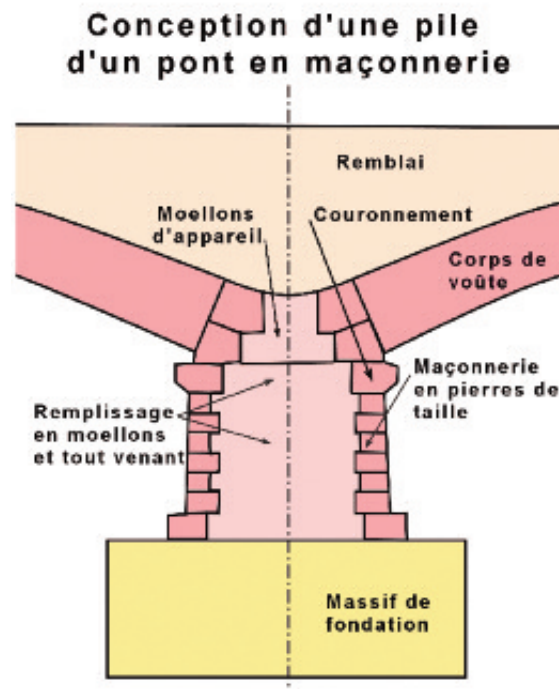


Figure n° 10 : conception d'une pile en maçonnerie

Jusqu'au XVIII^e siècle, les piles des ponts en maçonnerie ont une largeur importante comprise entre le tiers ($1/3$) et le cinquième ($1/5$) de l'ouverture de l'arche. Pour des raisons économiques, souvent, un seul cintre était utilisé lors de la construction de ces ouvrages ; il fallait donc que la pile puisse équilibrer la poussée exercée par l'arche déjà construite. Cette disposition présente l'avantage d'éviter une rupture en chaîne dans le cas où une voûte ou une pile s'effondre. Elle a pour inconvénient de réduire la section d'écoulement des eaux par temps de crue, ce qui favorise la mise en charge de l'ouvrage et les affouillements.

Perronet, le fondateur de l'école nationale des Ponts et Chaussées, a réduit l'épaisseur des piles sensiblement au dixième de l'ouverture de l'arche ($1/8$ à $1/12$) en constatant que les poussées des arches adjacentes à une pile sont quasiment égales et s'annulent. La pile se trouve donc, dans le sens longitudinal, uniquement soumise au poids des demi-voûtes adjacentes et à son poids propre et la résultante de ces actions passe quasiment par le centre de gravité de la section située au niveau des naissances.

Ce mode de construction impose de construire toutes les voûtes en même temps et donc de cintre la totalité de l'ouvrage. Il présente le risque d'un effondrement en chaîne en cas de rupture d'une voûte ou d'une pile mais facilite le passage des eaux par temps de crue.

> Pour optimiser la quantité de matière, le profil de la pile doit être tel que le taux de travail de chaque d'une assise soit le même. La section de chaque assise a donc souvent été dimensionnée pour satisfaire à un profil d'égale résistance :

$$S_z = S_n \cdot e^{\frac{q}{f} z}$$

- S_z est la surface de la section d'ordonnée «Z» comptée à partir des naissances
- S_n la surface de la section au niveau des naissances
- q est le poids du m^3 de maçonnerie
- f le taux de travail limite de la maçonnerie
- e est la base des logarithmes népériens.



Photo n° 7 : pile de section optimisée du pont Catalans (ex-pont des Amidonniers) à Toulouse (crédit-photo D. Poinéau)

Si le taux de travail au niveau des naissances n'atteint pas le taux limite, la section « S_z » peut être maintenue constante et égale à « S_n » jusqu'à ce que le taux de travail atteigne la limite. Ensuite, le profil d'égale résistance est appliqué.

Lorsque la pile est de faible hauteur, la courbe logarithmique est, le plus souvent, remplacée par une ligne droite légèrement inclinée sur la verticale.

Lorsque les piles sont de grande hauteur, la courbe logarithmique est remplacée par une inclinaison des parements ou fruit. Dans le sens longitudinal le fruit variable change tous les 4 ou 5 mètres. Le premier tronçon, sous les naissances, présente un faible fruit ($\sim 1/50^{\text{ème}}$), le fruit des tronçons suivants augmente à chaque fois d'environ ($\sim 1/200$). Certaines piles de grande hauteur présentent **des ressauts** qui servent aussi à augmenter leur section résistante.

Ces piles de grande hauteur, à cause de l'action du vent, ont dans le sens transversal un fruit plus important. Le premier tronçon présente un fruit ($\sim 1/25$) qui augmente de ($\sim 1/200$) pour les tronçons suivants.

Le couronnement disposé sous les naissances assure un raccordement esthétique entre les fruits de la pile, les voûtes et les tympans.



Photo n° 8 : viaduc de Dinan dans les Côtes d'Armor (crédit-photo D. Poinéau)

Comme le montre la figure 10 ci-dessus, la partie centrale des piles est souvent constituée par une maçonnerie ordinaire. Si la qualité de cette maçonnerie est mauvaise, la répartition des contraintes ne peut être considérée comme uniforme, l'enveloppe de la pile, formant un point dur, attire la majeure partie des charges. Le phénomène est encore accentué lorsque les joints, pour des raisons esthétiques, ont une très faible épaisseur. Cette disposition peut entraîner une fissuration verticale des pierres du parement. Par exemple, un tel désordre s'est produit sur les piliers du dôme du Panthéon lors de sa réalisation (se reporter à la figure ci-après).

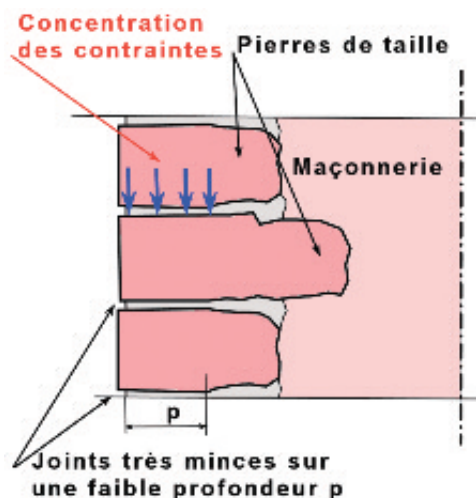


Figure n° 11 : répartition non uniforme des contraintes dans une pile



Photo n° 9 : mauvaise qualité du remplissage intérieur d'une pile du pont de Luze (crédit photo DDE 70)

2.2.5

LES CULEES

La géométrie des culées est très variable. Elle est liée au type de voûte (voûte en plein-cintre, voûte surbaissée...), à la hauteur de l'ouvrage, à la nature du terrain de fondation...

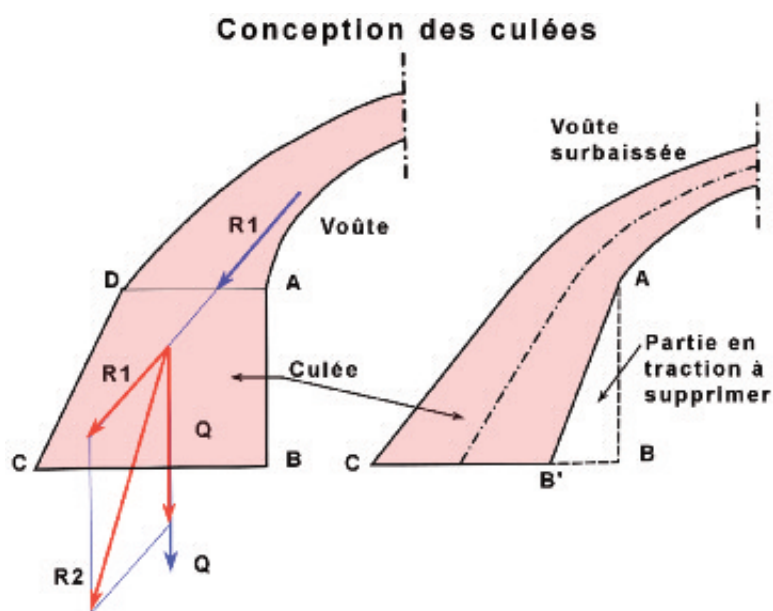


Figure n° 12 : conception des culées

> Une culée est soumise :

- à la résultante des efforts transmis par la voûte (R_1) ;
- au poids propre de la culée (Q) ;
- à la poussée des terres ;
- à la poussée des charges d'exploitation circulant sur le remblai.

Pour les grandes voûtes, la poussée des terres et des charges est négligeable vis-à-vis de la poussée de la voûte et comme, de plus, elle est favorable à la stabilité de la culée, elle n'était donc pas prise en compte dans l'étude de la stabilité de la culée.

Pour les viaducs de faible hauteur (succession d'arches de faible portée), la poussée des terres était également négligée. Cela n'était plus possible pour les viaducs de grande hauteur.

La géométrie d'une culée a normalement été dimensionnée de façon à ce que **la résultante générale des efforts R_2** , résultant de la combinaison de **R_1 et Q** , reste sensiblement centrée au niveau de la base de la culée (BC) afin d'éviter de mettre en traction la maçonnerie et aussi de provoquer des tassements différentiels du terrain de fondation. Bien entendu, d'autres vérifications étaient effectuées (contraintes sur le sol, absence de risque de glissement du massif sur le sol...)

Les culées sont généralement de forme trapézoïdale, ce qui permet de rapprocher leur centre de gravité de leur parement avant vertical AB et de recentrer la résultante générale.

> La valeur du fruit de la paroi arrière DC de la culée est généralement liée au type de voûte comme suit :

Type de voûte	Fruit arrière
Plein cintre	1/10
Voûte surbaissée ($> 120^\circ$)	1/8 à 1/5
Voûte en arc de cercle ($< 120^\circ$)	1/5 à 1/3

Tableau n° 4 : fruit de la partie arrière des culées

Le profil des culées de grande hauteur peut aussi avoir été tracé pour satisfaire à la notion «d'égale résistance» (se reporter à l'article 2.2.4 ci-dessus).

Lorsque la voûte est très surbaissée, la courbe des pressions s'éloigne fortement du parement vertical AB. Pour recentrer la résultante générale sur le plan de fondation B' C et éviter que la partie avant de la culée ne soit soumise à des tractions, le parement avant était incliné (tracé A B'). Si pour des raisons d'aspect, cette inclinaison n'était pas souhaitée, la création d'élégissements (évidements) permettait de résoudre le problème à condition qu'ils ne soient pas recoupés par la ligne de pression et qu'ils ne rendent pas la culée trop déformable (risque de déplacement des appuis de la voûte au niveau des retombées).

Ces élégissements étaient aussi utilisés pour économiser sur le volume de maçonneries et aussi pour réduire la charge sur le terrain de fondation.

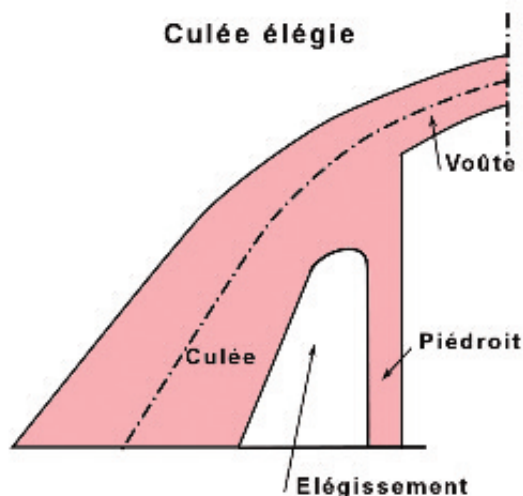


Figure n° 13 : culée élégie

Pour les voûtes de petite portée (cas des viaducs...) et lorsque que la culée était de grande hauteur, il était tenu compte de la poussée des terres et des charges de remblai. En effet, ces poussées tendent à déplacer la courbe des pressions vers le parement avant de la culée, ce qui peut provoquer, soit son déversement, soit son glissement sur le sol. Pour éviter ces risques, l'épaisseur de la culée était augmentée ou un arc de décharge était établi sur toute la longueur de l'ouvrage entre les deux culées au niveau des charnières (se reporter aux figures ci-après donnant les positions des rotules [charnières] obtenues par les essais à rupture de Boistard).

Dimensionnement du piédroit d'une culée

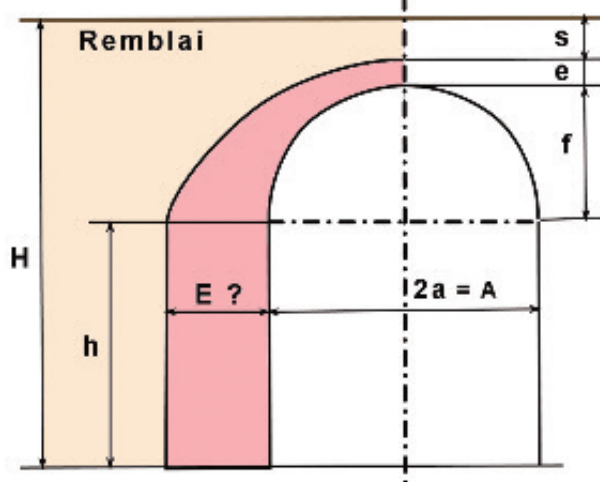


Figure n° 14 : dimensionnement du piédroit d'une culée

> Les formules forfaitaires suivantes permettaient de dégrossir les dimensions des piédroits des culées de forme rectangulaire ⁹:

Auteur des formules	Type de voûte	Formules donnant : e et E (m)	observations
Lesguiller (ICPC)		$e = 0,2\sqrt{A} + 0,1$	Non prise en compte de la hauteur de remblai « s »
	Plein cintre	$E = 10,50 + 0,04h\sqrt{A}$	
	Arc de cercle (< 120°)	$E = \left[0,60 + 0,10 \left(\frac{A}{f} - 2 \right) + 0,04h \right] \sqrt{A}$	
	Voûte surbaissée (> 120°)	$E = \left[0,60 + 0,05 \left(\frac{A}{f} - 2 \right) + 0,04h \right] \sqrt{A}$	
Léveillé		$e = 0,33 + \frac{A}{30}$	Non prise en compte de la hauteur de remblai « s »
	Plein cintre	$E = 0,30 + 0,162A \sqrt{\frac{\left(h + \frac{A}{4} \right) 0,885A}{\left(e + \frac{A}{4} \right) H}}$	
	Arc de cercle (< 120°)	$E = 0,33 + 0,212A \sqrt{\frac{hA}{H(e+f)}}$	
	Voûte surbaissée (> 120°)	$E = 0,33 + 0,212A \sqrt{\frac{hA}{H(e+f)}}$	Idem arc de cercle
Ingénierie russe et allemande	Plein cintre	$E = 0,305 + \frac{5}{24}A + \frac{h}{6} + \frac{s}{12}$	
	Arc de cercle (< 120°)	$E = 0,305 + \frac{A}{8} \left(\frac{3A-f}{A+f} \right) + \frac{h}{6} + \frac{s}{12}$	
	Voûte surbaissée (> 120°)	$E = 0,305 + \frac{A}{8} \left(\frac{3A-f}{A+f} \right) + \frac{h}{6} + \frac{s}{12}$	Idem arc de cercle

Tableau n° 5 : diverses formules de dimensionnement des piédroits des culées

> Le dégrossissage effectué, l'équilibre de la culée était effectué en traçant la courbe des pressions jusqu'à la base de la culée (par exemple, utilisation de l'épure de Méry) et les vérifications suivantes étaient effectuées :

- l'uniformité de la répartition des contraintes sur le sol de fondation ;
- la pression au sol sur l'arête la plus chargée ;
- l'absence de risque de glissement dans la maçonnerie (angle d'inclinaison de la courbe de pression sur le plan des joints) ;
- l'absence d'un risque de glissement de la culée sur le sol de fondation ;
- l'importance des déformations élastiques de la culée et de ses fondations ; en effet, la stabilité des voûtes ne peut être assurée si les déplacements des sections de retombée sont trop importants (risque de rupture par écartement des culées).

⁹ Les formules de Léveillé et Lesguiller ont été contrôlées sur le site : biblio.ec-lyon.fr.

Dans le cas des voûtes très surbaissées, les risques de glissement pouvaient imposer d'incliner les assises et la base de la fondation pour les rendre sensiblement perpendiculaires au tracé de la courbe des pressions (se reporter au schéma d'une culée perdue ci-après).

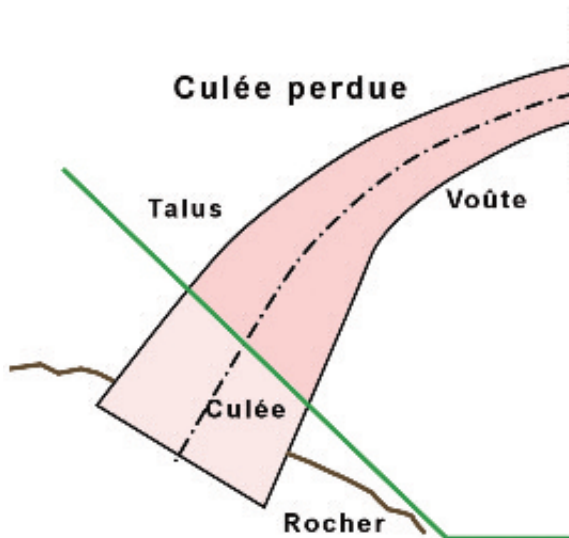


Figure n° 15 : schéma d'une culée perdue

La réalisation d'un **radier général** permettait d'éviter le risque de glissement des culées fondées sur un sol argileux. Le radier général, équipé de parafeuilles, était aussi utilisé pour protéger les fondations contre les risques d'affouillement.

Rappel : la plupart des culées des ponts voûtés sont dissimulées par des murs, soit en aile, soit en retour ce qui ne facilite pas la vérification de leurs dimensions.

La réalisation des voûtes en maçonnerie et de leurs appuis est détaillée dans les documents visés dans la bibliographie figurant dans l'annexe 1 [FABEM6.4], auxquels il faut ajouter **le cahier des charges des Ponts et Chaussées. Quelques détails technologiques importants** sont cependant décrits ci-après du fait de leur incidence sur la conception des voûtes.

Lors de la construction des voûtes par rouleaux (division de la voûte dans le sens de l'épaisseur en deux ou trois parties), la courbe des pressions a tendance à se déplacer défavorablement vers l'intrados au voisinage des reins, ce qui explique que, pour certains ouvrages, seule la partie centrale de la voûte était construite par rouleaux, les parties, entre les naissances et les reins, étaient réalisées en toute épaisseur.

Dans les voûtes importantes, dont les joints avaient été exécutés avec un mortier de ciment hydraulique, dont la prise est plus rapide que les mortiers à base de chaux aérienne (grasse), les ingénieurs constataient, pendant la réalisation, la fissuration de certains joints due aux déformations du cintre.

> Pour éviter ce phénomène, deux techniques ont été mises en œuvre :

- la réservation de joints secs matés énergiquement juste avant le décintrement ;
- la réalisation de la voûte sous forme de tronçons indépendants séparés par des vides et construits durant le même laps de temps. Ce mode d'exécution permettait d'obtenir des blocs de maçonneries homogènes dont le mortier avait la même durée de prise.

Les emplacements des joints secs et des solutions de continuité étaient choisis au droit des points durs du cintre, c'est-à-dire les points d'appui des vaux, qui servent d'appui au couchis sur lequel est exécutée la maçonnerie.

Le décintrement était programmé lorsque le mortier à base de ciment ou de chaux hydraulique avait atteint une résistance suffisante pour ne pas risquer de s'écrouler. Ce maintien sur cintre n'était pas de règle dans le cas d'une maçonnerie hourdée avec un mortier à base de chaux aérienne. Dans ce cas, le décintrement avait lieu après clavage, de manière à favoriser le remplissage des joints par le mortier encore plastique (la carbonatation de la chaux aérienne nécessite plusieurs mois).

> Les techniques de décintrement par vérinage ou avec un mortier expansif ont été utilisées pour la première fois :

- pour le vérinage, par Freyssinet en 1914 lors de la construction du pont de Villeneuve-sur-Lot qui est un arc en béton ;
- pour le ciment expansif, par Lossier en 1945 lors de la construction du viaduc ferroviaire de Laroche sur la ligne Paris-Dijon.

2.4.1 DOCUMENTS DE RÉFÉRENCE

> Le présent article a été rédigé en s'appuyant principalement sur les cinq documents suivants et sur divers documents disponibles sur Internet¹⁰ qui ont permis de recouper les informations des documents susvisés :

- Alain Lootvoet (septembre 1981) : guide technique LCPC des maçonneries (cf. bibliographie [11]);
- SETRA juin 1982 : les ponts en maçonnerie en 3 volets : historique et constitution – évaluation de la stabilité – guide pour l'utilisation du programme voûte (cf. bibliographie [12]);
- C. Melbourne and M. Gilbert (February 1995): behaviour of multiring brickwork arch bridges (The Structural Engineer Volume 73/N°3/7) (cf. bibliographie [13]);
- ARCH'O1 : troisième conférence internationale sur les ponts en arc (presse de l'ENPC)^{11 12} (cf. bibliographie [16]);
- J. Bourcy (1954) : fascicule n°1 relatif à la rédaction des projets d'ouvrages d'art (cours de l'ENSM) (cf. bibliographie [25]).

2.4.2 EVOLUTION DES METHODES DE CALCUL DES VOUTES

2.4.2.1 Au XVIII^e siècle

Au cours du XVIII^e siècle, de nombreux architectes et ingénieurs ont fait des études et établi des théories sur la rupture des voûtes. Ils ont constaté que la rupture des arches s'amorce par formation de rotules (charnières) et que les blocs ainsi découpés tombent en pivotant autour des rotules ainsi créées.

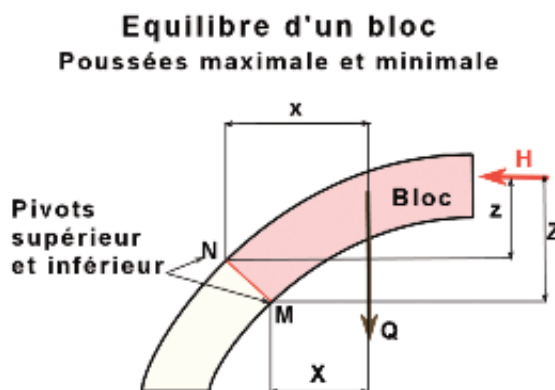


Figure n° 16 : équilibre d'un bloc

¹⁰ Par exemple : Navier [1839] : Résumé des leçons à l'ENPC – Cours ENPC : Application de la mécanique – Troisième section relative à l'établissement et à l'équilibre des voûtes (éditeur société belge de librairie à Bruxelles).

¹¹ Ce document fournit de nombreuses informations sur les méthodes de calcul utilisées pour évaluer les ponts-voûtes en maçonnerie dans différents pays.

¹² Voir également les conférences ARCH'O4, ARCH'O7 et la conférence ARCH'O10 à venir.

> **Coulomb dans un essai, en 1773, énonce les deux principes suivants :**

- une voûte est stable si, sur un joint quelconque, le centre de pression se trouve à l'intérieur de la voûte et assez éloigné de l'intrados ou de l'extrados pour que la résistance à la compression soit assurée ;
- il existe une poussée horizontale maximale et une poussée horizontale minimale (en fonction de la position du pivot).

> **Si on désigne par «Q» la résultante des efforts verticaux sur le bloc et par H la poussée horizontale à la clé :**

Équilibre par rapport à M : $\max Q \cdot X - H_{\min} \cdot Z = 0$ soit : $H_{\min} = \max Q \cdot X / Z$

Équilibre par rapport à N : $\min Q \cdot x - H_{\max} \cdot z = 0$ soit : $H_{\max} = \min Q \cdot x / z$

Coulomb pensait que $H_{\min}$ s'appliquait toujours à la clé au niveau de l'extrados et $H_{\max}$ au niveau de l'intrados à la clé. Plus tard, Méry montrera que **les lignes de poussée extrêmes** ne passent pas forcément par ces points en particulier lorsque le chargement n'est pas symétrique.

L. C. Boistard (Ingénieur en Chef et Directeur au Corps royal des PC) réalise à partir de 1786 des essais de charges symétriques sur des voûtes en briques sans clé constituées de voussoirs à joints secs fabriqués à partir de deux briques assemblées par un coulis de plâtre (Théorie de l'équilibre des voûtes parue chez J. S. Merlin libraire en 1822). Les différents types de ruptures obtenus par Boistard sont décrits par les schémas ci-après dessinés d'après les croquis **du document de Bourcy [6]** :

Schéma de rupture d'une voûte en plein cintre ou peu surbaissée

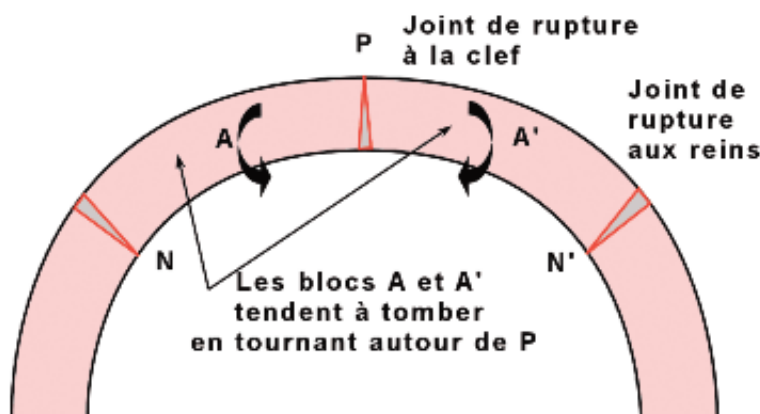


Figure n° 17 : cas d'une voûte en plein cintre ou peu surbaissée (4 blocs)

Schéma de rupture d'une voûte lorsque les culées sont parfaitement fixes

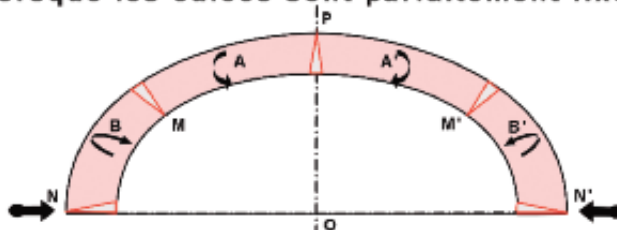


Figure n° 18 : cas d'une voûte à culées parfaitement fixes (4 blocs)

Schémas de rupture des voûtes très surbaissées

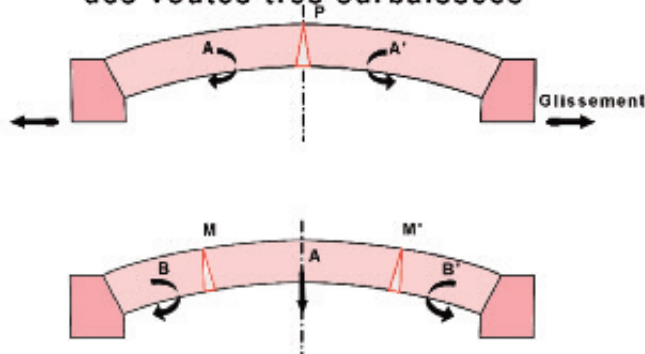


Figure n° 19 : cas de voûtes très surbaissées

Schéma de rupture d'une voûte sur piedroits souples

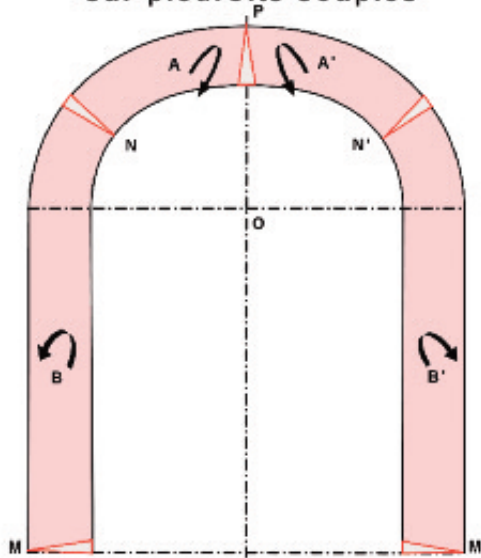


Figure n° 20 : cas d'une voûte à piedroits déplaçables (4 blocs)



Photo n° 10 : désordres de la voûte très surbaissée du pont de Chapenois (crédit photo LRPC)

Schéma de rupture d'un arc brisé

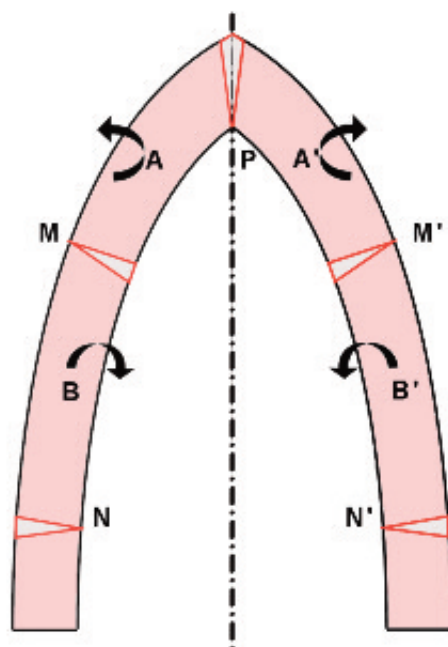


Figure n° 21 : cas d'un arc brisé (voûte ogivale)

La figure suivante montre, à titre comparatif, les schémas de rupture obtenus par un calcul à la rupture (programme voûte du SETRA de 1982). Le premier schéma correspond à la hauteur de remblai minimale en dessous de laquelle la voûte devient instable et le second à la hauteur de remblai maximale au-delà de laquelle la voûte devient également instable.

Schémas de rupture d'une voûte ogivale vis-à-vis de la surcharge de remblai

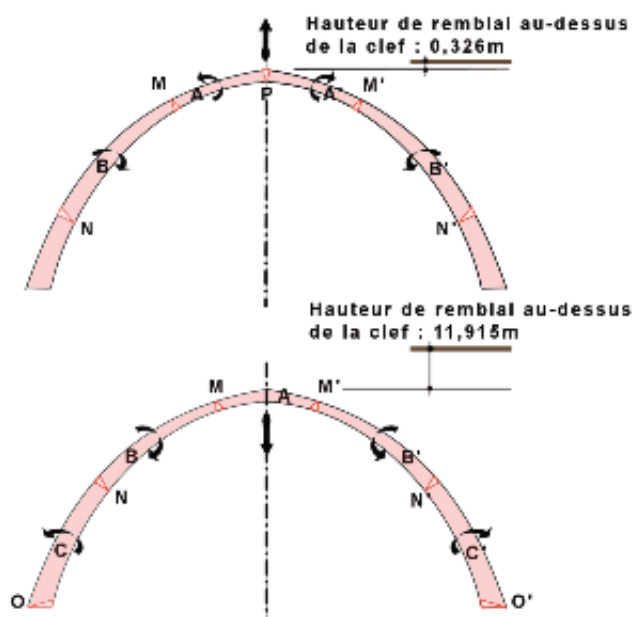


Figure n° 22 : schéma de rupture calculé d'une voûte ogivale (extrait du document du SETRA de 1982)



Photo n° 11: rupture d'une maquette (crédit photo D. Poineau)

2.4.2.2 Au XIX^e siècle et une partie du XX^e siècle

Méry (IPC), dans un mémoire rédigé vers 1830, propose une méthode graphique d'étude de l'équilibre des voûtes basée sur les hypothèses suivantes :

- la maçonnerie n'a pas de résistance à la traction et une résistance limitée en compression imposée par la résistance du mortier des joints ;
- une voûte se rompt par rotation de blocs et il existe deux positions extrêmes de la ligne de centres de pression (appelée également ligne ou courbe des pressions) qui correspondent à H_{Max} et H_{min} ;
- l'équilibre est impossible si la ligne des pressions sort de l'espace compris entre les courbes d'intrados et d'extrados ;
- les joints où les lignes de poussée extrêmes touchent l'intrados ou l'extrados correspondent aux joints de rupture (rotules). Elles ne passent pas forcément à l'intrados ou l'extrados dans la section de clé sauf si le chargement est symétrique ;
- la ligne des pressions ne doit pas être trop près du contour de la voûte pour éviter une rupture par excès de compression des joints. La compression sur les joints doit donc être limitée.

Durand-Claye (cf. bibliographie [2] [4]), dans les Annales des Ponts et Chaussées en 1867, développa une théorie proche des méthodes de calcul à la rupture actuelles. Pour Durand-Claye, il existe une infinité de lignes des pressions d'équilibre qu'il faut déterminer. En l'absence de moyens de calcul puissants, cette théorie resta malheureusement sans suite.

Évolution de la méthode de Méry : la méthode fût simplifiée et transformée en **méthode élastique**, en imposant à la ligne des pressions de rester dans **le tiers central** des sections de joints et d'avoir **des points de passage obligés à la clé et aux reins ou aux naissances** et, de plus, en imposant une contrainte de compression limite dépendant de la résistance du mortier des joints et de la qualité de la maçonnerie. Séjourné lui-même, faute de méthodes plus élaborées, recommandait les méthodes élastiques.

Ces méthodes élastiques, malgré leurs insuffisances, ont permis de construire et de reconstruire (ponts détruits au cours des guerres mondiales) de nombreux ouvrages puisqu'elles déterminent une ligne des pressions qui passe à l'intérieur de la voûte.

Le calcul des voûtes par les méthodes élastiques **de la résistance des matériaux** (calcul des arcs bi-encastres ou bi-articulés avec les formules de Bresse) a aussi été employé, le coefficient E d'élasticité de la maçonnerie étant choisi à partir des résultats d'essais en laboratoire. La comparaison du tableau 6 ci-après montre que ces méthodes sont mises en défaut, en particulier, par la méconnaissance de l'état de la voûte après décentrement et par les effets thermiques.

La méthode de Méry a été aussi mise sous une forme relevant de la «résistance des matériaux» comme le montre le développement qui suit destiné à évaluer l'ordonnée $y(x)$ de la ligne des pressions et la poussée Q de la voûte.

> La ligne des pressions est définie en tout point par la relation :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{V(x)}{Q} \quad (1)$$

Avec : $V(x)$ est la composante verticale des efforts dans la section d'abscisse x
 Q est la poussée horizontale dans la section de clé

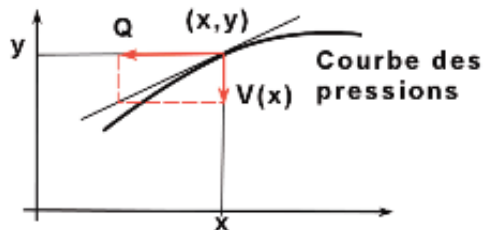


Figure n° 23 : paramètres de la ligne ou courbe des pressions

> La dérivée de la fonction (1) donne :

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{1}{Q} \frac{dV(x)}{dx} = - \frac{p(x)}{Q} \quad (2)$$

Dans cette expression $p(x)$ représente la densité linéique des charges appliquées à l'abscisse x (poids propre de la voûte, du remblai de la chaussée et charge d'exploitation).

Les constantes d'intégration de cette équation différentielle sont déterminées par la condition du passage de la ligne des pressions par les points suivants : le tiers central inférieur de la section des reins et le tiers central supérieur de la section de clé.

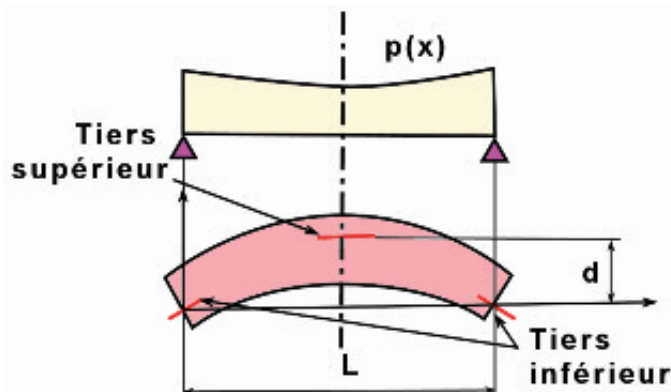


Figure n° 24 : travée indépendante associée

> Soit une travée indépendante de portée $L = 2a$ soumise à la même charge linéique $p(x)$ que la voûte. Dans cette poutre, le moment fléchissant $\mu(x)$ est tel que :

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{d^2 \mu(x)}{dx^2} = -p(x) \quad (3)$$

La ligne des pressions de la voûte a donc la même forme que la ligne représentative des moments fléchissants dans la travée indépendante associée.

$$\frac{Q d^2 y}{dx^2} = \frac{d^2 \mu(x)}{dx^2} = -p(x) \quad (4)$$

> Deux intégrations successives donnent :

$$\begin{aligned} \frac{Q dy}{dx} &= \frac{d\mu(x)}{dx} + A' \\ Qy &= \mu(x) + A'x + B' \end{aligned}$$

> L'ordonnée y de la ligne des pressions vaut donc :

$$y = \frac{\mu(x)}{Q} + A'x + B'$$

> Les valeurs aux limites ($x = 0$ et $x = L$) de la fonction $\mu(x)$ donnent les valeurs des constantes A' et B' :

$$\begin{aligned} x = 0 \text{ et } \mu(0) = 0 \text{ soit } B' &= 0 \\ x = L \text{ et } \mu(L) = 0 \text{ soit } A' &= 0 \end{aligned}$$

> Finalement :

$$y = \frac{\mu(x)}{Q}$$

$$\text{Soit : } Q = \frac{\mu\left(\frac{L}{2}\right)}{d} \text{ puisque } y = d \text{ (point de passage au tiers supérieur)}$$

Le calcul de $\mu(L/2)$ puis celui de $\mu(x)$ (calcul de $y(x)$) peuvent se faire par intégration numérique avec un tableur en découpant la travée en tranches. Pour chaque tranche, $q_{1(x)}$ représente la charge d'exploitation, $g_{1(x)}$ le poids du remblai et de la chaussée et $g_{2(x)}$ celui de la maçonnerie.

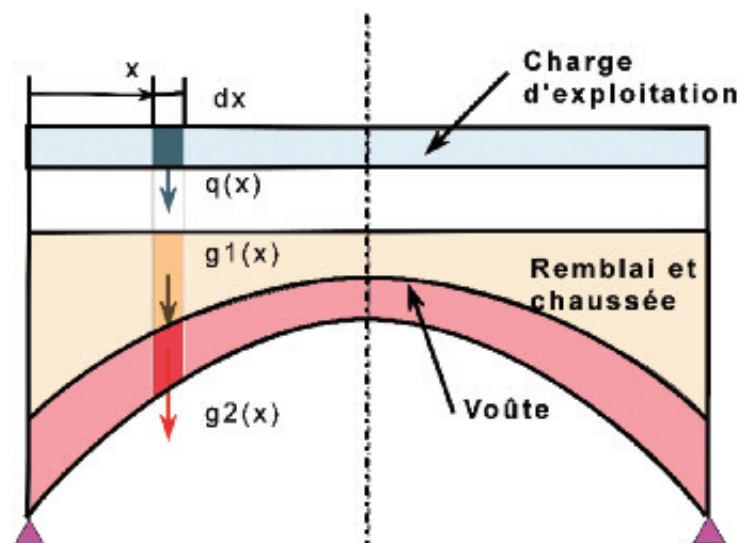


Figure n° 25 : principe de modélisation pour le calcul de $\mu(l/2)$

Ce calcul simple permet d'avoir une idée de l'ordre de grandeur de la poussée Q mais en aucun cas la charge ultime que pourrait supporter la voûte en s'adaptant et ce pour les raisons développées dans l'article qui suit.

2.4.2.3 Au cours de la seconde partie du XX^e siècle

La construction des voûtes en maçonnerie a été abandonnée au profit de structures nouvelles faisant appel au béton armé, au béton précontraint et au métal. **Depuis les années 70, la conservation et l'adaptation du patrimoine existant** avec l'augmentation de l'intensité du trafic et des charges roulantes, le passage de convois exceptionnels lourds ont conduit les ingénieurs à rechercher des méthodes permettant de vérifier les ouvrages existants, en particulier lorsque les méthodes anciennes, élastiques ne passent pas, d'autant que ces méthodes élastiques ne correspondent pas à la réalité du comportement de la maçonnerie. Car elles ne tiennent pas compte des possibilités d'adaptation de la maçonnerie et de la structure.

> En effet :

- 1. l'état à vide d'une voûte n'est pas connu (position de la ligne des pressions) puisque au cours de sa construction, la maçonnerie a subi de nombreuses actions (phasages d'exécution, tassement du cintre, variations thermiques, tassement des appuis, décentrement...). Un certain nombre de joints peuvent être donc fissurés. Cet état est un peu mieux maîtrisé pour les voûtes exécutées par des méthodes élaborées (voir l'article 2.3) et dont la poussée a été réglée par vérinage lors du décentrement.
- 2. les voûtes peuvent se fissurer en fonction des variations saisonnières de température (suivant la nature du matériau, le coefficient de dilatation d'une maçonnerie λ varie entre 2.10^{-6} et 14.10^{-6}). Par exemple, en hiver, la voûte s'abaisse et des fissures peuvent apparaître au dessus des naissances. Par temps chaud, la voûte se soulève. Ce phénomène est davantage marqué pour les grandes voûtes. Une voûte en maçonnerie ne peut donc être assimilée à un arc bi-encasté (se reporter au calcul comparatif ci-après) ;

- **3.** une voûte, compte tenu des différents types de maçonnerie utilisées (pierres de taille, moellons d'appareil, maçonnerie ordinaire...), de la qualité du mortier et du vieillissement de ces matériaux, ne peut pas être considérée comme constituée par un matériau homogène satisfaisant aux lois de l'élasticité (lois de Navier et de Hooke). De plus, le module d'Young peut varier dans de très fortes proportions (de 5 000 à 25 000 MPa) d'après les résultats d'essais en laboratoire qui, généralement, n'intègrent pas le vieillissement des matériaux.



Photo n° 12 : maçonnerie en très mauvais état qui ne peut être considérée comme homogène (crédit photo DDE 74)

> **Les méthodes de calcul actuelles se rattachent aux deux types suivants (se reporter aux documents [10] de [13] de la bibliographie) :**

- **premier type**, il s'agit des méthodes basées sur la théorie de la plasticité et de l'analyse limite (calcul dit «à la rupture»). Ce type de calcul présente l'avantage de ne fait pas intervenir «l'histoire» de la structure et de ne pas demander de connaître la loi de comportement des matériaux ;
- **second type**, il s'agit des méthodes basées, soit sur des **analyses élastiques aux éléments finis**, soit sur **des analyses non linéaires aux éléments finis** (étude du comportement de la structure qui se fissure et se dégrade progressivement) lorsque les méthodes du premier type ne peuvent être appliquées ou lorsqu'une connaissance des contraintes et des déformations en service est souhaitée. A ceci peuvent s'ajouter des analyses aux **éléments distincts** (lorsque la structure repose sur un massif rocheux plus ou moins fissuré). La méthode de calcul aux éléments distincts a déjà été utilisée pour le calcul de voûtes.

2.4.2.3.1 Méthodes de calcul à la rupture des voûtes

Parmi les méthodes du premier type, il faut signaler la méthode de calcul à rupture mise au point par **Jean-Marie Delbecq** (cf. bibliographie [9]) et recoupée par les essais effectués au CEBTP à Saint-Rémy-lès-Chevreuse sur des voûtes en plein cintre à piédroits verticaux (se reporter aux documents [42], [12], [47] de la bibliographie et au numéro 464 des **Annales de l'ITBTP** de mai 1988 : Renforcement des voûtes en maçonnerie par coques en béton

projeté [Rivallain, Le Bras, Nelva, Maguet, Maille, Bonvalet, Soubret et Reymond]]. Le programme de calcul mis au point à cette occasion a permis de résoudre l'évaluation de la capacité portante et de la sécurité d'une grande partie des ponts-voûtes en maçonnerie.

> Hypothèses de calcul :

Les informations en petits caractères qui suivent sont tirées de la partie 2 du document du SETRA de 1982 relative à l'évaluation de la stabilité.

- la maçonnerie n'a pas de résistance à la traction ;
- la résistance à la compression de la maçonnerie est grande mais limitée à σ_0 (se reporter aux tableaux en page 31 de la partie 1 du document du SETRA de 1982) ;
- la résistance de l'interface pierre-mortier dans les joints est le critère de frottement sec de Coulomb ($|t| \leq C + \sigma \tan \varphi$)
C la cohésion du matériau [0,5 à 0,6 MPa] qui est négligée et φ le coefficient de frottement interne [$\pi/4$ à $\pi/3$]. Ce critère, peut ne pas être pris en compte, en effet, la prise en compte de l'effort tranchant n'a, le plus souvent, qu'une très faible importance sur les résultats du calcul (quelques %).

> Conditions de stabilité d'une voûte :

Une voûte est stable si, en tout point, de la voûte l'état de contrainte :

- **1.** respecte les conditions limites sur le contour de la voûte (centre de pression à l'intérieur de la voûte) ;
- **2.** respecte les équations d'équilibre en tout point ;
- **3.** respecte les critères de résistance en tout point.

Pour permettre le calcul, la voûte, qui peut être symétrique ou dissymétrique, est décomposée en un certain nombre de voussoirs (blocs) et l'analyse suivante est mise en œuvre :

- **chacun de ces blocs est en équilibre et sur les joints entre ces blocs**, la répartition des contraintes (σ et τ) équilibre les forces extérieures en respectant les critères de résistance définis ci-dessus. Les éléments de réduction du torseur des forces agissant au milieu d'un joint sont **M** (moment fléchissant), **N** (effort normal) et **V**¹³ (effort tranchant). Si **V** est négligé, le point de coordonnées **M** et **N** se trouve à l'intérieur d'un domaine limité par deux arcs de parabole (le centre de pression doit se trouver au moins à l'intérieur de la voûte). Cette condition doit être vérifiée sur chaque joint ;
- si aucune ligne de centres de pression (ligne des pressions) ne vérifie à la fois l'équilibre de chacun des blocs et de chacun des joints, **la voûte est instable**. L'analyse du mécanisme de rupture par blocs en rotation, **en supposant que les culées restent fixes**, permet de calculer la puissance intérieure dissipable qui doit être supérieure à la puissance des forces extérieures agissantes sinon la voûte est instable. La solution conduit à un mécanisme constitué de 4 à 7 blocs comme dans les expériences de rupture de voûtes.

¹³ Pour symboliser l'effort tranchant, le sigle V est utilisé dans le présent guide, c'est le sigle T qui est employé dans le document du SETRA de 1982.

> Résultats, la méthode :

- détermine s'il existe une ligne de centres de pression interne à la voûte et partout compressive passant par un point K à la cote Z de la clé. Dans ce cas, **il existe une ligne de poussée horizontale maximale et une seconde de poussée horizontale minimale** qui ont des propriétés de contact particulières avec l'intrados et l'extrados. L'existence de ces lignes de poussée extrême indique que **la voûte est stable vis-à-vis du critère de traction** (courbe interne à la voûte). Ces deux courbes peuvent être confondues en une seule et dans ce cas : $H_{\min} = H_{\max}$;
- donne également **la ligne des centres de pression optimale** satisfaisant **au critère de traction-compression et le coefficient de rupture** associé qui doit être normalement ≥ 3 ;
- indique d'une part, les joints faibles (nombre connu à l'avance), soit vis-à-vis de la traction (joints où l'excentricité est maximale et met le joint en traction, soit vis-à-vis de la traction-compression (joints où le taux de compression est maximal) et d'autre part, **les joints éventuellement faibles** mais cependant légèrement moins sollicités que les joints faibles ;
- donne **les réactions d'appui** qui sont les valeurs de la **résultante sur le dernier joint**. Cette résultante sert pour l'étude de la stabilité des appuis.

> Mécanismes pris en compte dans le programme voûte :

Pour faciliter au lecteur la compréhension du problème, est considéré, ci-après, le cas d'une voûte symétrique décomposée en blocs et soumise à un chargement vertical symétrique. Le programme étudie la stabilité de la voûte suivant plusieurs critères :

- **vis-à-vis du critère de traction**, le programme recherche si la stabilité est possible avec une ligne des centres de pression à l'intérieur de la voûte au niveau de chaque joint et qui est être tangente à l'intrados et à l'extrados au niveau de certains joints. Pour faire ce calcul, la résistance de la maçonnerie est supposée infiniment grande ;
- **vis-à-vis du critère de traction-compression**, le programme recherche si la stabilité est possible avec une ligne des centres de pression suffisamment à l'intérieur de la voûte de façon à ce que la contrainte de compression (supposée plafonnée) ne dépasse pas « σ_0 » sur la maçonnerie (cette résistance est celle du joint) ;
- vis-à-vis de la ligne optimale et de la valeur du coefficient de rupture : voir les explications ci-après.

1. Vis-à-vis du critère de traction :

Le programme détermine, pour toutes les positions «Z» de la poussée «H» à la clé comprises entre l'ordonnée de l'intrados «Z_i» et celle de l'extrados «Z_e», les valeurs des poussées minimales et maximales, sachant que la charnière peut être située à l'intrados ou à l'extrados (se reporter à la figure ci-après d'équilibre d'un bloc reprise, de la figure 16).

Equilibre d'un bloc Poussées maximale et minimale

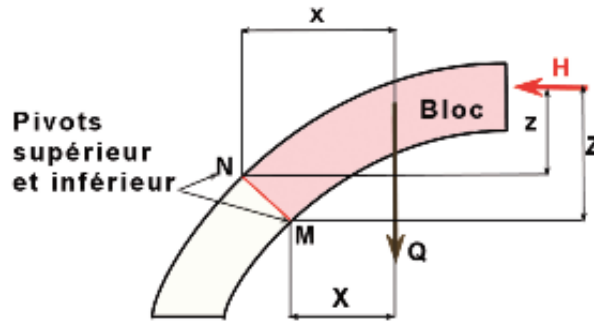
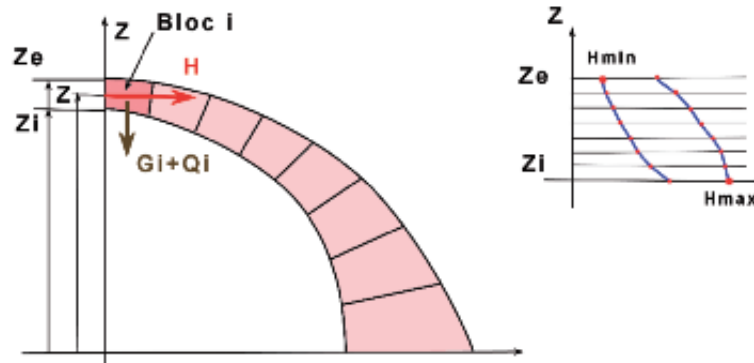


Figure n° 26 : équilibres extrêmes d'un bloc

ATTENTION : si $H_{min} > H_{max}$, aucun n'équilibre n'est possible quelle que soit la résistance de la maçonnerie.

Critère de traction

Figure n° 27 : application du critère de traction pour le tracé des courbes H_{min} et H_{max}

2. Vis-à-vis du critère de traction-compression :

Les diverses équations d'équilibre sont les suivantes :

$$N \leq 2(h_i - e) \sigma_0 \text{ avec } e = \frac{M}{N}$$

$$\text{soit } |M| \leq N h_i \left(1 - \frac{N}{2 h_i \sigma_0} \right) = N h_i \left(1 - \frac{N}{s \sigma_0} \right)$$

Les formules s'appliquent à une largeur de voûte unitaire ($b = 1$) et h_i représente la demi-hauteur de la section.

Dans le cas où la contrainte limite « σ_0 » tend vers l'infini, la formule devient :

$|M| \leq N h_i$ (on retrouve bien la condition de stabilité vis-à-vis de la traction)

Vis-à-vis du critère de glissement et en négligeant la cohésion « C » :

$$|V| \leq N \tan \varphi$$

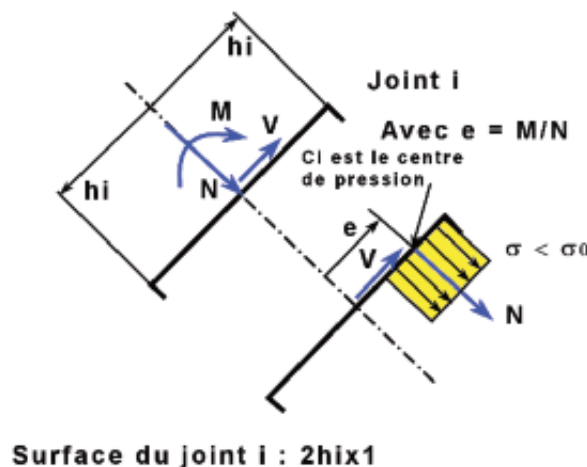


Figure n° 28 : équilibres d'un joint

Le programme détermine, pour toutes les positions « Z » de la poussée « H » à la clé comprises entre l'ordonnée de l'intrados « Z_i » et celle de l'extrados « Z_e », les valeurs des poussées minimales et maximales de façon à ce que la compression sur le joint ne dépasse pas « σ_0 » ($s = 2h_i \times 1$ est la surface du joint pour un rouleau de largeur unitaire). Le domaine de résistance est le domaine fermé de couleur rouge sur la figure 29 ci-dessous.

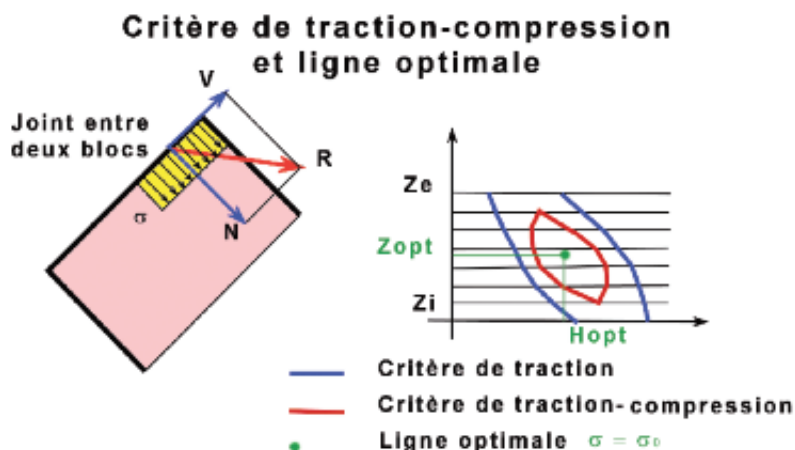


Figure n° 29 : application du critère de traction-compression et recherche de la ligne des centres de pression optimale

3. Vis-à-vis de la ligne optimale :

Le programme recherche la valeur de la poussée optimale « H_{opt} » et son excentricité « Z_{opt} », le tout donnant la contrainte de compression minimale sur la maçonnerie dite contrainte optimale « σ_{opt} ». Le rapport « k » égal à « σ_0/σ_{opt} » est le **coefficient de rupture**. Ce coefficient indique par quelle valeur majorer la **totalité des charges**¹⁴ appliquées à la structure pour que la maçonnerie travaille au maximum de ses possibilités :

- a. si $k < 1$ l'instabilité est certaine ;
- b. si $k > 1$ la stabilité est potentiellement assurée ;
- c. si $k > 3$ la stabilité est dite certaine.

Nota : la valeur « $k = 3$ » a été choisie pour prendre en compte l'expérience des constructeurs de ponts-voûtes qui limitaient la contrainte à 10% de la résistance de la pierre. Par exemple (se reporter au tableau n°4 de la première partie du document du SETRA), pour une pierre de résistance 20 MPa, la résistance du mortier du joint peut être prise égale à 6,9 MPa. En tenant compte du coefficient de rupture « $k = 3$ », la valeur de la contrainte limite de compression vaut « $\sigma_0 = 2,3$ MPa», soit sensiblement le 1/10 de la résistance de la pierre seule.

> Les limites de la méthode :

- la géométrie de la voûte peut être symétrique ou dissymétrique ;
- les joints sont normalement normaux à la courbe d'intrados de la voûte sauf dans le cas d'un point anguleux (par exemple, dans le cas d'une voûte ogivale, il y a un joint vertical en plus des joints normaux à l'intrados) ;

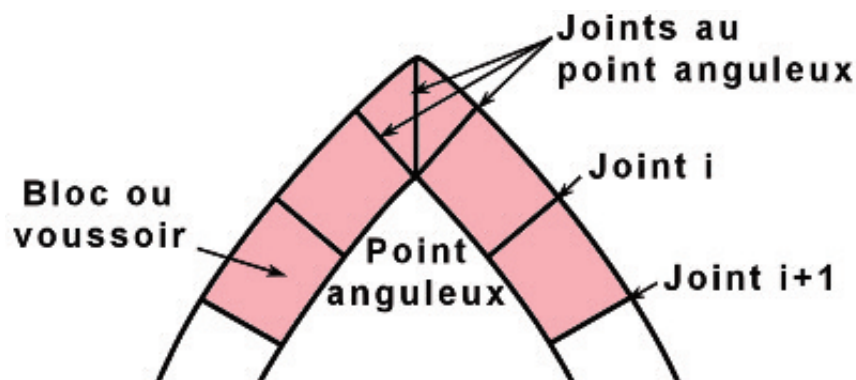


Figure n° 30 : joints d'une voûte à point anguleux

- le choix du nombre de joints influe sur la valeur du coefficient de rupture. Un faible nombre de joints surestime ce coefficient. Dans les cas courants, la seconde partie du document du SETRA conseille, en page 31, de choisir entre 15 à 25 joints ;

¹⁴ Il est également possible de ne considérer que la seule majoration des charges d'exploitation, ce qui peut être plus défavorable pour la stabilité de la voûte.

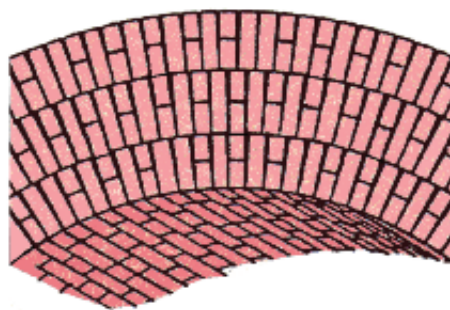
- la voûte de section rectangulaire est supposée encastrée à ses extrémités (pas d'articulation) et les culées sont supposées fixes. En effet, la méthode ne prend pas en compte **un quelconque déplacement d'appui** et **ne donne pas l'éventuel tassement admissible** (il est donc nécessaire de s'assurer de l'absence **de glissement** par le respect du critère de Coulomb [cf. la formule du § 2.4.2.3.1]). Ce qui se traduit, dans le cas d'un sol sans cohésion, par un angle d'inclinaison de la résultante des efforts avec le sol de fondation inférieur à l'angle de frottement interne du sol. En présence d'un tassement, il faut se référer aux méthodes développées ci-après ;
- la résistance à la compression simple d'une maçonnerie est fonction de la résistance de la pierre et de celle du mortier. L'article 2.3 de la partie 1 du document du SETRA donne des conseils sur le choix de la résistance caractéristique à prendre en compte. Il conseille de ne pas surestimer la résistance du mortier des ouvrages anciens et de considérer des mortiers de type M3 ou M4 (se reporter au tableau n°5) ;
- la résistance de la voûte peut être variable dans le sens longitudinal mais aussi dans le sens de son épaisseur (voûte en multi-rouleaux constitués de matériaux différents, voûtes renforcées par une coque en béton projeté, voûtes renforcées par l'extrados). **Dans le sens de l'épaisseur de la voûte**, la méthode ne tient pas compte **des critères de résistance de l'interface** entre les matériaux. En effet, aucune rupture n'est supposée survenir au niveau de la surface de jonction de matériaux différents¹⁵ (**se reporter aux développements ci-après sur les voûtes constituées de plusieurs rouleaux**). Le programme prend en compte une résistance « σ_i » différente pour chacun des matériaux constitutifs de la voûte ;
- l'épaisseur résistante d'une voûte n'est, en général, pas connue avec précision (présence de joints en creux à l'intrados, position du queutage incertain à l'extrados...) même si des sondages ont été pratiqués. Le programme permet de réduire forfaitairement l'épaisseur de la voûte pour tenir compte de cette incertitude ;
- la participation du remblai et des murs de tête n'est pas prise en compte ;
- **les effets de la répartition transversale des charges** ne sont pas pris en compte sinon sous une forme simplifiée de diffusion des efforts à 45°, mais uniquement dans l'épaisseur de la couche de remblai surmontant la clé de voûte ;
- sont prises en compte les charges verticales dirigées vers le bas, les charges horizontales orientées vers la clé (poussée des terres, présence d'élégissements...). Ne sont pas prises en compte les forces de freinage et les forces horizontales concentrées à la clé. Le chargement peut être symétrique ou dissymétrique ;
- les combinaisons d'actions vis-à-vis des états limites ultimes sont celles des **Directives Communes au Calcul des Constructions de 1979 ou DCCC 79** (circulaire n°79-25 13 mars 1979) ;
- rappel, la méthode propose d'adopter **une valeur minimale du coefficient de rupture égale à 3**. Ce coefficient est le rapport entre le chargement extrême qui amène la voûte à un état limite d'instabilité et le chargement réel ;
- pour étudier **la stabilité d'une culée**, il suffit de l'intégrer dans la géométrie de la voûte. Dans le cas **d'une pile**, la méthode propose une solution simple manuelle (page 69 de la seconde partie du document du SETRA de 1982 sur la constitution et la stabilité des ponts en maçonnerie), solution qui a été intégrée dans **le programme de calcul «VOÛTE»** qui fait l'objet de la troisième partie du document.

¹⁵ Les coques en béton projeté sont normalement épinglées sur la maçonnerie



Photo n° 13 : exemple de désordres sur une voûte constituée de deux rouleaux (crédit photo CETE Méditerranée)

Voûte en briques constituée de trois rouleaux non harpés



Voûte en briques harpées constituée d'un seul rouleau

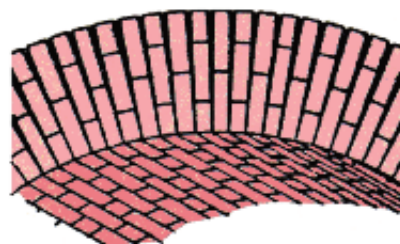


Figure n° 31 : voûtes en briques à rouleaux harpés ou non

L'attention doit être attirée sur le comportement particulier des voûtes constituées de rouleaux¹⁶ multiples et non harpés, c'est-à-dire sans liaison entre les rouleaux sauf si, le cas échéant, un mortier assure un certain collage. Les matériaux constitutifs pouvant être de même nature comme des briques ou différents comme la pierre et la brique. Dans un tel cas, l'évaluation de la capacité portante nécessite une grande prudence comme le montre les résultats des essais décrits ci-après.

¹⁶ Attention, l'article du Structural Engineer cité en référence, utilise le terme d'anneau (ring) et non celui de rouleau. En France, le terme de construction par anneaux s'applique à des voûtes qui sont réalisées les unes à côté des autres sur un cintre qui est déplacé transversalement au fur et à mesure de la construction. Comme exemple, il est possible de citer le pont du Gard.

> L'article du document [13] de la bibliographie (**Structural Engineer / Volume 73 / n°3/7 February 1995**) indique que les essais de chargement jusqu'à rupture montrent pour ces voûtes à rouleaux multiples harpés ou non :

- qu'en l'absence de toute liaison entre les rouleaux en briques, la capacité portante de telles voûtes est nettement inférieure à celle de voûtes harpées ;
- qu'en présence d'un collage par mortier entre les rouleaux, la rupture est brutale et imprévisible et se produit avec une séparation partielle des rouleaux, ce qui réduit brutalement la charge de rupture ;
- que les méthodes d'évaluation traditionnelles des voûtes surestiment la capacité portante de telles voûtes ;
- que les méthodes basées sur l'équilibre de blocs rigides avec une interface sans friction entre les rouleaux sous-estiment la capacité portante de ces voûtes ;
- que l'introduction d'un cisaillement plastique entre les rouleaux peut conduire à surestimer la capacité portante de ces voûtes.

Mécanismes de rupture

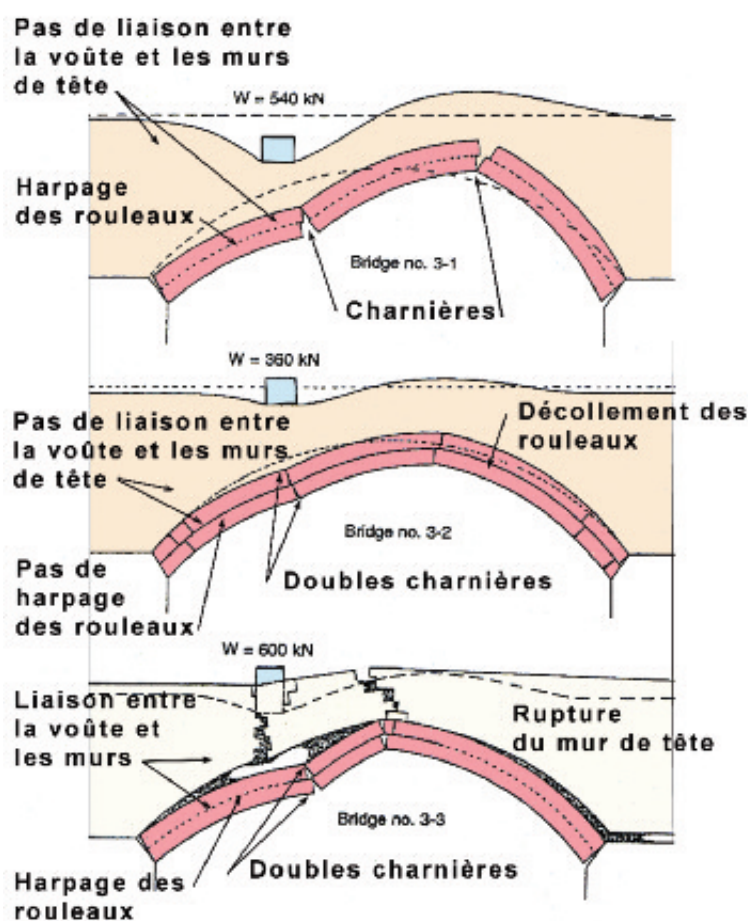


Figure n° 32: mécanismes de rupture de voûtes en briques (d'après la figure 7 de l'article cité ci-devant)

> Comparaison entre les résultats d'un calcul élastique et d'un calcul à la rupture :

Pour information, dans le milieu des années 80, Le Delliou, ingénieur des ponts et chaussées au CETE de Lyon avait vérifié un pont à intrados circulaire de 9 m de portée par un calcul purement élastique (formules de Bresse appliquées au calcul d'un arc supposé bi-encasté) et par le calcul à la rupture proposé par Delbecq. Il avait obtenu les résultats suivants résumés dans le tableau ci-après.

Caractéristiques de l'ouvrage		
Densité de la maçonnerie	2,3	
Module d'Young	10 000 MPa	
Résistance à la traction	4,5 MPa	
Épaisseur à la clé	0,70 m	
Épaisseur aux naissances (angle 27° sur la verticale)	1,00 m	
Densité du remblai	2,28	
Épaisseur du remblai à la clé	0,45m	
Charge (camion Bc) sur une tranche de 1m de large centrée à la clé	3,81 t sur 1,15m	
Résultats des calculs	Calcul élastique	Calcul à rupture
Poussée (MN)	0,314	0,525 (ligne optimale)
Poussée minimale (MN)	Sans objet	0,301
Poussée maximale (MN)	Sans objet	0,692
Résultante au niveau des naissances (MN)	0,4045	0,5845
Coefficient de rupture en charge	Sans objet	5,31 > 3
Coefficient de rupture à vide	Sans objet	8,15 > 3
Contraintes de traction en intrados à la clé à vide et en charge (MPa)	- 0,25 / - 0,5	Sans objet
Contraintes de traction en extrados aux naissances à vide et en charge (MPa)	- 0,44 / - 0,85	Sans objet
Contrainte de traction à la clé en supposant une baisse de température de 10 à 15 °C soit un écartement des culées d'environ 1 mm (MPa)	~ - 0,73 (1)	Sans objet

Note : (1) la traction sensiblement uniforme sur toute la hauteur de la voûte modifie la distribution des efforts dans l'arc et met donc en défaut l'hypothèse du bi-encastrement.

Tableau n° 6 : calculs comparatifs d'après Le Delliou

2.4.2.3.2 Méthodes de calcul à la rupture des murs en maçonnerie

L'Eurocode n°6 et son document d'application nationale (DAN) développent **une méthode de calcul des murs** soumis à des charges hors de leur plan (par exemple, l'action du vent). Cette méthode de calcul est basée sur la théorie de calcul à la rupture des dalles en béton armé du suédois Johanssen développée vers 1943 (se reporter au document [8] de la bibliographie).

Contrairement aux dalles en béton armé, les charnières ne sont pas rectilignes mais en escalier car elles suivent les lignes de joints en évitant les blocs. La méthode de calcul tient compte de cette particularité.

2.4.2.3.3 Méthodes de calcul aux éléments finis des voûtes et autres ouvrages en maçonnerie

2.4.2.3.3.1 Généralités

Les développements qui suivent sont inspirés des documents [16] surtout [15] (au total 3 guides de l'AFGC ont été édités sur ce sujet) et [14] de la bibliographie ; à ceci il faut ajouter la thèse [17] (cette thèse fait l'objet d'un développement ci-après). Il est conseillé **au lecteur** désirant, soit établir un marché pour le recalcul d'un ouvrage en maçonnerie, soit procéder au recalcul d'un ouvrage en maçonnerie, de consulter ces divers documents nettement plus complets et détaillés que le présent guide.

Il est rappelé que les ouvrages en maçonnerie sont fortement hétérogènes et anisotropes mais, sont généralement surdimensionnés (en compression, le taux de travail des maçonneries est faible et nettement inférieur à la contrainte de rupture du matériau). De plus, ces ouvrages ont une forte capacité d'adaptation à cause de leur fort taux d'hyperstaticité interne (enchevêtrement et frottement entre les blocs).

> **Lorsque le sol doit également être modélisé et que l'ouvrage repose sur des massifs discontinus (rocher), trois solutions sont possibles :**

- si le massif présente peu de fissures, il peut être considéré comme homogène et il est possible de la modéliser par des éléments finis de massif avec des éléments d'interface ;
- si le massif comporte de nombreuses discontinuités mais de petites tailles, il est possible de la modéliser par un milieu continu anisotrope équivalent ;
- si le massif ne correspond pas aux deux cas précédents, il est possible de modéliser cet assemblage et empilement de blocs par **une approche au moyen d'éléments distincts** (mécanique des roches) ce qui permet de prendre en compte les grands glissements, les grands déplacements, les chutes de blocs...

Pour étudier la stabilité des ouvrages en maçonnerie, il faut noter que **les méthodes de calcul aux éléments finis** sont mieux adaptées à l'étude des contraintes et des déformations, que se soit dans le domaine linéaire ou non linéaire, qui sont les **deux analyses possibles**.

2.4.2.3.3.2 Calculs élastiques linéaires

Ces calculs sont souvent utilisés avec des modélisations tridimensionnelles pour l'étude de la stabilité d'édifices religieux constitués par une juxtaposition d'arcs, de voûtes, de piliers, de murs percés ou non... dont certaines parties sont susceptibles de tasser. Ils peuvent aussi être utilisés pour la modélisation de ponts-voûtes et, en particulier, ceux les plus complexes, c'est-à-dire ceux de grande hauteur avec divers étages d'élégissements longitudinaux et transversaux.

Nous verrons dans la partie consacrée au choix **du modèle de calcul** que les calculs élastiques permettent d'opérer certaines vérifications et de valider les résultats de calculs plus élaborés.

> **Ces calculs présentent deux inconvénients. En effet, ils ne prennent pas en compte :**

- la fissuration existante. Ils peuvent cependant tenir compte des fissures visibles relevées au cours d'une inspection détaillée (cas des fissures visibles à l'intrados d'une voûte mais pas des fissures situées à l'extrados) ;
- l'anisotropie et la non-linéarité du matériau qui, dès que le matériau est soumis à des tractions, développe une fissuration qui entraîne une redistribution des sollicitations dans tout ou partie de la structure.

De plus, les calculs imposent de choisir un ou plusieurs modules d'Young «E» de l'ensemble pierre et mortier (modules instantanés ou différés) applicables aux différentes parties de la structure qui peuvent être constituées de matériaux différents. À ces modules doivent être attachés les coefficients de Poisson « ν » correspondants. Lorsque la précision est recherchée, **ces facteurs doivent être évalués par des essais de laboratoire représentatifs assez lourds à réaliser comme le montre la thèse visée ci-après. Cependant, une valeur approchée peut être obtenue à l'aide de formules d'homogénéisation données dans la littérature avec leur domaine d'application (voir par exemple la méthode de Mori Tanaka qui homogénéise un matériau biphasé constitué d'une matrice [phase 1] contenant des billes [phase 2]).**

2.4.2.3.3.3 Calculs non linéaires

> **Ces calculs sophistiqués permettent de prévoir le comportement à terme de structures qui se fissurent et se dégradent progressivement sous l'action des sollicitations statiques ou dynamiques qui leur sont appliquées. Dans ces modèles, les lois de comportement des matériaux de la structure à prendre en compte peuvent être basées :**

- **sur la théorie de la plasticité** pour des matériaux quasi fragiles¹⁷ soumis à des compressions ou des cisaillements-compressions présentant des déformations inélastiques ;
- **sur la théorie de l'endommagement** qui permet, ce qui n'est pas le cas de la précédente, de modéliser la dégradation de la rigidité élastique des matériaux quasi fragiles sous l'effet d'un chargement au-delà d'un certain seuil de déformation.

> **Choix des modèles :**

Modèle simplifié linéaire :

Lorsque la structure à calculer est complexe, il est recommandé de commencer par faire **un modèle simplifié élastique et tridimensionnel**, par exemple à base d'éléments de poutres (droites et courbes). Ce modèle va permettre de repérer les parties qui devront faire l'objet d'une modélisation détaillée ou d'un maillage plus dense.

Comme exemple, le document [14] de la bibliographie montre comment le modèle simplifié de 4 travées courantes de la cathédrale de Strasbourg a permis d'évaluer l'importance du champ d'influence des tassements imposés à un pilier ou un contrefort. Cela a permis de réduire à 2 le nombre des travées du modèle détaillé.

Ce modèle va aussi permettre d'estimer les ordres de grandeur des sollicitations et des descentes de charges, ce qui facilitera ensuite la validation des résultats du calcul avec le modèle détaillé.

Note : un cas vécu montrant l'importance de la validation des résultats : lors de l'expertise du déversement d'une poutre en béton formant travée indépendante et soumise à son seul poids propre, le modèle élaboré, qui comportait une erreur, donnait une somme des deux réactions d'appui non égale au poids total de la poutre !

¹⁷ Le comportement est fragile sous sollicitation uniaxiale mais peut devenir plastique dans les ouvrages massifs par effet de confinement.

Modèle détaillé :

L'analyse plus fine est obtenue en introduisant **des éléments finis de massif** (tétraèdres à 4 nœuds, hexaèdres à 8 ou 20 nœuds, prismes à 6 nœuds), voire des éléments finis de coque ou plaque. Ces divers éléments sont reliés, si besoin est, par **des éléments spéciaux** (tels que des éléments de transition [attache d'éléments non juxtaposables], des éléments de rigidité ou de masse, des éléments de contact [interface entre 2 matériaux différents comme une pierre de taille et son mortier avec une loi de contact type Coulomb]...).

Là encore, en exemple, **le document [14]** de la bibliographie montre le passage du modèle simplifié au modèle élaboré qui, dans ce cas, reste élastique.

Modèles pour calculs non linéaires :

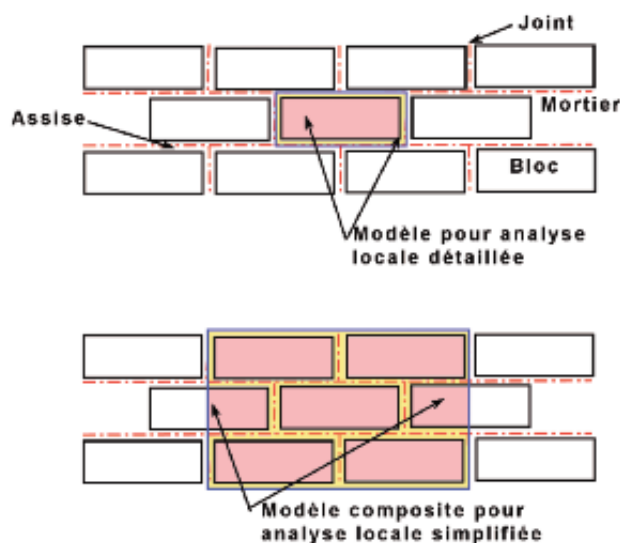


Figure n° 33 : modèles pour calculs non linéaires pour les analyses locales détaillée et simplifiée

Cas de l'analyse locale détaillée :

> Une maçonnerie peut être matérialisée par :

- des éléments finis massifs modélisant chaque bloc de pierre ou chaque brique ;
- des éléments finis continus matérialisant les joints en mortier ;
- des éléments finis d'interface entre les blocs et le mortier.

Cet ensemble forme **un module de base**. Il est bien évident que cette modélisation «microscopique» n'est applicable qu'à de petits éléments. Elle représente fidèlement le comportement de la maçonnerie obtenu à partir des caractéristiques de ses matériaux et de leur interface.

Les croquis ci-dessous montrent les différents modes de rupture entre deux blocs qui peuvent être générés par le modèle «microscopique».

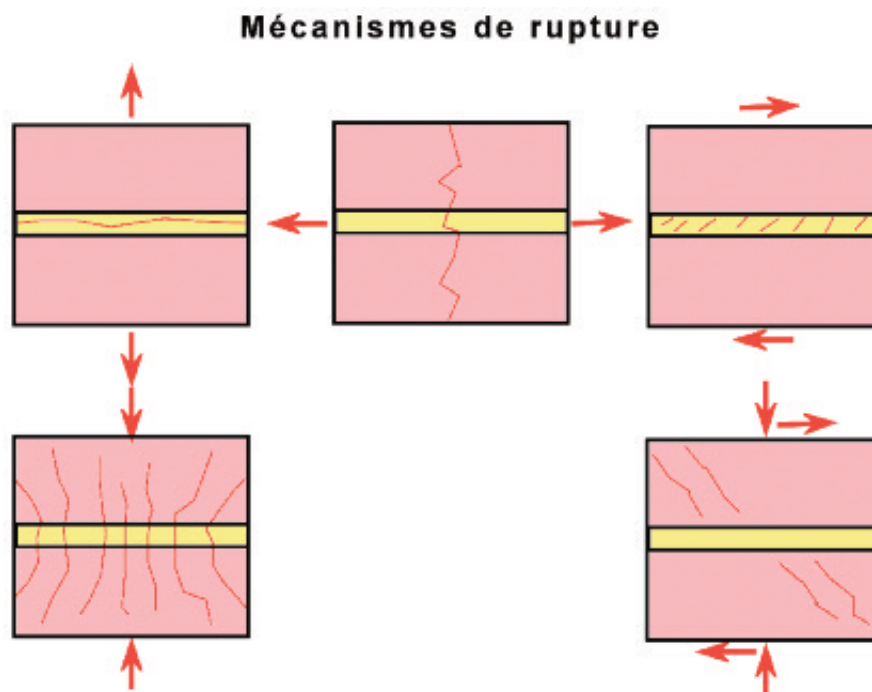


Figure n° 34 : mécanismes de rupture à générer

Cas de l'analyse locale simplifiée :

Une telle modélisation utilise des techniques d'homogénéisation en assemblant **plusieurs modules** microscopiques de base. Le comportement macroscopique du matériau composite est obtenu à partir du comportement microscopique du module de base.

Cas de l'analyse globale par macro-éléments :

Dans le cas des structures de grandes dimensions, **il est impossible de modéliser la structure à l'échelle du bloc (de pierre ou de brique)**. Il faut donc **homogénéiser**, c'est-à-dire transformer un volume de maçonnerie en un solide qui prendra en compte à la fois les blocs, les joints de mortier et les interactions entre les blocs et le mortier (l'homogénéisation doit prendre en compte, en particulier, l'effet de confinement du mortier lié au frottement sur les blocs). La maçonnerie est considérée comme un matériau isotrope ou anisotrope et la loi de comportement considère les contraintes et déformées moyennes globales. Déterminer la loi de comportement homogénéisée est une chose complexe qui nécessite de faire **des essais de comportement sur les matériaux de base** (mortier, pierre ou brique) et sur des éléments de maçonnerie de taille adaptée constituant le maillage. Par voie de conséquence, la simplification des maillages, qui résulte de cette approche, réduit le temps de calcul.

2.4.2.4 Exemple d'application - Thèse de Nathalie Domède (cf. bibliographie [17])

Cette thèse n° 835 a été soutenue 11 juillet 2006 au **L.M.D.C de l'I.N.S.A de Toulouse**. Le STRRES tient à remercier **Nathalie Domède et le L.M.D.C.** d'avoir autorisé l'insertion d'un extrait de la thèse dans la présente annexe **aux guides «Maçonnerie»**.

2.4.2.4.1 Généralités

> **Plan de la thèse : «méthode de requalification des ponts en maçonnerie».**

- 1. problématique (les besoins) ;
- 2. bibliographie : conception (terminologie, dispositions constructives, méthodes de construction, caractéristiques des matériaux utilisés...) et calcul des ponts en maçonnerie du XVIII^e siècle à nos jours ;
- 3. recherche historique sur archives (conception, plans, caractéristiques des matériaux, état actuel...) sur un des ponts en maçonnerie d'une ligne SNCF désaffectée du Tarn ;
- 4. tests pour connaître les caractéristiques et le comportement, d'une part, des matériaux constitutifs du pont (briques, pierres, mortier) et, d'autre part, d'éléments représentatifs des différentes maçonneries (briques ou pierres et leurs joints en mortier...). Recherche de modèles ayant le comportement mécanique des éléments d'essai ;
- 5. modélisation et recalcul du pont ;
- 6. bilan des travaux et perspectives.

Nota : le présent article traite, d'une part, de la méthodologie qui a été suivie pour évaluer les caractéristiques des diverses maçonneries, pour modéliser ces maçonneries et le pont... et, d'autre part, des résultats des calculs. La thèse est nettement plus développée puisqu'elle détaille aussi des techniques de la fabrication des matériaux, des méthodes d'exécution des ponts, de l'historique des méthodes de calcul...

2.4.2.4.2 Partie 1

Sachant que la SNCF et RFF ont en charge 18 050 ponts en maçonnerie soit 43% de la totalité des ponts du réseau ferré, cette thèse avait pour but la modélisation en 3D et le calcul de ponts en maçonnerie afin d'avoir une meilleure connaissance de leur fonctionnement interne et de leur capacité portante, à cause **des limites d'emploi susvisées de la méthode de calcul à rupture**. En effet, cette dernière, mise en œuvre par le programme VOUTE, se limite au calcul de la voûte et ne prend pas en compte la participation des murs de tête et des tympans, les variations thermiques, les tassements d'appui...

2.4.2.4.3 Partie 2

> La partie relative au calcul rappelle et explicite :

- comment, dans le domaine élastique, construire les matrices de rigidité [A] des corps **isotropes** (simplement 2 coefficients E et ν) et **anisotropes** (36 coefficients) et quelles sont les simplifications possible (six coefficients) avec les matériaux ayant un comportement **orthotrope** (cas de la majeure partie des matériaux du génie civil comme les briques, les pierres, les aciers laminés...) :

$$\{\epsilon\} = [A]\{\sigma\}$$

$$\begin{Bmatrix} \epsilon_{11} \\ \epsilon_{22} \\ \epsilon_{33} \\ \epsilon_{12} \\ \epsilon_{23} \\ \epsilon_{13} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_1} & -\frac{\nu_{12}}{E_1} & -\frac{\nu_{13}}{E_1} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{12}}{E_1} & \frac{1}{E_1} & -\frac{\nu_{13}}{E_1} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{13}}{E_1} & -\frac{\nu_{13}}{E_1} & \frac{1}{E_3} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G_{12}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G_{13}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G_{13}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{12} \\ \sigma_{23} \\ \sigma_{13} \end{Bmatrix}$$

Figure n° 35 matrice de rigidité à 6 coefficients d'un matériau à comportement orthotrope (extrait de la thèse)

$$\text{Avec : } 2G_{12} = \frac{E_1}{1 + \nu_{12}}$$

$$\text{Car : } \nu_{31} = \nu_{32} \text{ et } \nu_{13} = \nu_{23}$$

- comment, dans le domaine non linéaire, modéliser le comportement des matériaux ? Ici, trois modèles ont été choisis :
 - deux modèles plastiques associés :
 - l'un avec le critère de Von Mises (modèle n° 1),
 - l'autre avec le critère de Drucker - Prager (modèle n° 2),
 - et un modèle d'endommagement : modèle de Mazars (modèle n° 3) ;
- quelles lois de comportement mécanique ont été adoptées dans la **modélisation aux éléments-finis (MEF)** ? Ici, elles tiennent compte des comportements des matériaux dans les domaines linéaires et non linéaires, selon les différentes analyses susvisées (cf. § 2.4.2.3.3.3) :
- **analyse locale** qui porte sur un bloc (une brique ou une pierre), son joint en mortier et l'interface entre le mortier et le bloc,

- **analyse semi-globale** qui porte sur un assemblage de quelques blocs et leurs joints horizontaux en mortier pour former un élément appelé ici sandwich,
- **analyse par macroéléments** qui porte sur l'assemblage de plusieurs blocs avec joints verticaux et horizontaux pour former un élément de grande taille appelé **muret** ;
- **quels programmes de calcul sont utilisables ?** Il y a des programmes d'utilisation en 2D et 3D et, en particulier, le **programme CASTEM** qui permet la modélisation des joints d'interface entre blocs homogénéisés.

2.4.2.4.4 Partie 3

Cette partie retrace, à partir des archives, les caractéristiques des matériaux et le mode de construction des ponts en maçonnerie de la ligne du Tarn désaffectée...et, en particulier, celui du pont retenu pour le calcul. Cette partie traite aussi de l'état actuel des différentes maçonneries.

2.4.2.4.5 Partie 4

PARTIE 4.1 MORTIER, BRIQUES ET COMPOSITE BRIQUE-MORTIER

Des essais de compression simple ont été réalisés en laboratoire sur **des matériaux** (briques, mortier, pierres moellons) représentatifs de ceux mis en œuvre lors de la construction de la ligne de chemin de fer, puis sur des éléments composites réalisés avec ces matériaux, afin d'obtenir **les caractéristiques homogénéisées** des maçonneries présentes dans l'ouvrage. Elles sont nécessaires pour construire **la matrice de rigidité** utilisée dans les calculs (module d'élasticité homogène E_h , coefficients de Poisson homogènes ν_h , limite élastique en compression du composite f_{eh} , contraintes de rupture en compression du composite f_{ch}) :

> Les essais ont fourni, dans un premier temps :

- (f_e , f_c , E et ν) pour le mortier isotrope (2 parts de chaux NHL 3,5 soit 35 kg, 5 parts de sable de rivière soit 90 litres et 21 litres d'eau) à différents âges entre 7 et 254 jours avec un vieillissement par carbonatation ;
- (f_{c1} , f_{c2} , E_1 , E_2 , E_3 , G_{13} , ν_{12} et ν_{13}) pour les briques au comportement orthotrope. Il s'agit de briques de dimensions inhabituelles (35x25x4,5) typiques de la Région Midi-Pyrénées ;
- (f_e , f_c , E et ν) pour les pierres.

Des essais en laboratoire ont également été réalisés sur **deux sortes d'éléments en maçonnerie** (composite constitués de briques et de leurs joints en mortiers de chaux) les uns appelés **sandwichs** à 3 niveaux de morceaux de briques obtenus par sciage et les autres sous forme de **murets** à 9 niveaux de briques. Contrairement aux sandwichs (simples multicouches), les murets présentent des joints de mortier verticaux alternés, en plus des joints horizontaux, comme dans une vraie maçonnerie. Ces essais étaient nécessaires pour valider la méthode d'homogénéisation et pour choisir le modèle de comportement mécanique le plus proche des courbes contraintes-déformations expérimentales.

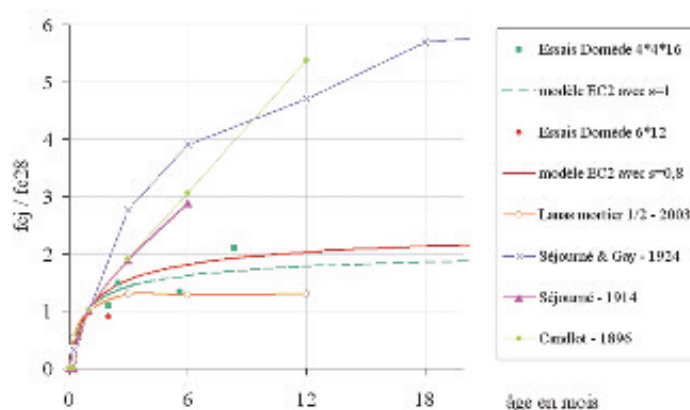


Figure n° 36 : lois de comportement du mortier de chaux - Comparaison des essais avec des valeurs bibliographiques (extrait de la thèse)

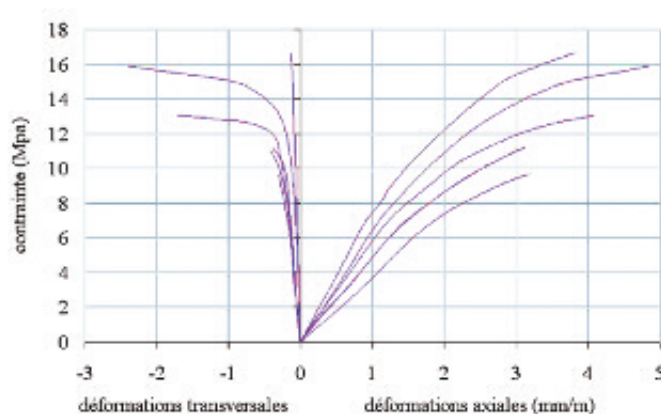


Figure n° 37 : essais sur briques, résultats des essais de compression sur carottes - déformations axiales et transversales en fonction des variations de contraintes (extrait de la thèse)

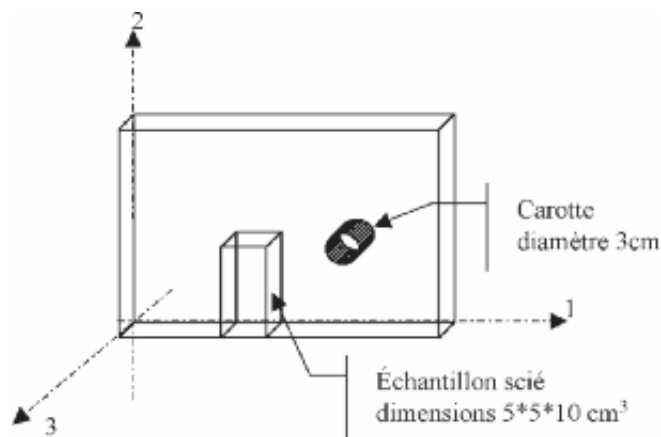


Figure n° 38 : mode de prélèvement des éprouvettes d'essai sur une brique (extrait de la thèse)

Carotte n°	f_c (MPa)	E_g (MPa)	ν_{00}
2	15,66	6448	0,054
4	17,57	7771	0,044
5	11,70	3869	0,092
6	12,80	4755	0,083
7	11,50	4652	0,075
9	13,31	5652	0,105
Moyenne	13,76	5524	0,076
Écart type	2,39	1415	0,023

Tableau n° 7 : résultats des essais sur briques - cas des carottes

N° éprouvette	4	5	6	Moyenne
Contrainte de rupture dans le plan de la brique (MPa)	20,73	20,45	27,06	22,58
E2 (= E1) MPa	2177= 3	13220	15025	16673
Coefficient de Poisson	$\nu_{21} = 0,255$	$\nu_{21} = 0,303$	$\nu_{23} = 0,155$	16673

Tableau n° 8 : résultats des essais sur briques - cas des éprouvettes sciées (extrait de la thèse)

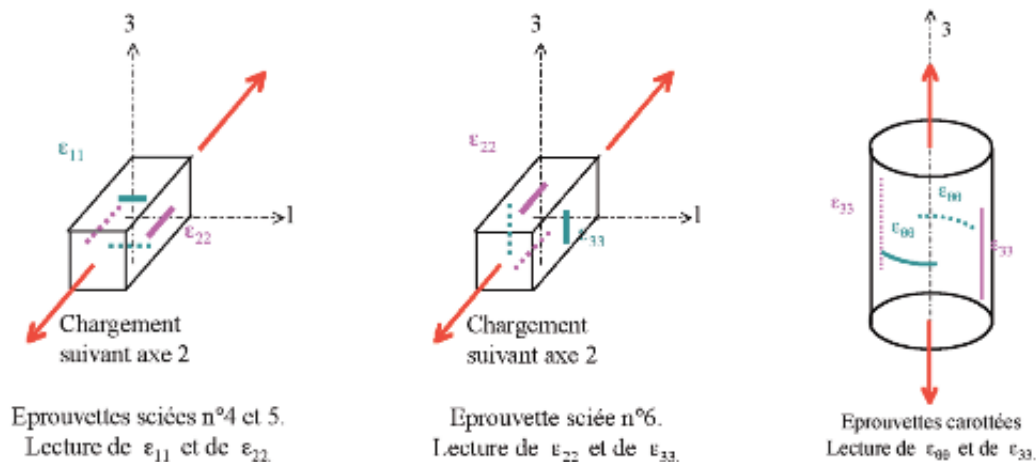


Figure n° 39 : éprouvettes d'essai en briques (extrait de la thèse)

Les éléments de maçonnerie, dits «sandwichs», réalisés pour tester l'influence et le comportement des joints horizontaux, ont été dimensionnés pour avoir un élanement de 2.

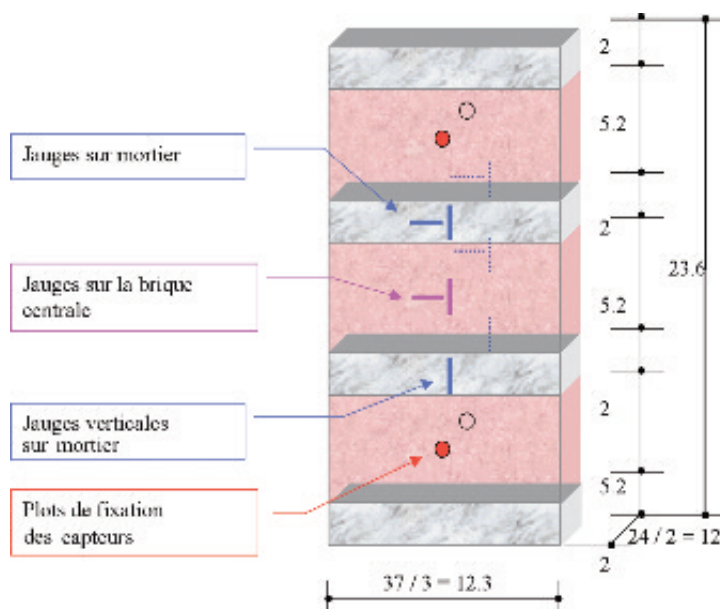


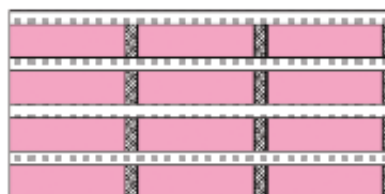
Figure n° 40 : caractéristiques des sandwichs (extrait de la thèse)

Les dimensions des éléments de maçonnerie, **dits «murets»**, ont été choisies pour obtenir un volume représentatif (VR), c'est-à-dire un élément dont les caractéristiques mécaniques sont indépendantes de ses dimensions (E_h , v_h , f_{eh} , f_{ch}) et donc se comportant comme une maçonnerie de la taille d'un pont. Les dimensions du VR ont été déterminées par un calcul sur un modèle obtenu en répétant plusieurs fois, de façon périodique, dans les trois directions, un élément de base comme le montre la figure ci-après.

Élément de base répété dans les 3 dimensions de l'espace



La zone hachurée est, alternativement, de la brique et du mortier



On obtient, ainsi, des joints
verticaux en quinconce.

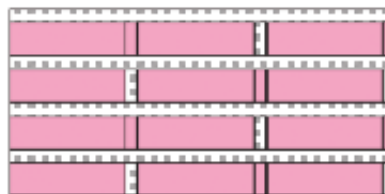


Figure n° 41 : principe de réalisation du modèle (extrait de la thèse)

Quatre niveaux de briques auraient suffi pour obtenir le **VR**. Le volume d'essai a été porté à 9 niveaux de briques de façon à avoir un élancement de 2 et minimiser l'effet du frottement sur les plateaux de la presse.



Photo n° 14 : essais d'un muret de briques
(extrait de la thèse)

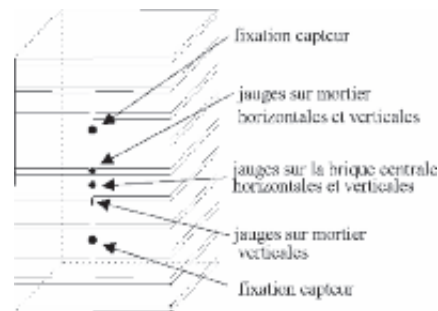


Figure n° 42 : position des jauges et capteurs
(extrait de la thèse)

> Les deux tableaux ci-après récapitulent les résultats des mesures effectuées sur les matériaux de base et sur les maçonneries.

	Muret	Sandwich	Mortier 4x4x16	Mortier cylindre 6x12	Brique
f_c (MPa)	10,19	9,02	3,93	3,48	13,76
Écart type		1,58	0,21	0,41	2,39

Tableau n° 9 : résistance des murets, sandwiches, mortier et briques à 2 mois – récapitulation des essais (extrait de la thèse)

	Grand côté	Petit côté	Moyenne muret	Sandwichs	Mortier	Brique E_3
E (MPa)	4499	4138	4311	5254	5204	5524
Écart type				539	901	1415

Tableau n° 10 : module moyen du muret, des sandwichs, du mortier et de la brique – récapitulatif des essais (extrait de la thèse)

Cette partie 4 de la thèse est ensuite consacrée au choix du modèle de comportement parmi les 3 modèles cités plus haut. Une simulation numérique des essais sur composites est réalisée (MEF) en utilisant les 3 comportements des matériaux de base envisagés, afin de rechercher le modèle ayant un comportement voisin de celui des éléments de maçonnerie (sandwichs et piliers) essayés en laboratoire (se reporter à la thèse).

Rappel :

- **modèle n°1** élasto-plastique et écrouissage avec le critère de plasticité de type Von Mises ;
- **modèle n°2** élasto-plastique sans écrouissage avec le critère de plasticité de type Drucker-Prager ;
- **modèle n°3** élastique avec endommagement de type Mazars.

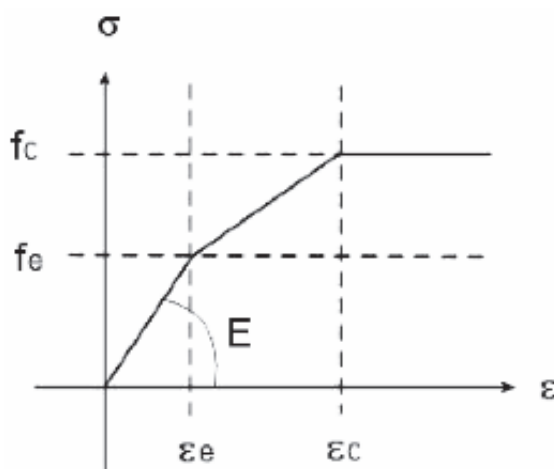


Figure n° 43 : modèle élasto-plastique avec le critère de plasticité de Von Mises (extrait de la thèse)

Seuls les modèles n°1 et n°3 donnent des résultats proches du comportement des maçonneries lors des essais en laboratoire dans le domaine plastique (au-delà de 3 MPa) et, en particulier, au-delà de la résistance du mortier (il y a alors plastification du mortier par effet de confinement). Comme le modèle n°3 converge difficilement, le modèle n°1 a finalement été retenu.

fc (MPa)	essais	Modèle 1	Modèle 2	Modèle 3
Sandwichs moyenne 1-2 mois	8,4	10,3	11,5	8,7
Différence en %		+23%	+37%	+4%
Muret	10,2	10,1	10,8	8,8
Différence en %		-1%	+6%	+14%

Tableau n° 11 : comparaison entre les essais et les modèles (extrait de la thèse)

La loi de comportement homogénéisée de la maçonnerie de briques, **tenant compte du vieillissement des mortiers du à la prise aérienne**, et utilisée ultérieurement dans le modèle numérique du pont, a été déterminée par simulation numérique sur un élément d'un volume égal à **4 VR**. Soit 4 briques sur chaque face et 16 briques en hauteur (dimensions des briques égales à celles du pont 27x36x4,5) séparées par des joints de 1,6 cm (perpendiculairement aux briques) et 1,5cm dans les deux autres directions.

Le tableau et la figure ci-après récapitulent les résultats.

	Brique	Mortier vieilli	Maçonnerie homogénéisée
E (MPa)	5524	7777	6810
ν	0,23	0,15	0,13
f_e/f_c	0,55	0,55	0,5
f_c (MPa)	13,8	9,7	12
ε_c (mm/m)	3,5	2,5	3

Tableau n° 12 : récapitulatif des caractéristiques du modèle de comportement adopté pour les briques, le mortier vieilli et la maçonnerie homogénéisée - modèle n°1 (extrait de la thèse)

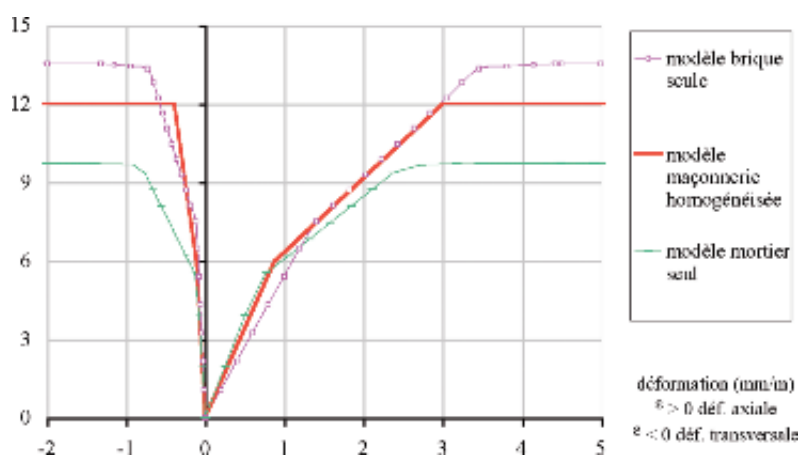


Figure n° 44 : modélisation de la maçonnerie de briques comparaison avec les matériaux de base - modèle n°1 (extrait de la thèse)

Dans la modélisation du pont, les macros éléments homogénéisés, décrits ci-dessus, sont séparés par des éléments joints fragiles dont la résistance à la traction est faible, de façon à restituer à la maçonnerie sa capacité à fissurer en traction. Ces joints sont transversaux, c'est-à-dire rayonnants. De façon à déterminer la loi de comportement de ces joints, des essais ont été effectués, à la boîte de Casagrande, pour déterminer le comportement de l'interface brique-mortier. La courbe intrinsèque obtenue (critère de Coulomb : relation entre la cohésion C , la contrainte de cisaillement limite τ et la contrainte normale σ lorsque celle-ci augmente) est :

$$\tau = 0,11 + \sigma \tan 49^{\circ},5$$

$f_{tre} = 0,6$ MPa résistance à la traction de l'interface (très faible résistance en traction)

> Un joint type Coulomb existe dans le code CASTEM comme le montre la figure ci-après :

- variation du cisaillement en fonction du déplacement ΔL ;
- variation de la contrainte normale σ en fonction du déplacement Δh normal au joint.

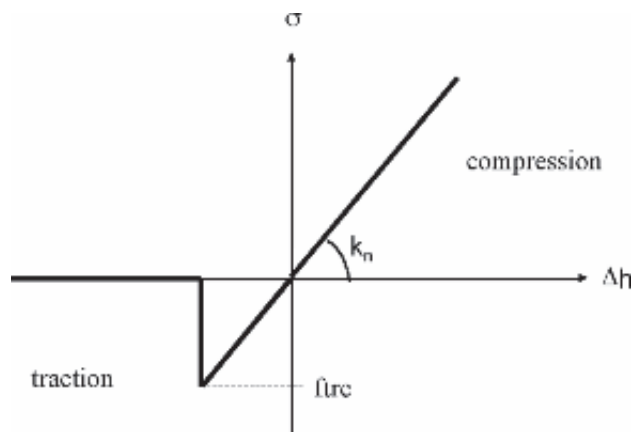


Figure n° 45 : comportement en traction-compression du modèle de joint (extrait de la thèse)

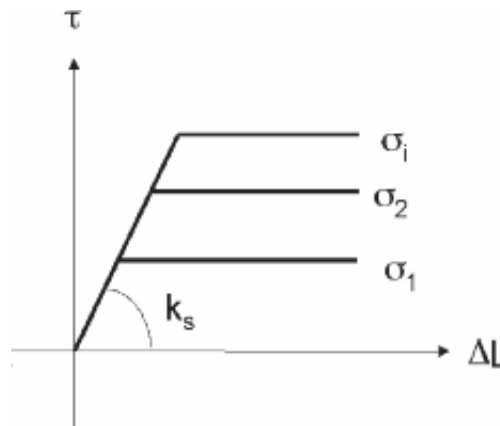


Figure n° 46 : comportement en cisaillement du modèle de joint CASTEM (extrait de la thèse)

Le modèle de joint de mortier CASTEM, à comportement élastique-fragile en traction, est représenté par son épaisseur «e» et les pentes k_s et k_n . **ATTENTION**, ici, ce joint doit représenter l'interface entre la brique et le mortier qui est un élément infiniment mince. Les valeurs élevées de $k_s = 10^5$ MPa et $k_n = 10^7$ MPa ont été retenues pour qu'il n'y ait pas d'interférence de l'interface avec la brique et le mortier. Elles ont été fixées par une simulation numérique.

PARTIE 4.2 MORTIER, PIERRE ET COMPOSITE

Cette partie, comme la précédente, traite de la recherche des caractéristiques, d'une part, des pierres du bandeau et, d'autre part, du matériau composite (pierres-mortier). Ici une simplification a été possible compte tenu de la grande épaisseur des pierres (80 cm en panneresse et 60 cm en boutisse sur une hauteur de 75 cm) et de la très faible épaisseur du joint (1 cm) : les caractéristiques en compression du matériau homogénéisé ont été prises égales à celles de la pierre seule car le mortier ne joue quasiment aucun rôle.

E (MPa)	ν	f_g/f_c	f_c (MPa)	ϵ_c (mm/m)
28137	0,25	0,4	49,54	2,5‰

Tableau n° 13 : tableau récapitulatif des caractéristiques des pierres des bandeaux et chaînages (extrait de la thèse)

PARTIE 4.3 MORTIER, MOELLONS ET COMPOSITE (MUR DE TÊTE ET REMPLISSAGE)

Les murs en moellons sont constitués de moellons de forme non régulière considérés comme plongés dans une pâte de mortier. Ici l'homogénéisation a fait appel à des modèles particuliers issus de la loi de Mori Tanaka (se reporter à la thèse). Le tableau qui suit donne la modélisation de la maçonnerie des murs de tête et du remplissage (blocs cubiques de 20 cm de côté avec des joints de 2 cm).

	Pierre	Mortier vieilli	Maçonnerie homogénéisée
E (MPa)	28137	7777	21736
ν	0,25	0,15	0,22
f_g/f_c	0,4	0,55	0,4
f_c (MPa)	49,54	9,7	42,5
ϵ_c (mm/m)	2,5	2,5	3

Tableau n° 14 : modélisation de la maçonnerie de moellons (extrait de la thèse)

PARTIE 4.4 SYNTHÈSE

	Voûte en briques	Bandeau et sommier en pierre	Murs et tympans en moellons	Remplissage en moellons bruts homogénéisé
E (MPa)	6810	28137	21736	21736
ν	0,13	0,25	0,22	0,22
f_g/f_c	0,5	0,4	0,4	0,4
f_c (MPa)	12	49,5	42,5	42,5
ϵ_c (mm/m)	3	2,5	3	3

Tableau n° 15 : récapitulatif des caractéristiques des diverses maçonneries homogénéisée (extrait de la thèse)

> **Le tableau récapitulatif et les études effectuées montrent :**

- un comportement élastique des maçonneries jusqu'à 40 ou 50% de leur charge de rupture ;
- des briques ayant un comportement différent suivant le plan de sollicitation (perpendiculairement à leur plan : $f_c = 14$ MPa et $E = 5\,500$ MPa et dans leur plan $f_c \sim 28$ MPa et $E \sim 16\,500$ MPa) ;
- que le mortier vieilli et les briques ont des résistances voisines mais bien inférieures aux pierres ;
- que la voûte en briques est l'élément le plus faible et que les bandeaux et les chaînages sont les éléments les plus rigides (il y aura une attraction certaine des contraintes par effet de point dur) ;
- que le programme de calcul a imposé des simplifications, les briques, les pierres et les maçonneries ont dû être rendues isotropes.

2.4.2.4.6 Partie 5

PARTIE 5.1 MODÉLISATION DU PONT

> **Le pont modélisé comporte 4 sortes de maçonneries homogénéisées :**

- voûte en briques ;
- bandeaux et chaînages en pierres de taille ;
- murs latéraux en moellons posés en opus incertum ;
- remplissage en moellons.

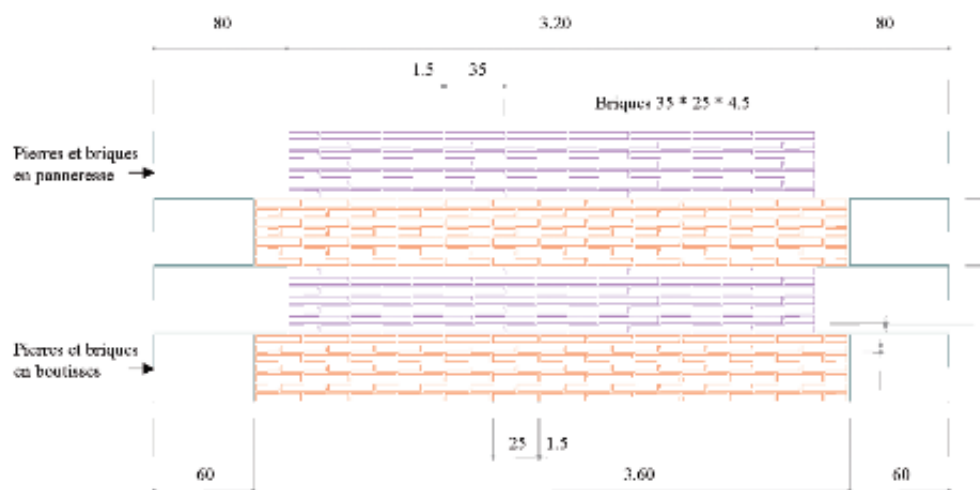


Figure n° 47 : conception de l'intrados de la voûte (extrait de la thèse)

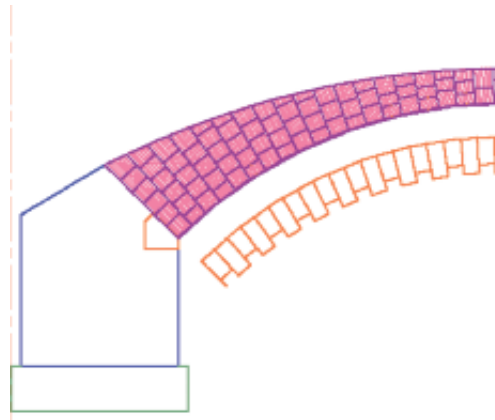


Figure n° 48 : conception de la voûte (extrait de la thèse)

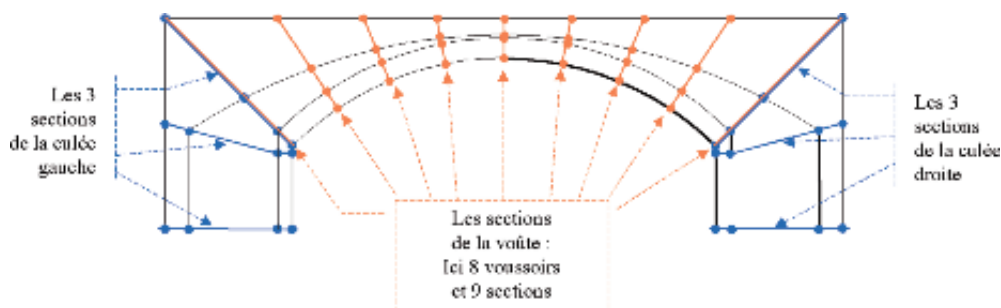


Figure n° 49 : maillage de la voûte (extrait de la thèse)

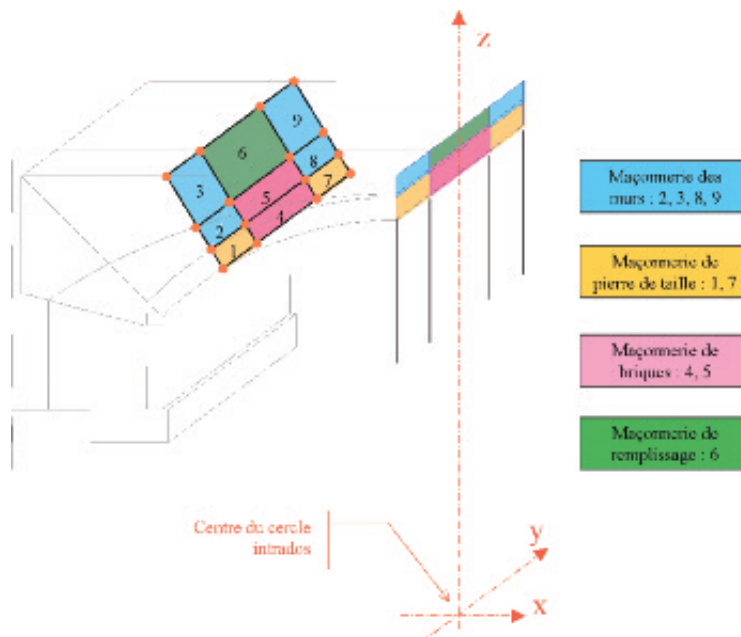


Figure n° 50 : maillage du pont en gros voussoirs (extrait de la thèse)

Les figures ci-devant montrent la **modélisation en 3D** constituées de 16 voussoirs de volume important. **ATTENTION**, seuls les voussoirs de la voûte sont séparés par **des joints (interface sans épaisseur) également modélisés**. La culée ne possède pas de joint et longitudinalement, il n'y a pas de joints à la jonction de la voûte et des bandeaux. De plus, le remblai en arrière de la culée n'a pas été modélisé bien qu'il puisse assurer une certaine butée des culées.

> L'interface supposée infiniment mince entre les semelles des fondations et le sol peut permettre le glissement des culées ; elle a été modélisée comme suit :

Paramètres	Valeurs
k_s	10° MPa
k_n	10° MPa
f_{trc}	0 MPa
c	0 MPa
φ	30°

Tableau n° 16 (extrait de la thèse)

Nota : La thèse est présentée avec 8 voussoirs. Lors de calculs préliminaires, non présentés dans la thèse, la sensibilité du modèle aux nombre de voussoirs avait été étudiée de façon à déterminer le nombre minimum de joints. Finalement, un nombre de 8 voussoirs avait été retenu de façon à obtenir un temps de calcul raisonnable et une précision de calcul satisfaisante.

Par ailleurs, des incertitudes persistent concernant **la maçonnerie de remplissage**¹⁸ qui n'apparaît pas sur les plans d'origine. Il s'agit, comme dans la grande majorité des cas, d'une maçonnerie non appareillée.

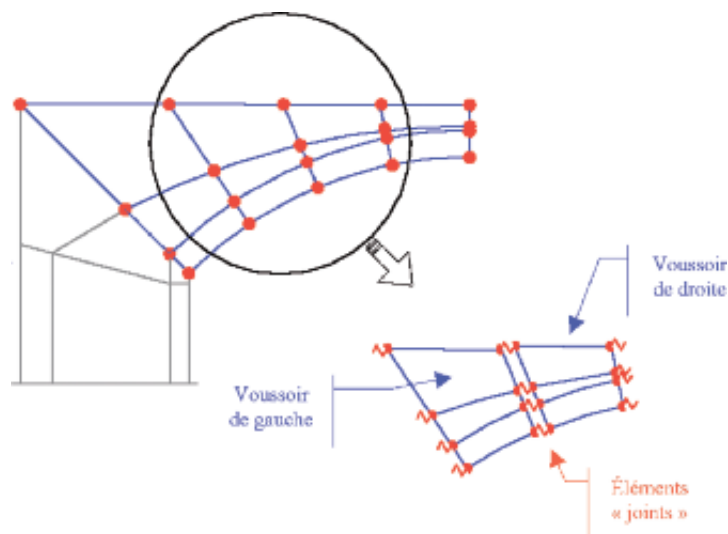


Figure n° 51 : principe du découpage de la voûte en voussoirs liés par des joints (extrait de la thèse)

¹⁸ Cette maçonnerie est typique dans les ponts-rails mais elle est normalement absente des ponts-routes.

PARTIE 5.2 CALCUL DE L'OUVRAGE

L'ouvrage a été soumis à **son poids propre** ($G = 10 \text{ MN}$) qui représente 75 à 80% du chargement et à **un tandem TS à deux essieux de l'Eurocode** ($Q = 0,6 \text{ MN}$) centré sur l'axe de la chaussée. La charge des essieux est progressivement augmentée (selon un calcul pas à pas) jusqu'à non convergence des calculs (augmentation marquée des déplacements, ou des contraintes, ou des ouvertures des fissures ou des déformations) ce qui montre que l'on rentre dans le domaine des grandes déformations et de l'instabilité de la voûte.

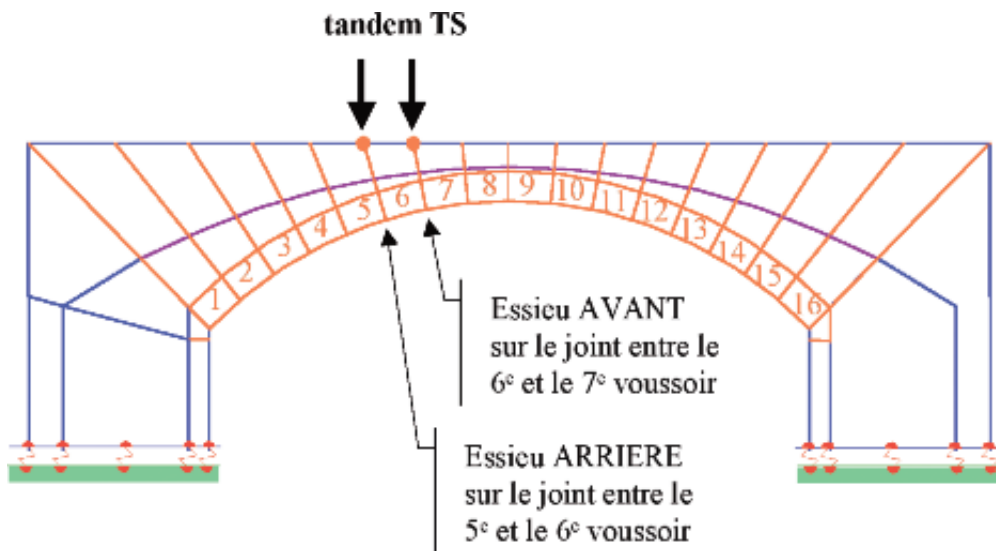


Figure n° 52 : modèle de charge longitudinal (extrait de la thèse)

Coupe transversale

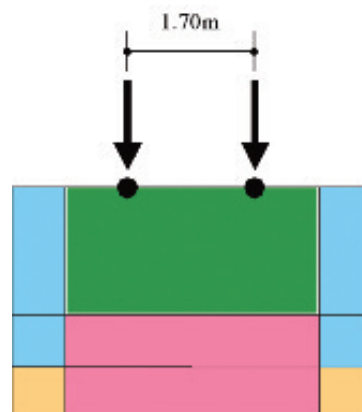


Figure n° 53 : chargement transversal (extrait de la thèse)

> Les sorties suivantes du calcul ont été considérées comme représentatives :

- les déplacements des points d'impact sous les essieux du tandem TS ;
- le glissement de la fondation sur le sol ;
- les déformations du pont et les ouvertures des fissures ;
- les contraintes de compressions dans les diverses maçonneries composant la voûte ;
- les compressions normales ;
- les tractions transversales dans la voûte et à la jonction voûte et murs de tête.

PARTIE 5.3 RÉSULTATS

> les déplacements des points d'impact sous les essieux du tandem TS :

La courbe efforts-déplacements montre que l'on rentre dans les grandes déformations pour une majoration par 7 de la charge apportée par le tandem TS soit $G + 7Q = 14,2\text{MN}$.

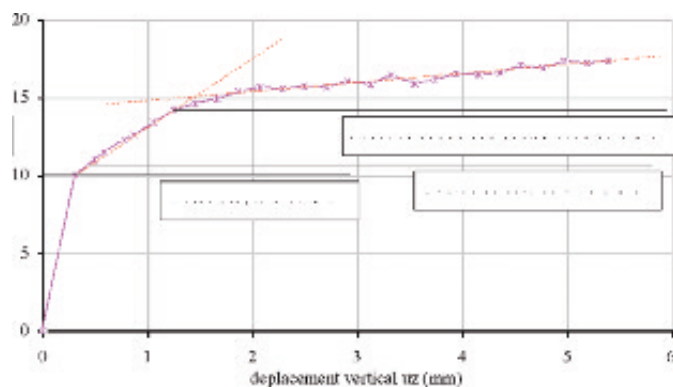


Figure n° 54 déplacements verticaux (extrait de la thèse)

> le glissement de la fondation sur le sol :

La courbe efforts-déplacements montre que la fondation commence à se déplacer lorsque la charge totale atteint 14,2 MN [appelée P_p]. Ce début de glissement provoque l'augmentation du déplacement vertical susvisé.

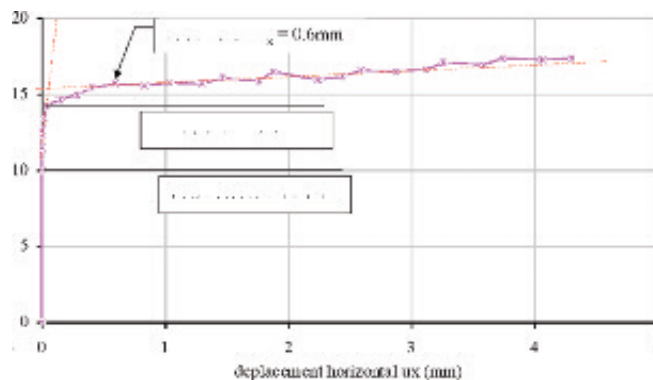


Figure n° 55 : déplacements horizontaux de la culée (extrait de la thèse)

> les déformations du pont et les ouvertures des fissures :

Les premières ouvertures aux joints apparaissent vers 11 MN et à 14,2 MN. L'ouverture des fissures ne dépasse pas 0,15 mm. Les voussoirs constituant la culée auraient dû être modélisés avec des joints car à l'arrière de la culée se développent des contraintes de traction non négligeables.

> les contraintes de compressions dans les diverses maçonneries composant la voûte :

Les efforts de compression passent par les points durs que constituent les chaînages et les bandeaux en pierres de taille massives. Le tableau ci-dessous montre les valeurs des contraintes en service sous $G + Q = 10,6$ MN (appelée P). Même sous la charge maximale P_p , les contraintes restent largement dans le domaine élastique. Cependant la voûte en briques se trouve tendue et la **courbe de pression remonte dans la maçonnerie de remplissage**.

Remarque : les résultats devraient être différents avec un remplissage en grave ou pire en tout-venant argileux, car la courbe de pression ne pourrait autant remonter dans un tel remplissage beaucoup plus compressible. L'influence du remplissage est simulée ultérieurement (variante V3).

Voûte en briques	Limite élastique (MPa)	Résistance à rupture (MPa)	Contrainte en service (MPa)	Observations
Voûte en briques	6	12	0,5	8% de la résistance élastique de la brique homogénéisée
Bandeaux en pierres de taille	19,8	49,5	2,5	Soit 13% de la résistance élastique de la pierre homogénéisée
Murs de tête en moellons en opus incertum	17	42,5	1,4	Soit 8% de la résistance élastique des moellons homogénéisés
Remplissage en moellons	17	42,5	1,0	Soit 6% de la résistance élastique des moellons homogénéisés

Tableau n°17 : tableau des contraintes de compression dans les maçonneries en phase de service (extrait de la thèse)

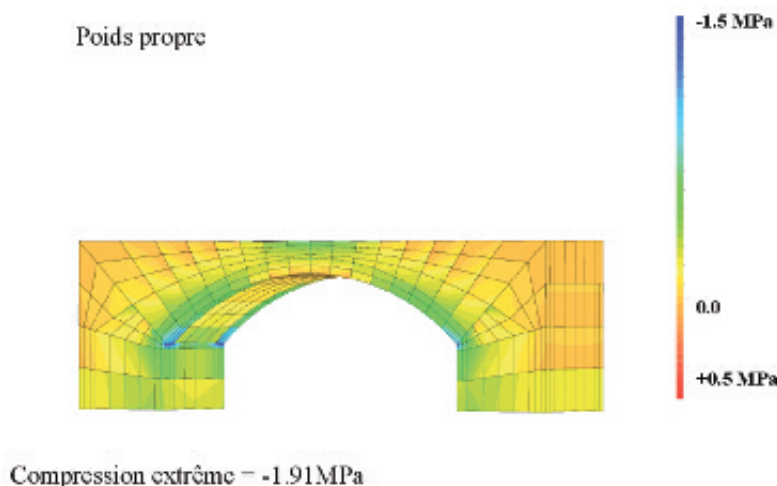
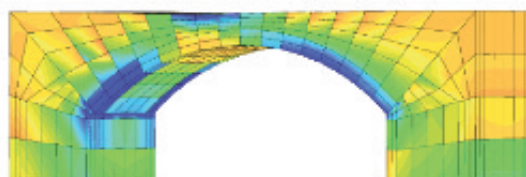


Figure n° 56 : compression sous poids propre (extrait de la thèse)

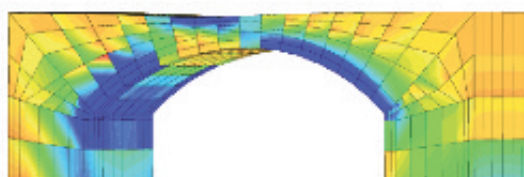
P = 14.2 MN



Compression extrême = -5.35MPa

Figure n° 57 compression extrêmes sous la charge 14,2 MN (extrait de la thèse)

P = 15.7 MN



Compression extrême = -9.07MPa

Figure n° 58 compressions extrêmes sous la charge 15,7 MN (extrait de la thèse)

La figure ci-dessus montre que les contraintes passent par le point dur que constitue le bandeau en pierres de taille. Il se développe donc **des systèmes de bielles** (sorte de voûtes de décharge) entre les impacts des roues du tandem et le bandeau. Ces bielles transversales mettent la voûte en traction transversale. L'importance de ces tractions et des contraintes de cisaillement concomitantes est décrite dans le sous-paragraphe suivant.

> les tractions transversales dans la voûte et à la jonction voûte murs de tête :

Remarque : dans le modèle, les voussoirs constituant la voûte ne sont pas, dans le sens transversal, coupés par des joints comme dans la réalité, le logiciel de calcul ne permettant pas d'avoir des joints dans deux directions perpendiculaires. Il n'est donc pas possible de voir se développer au fur et à mesure du chargement la fissuration longitudinale, comme c'est le cas pour la fissuration transversale de l'intrados de la voûte.

Les calculs montrent que, sous le chargement, des contraintes de traction transversales se développent dans la voûte et que la contrainte maximale de traction est atteinte dans l'axe de la voûte (point A). À la jonction voûte mur de tête (Point F), où les contraintes de traction sont plus faibles, s'y ajoutent des cisaillements verticaux et longitudinaux sur le plan XZ tels que le **critère de Coulomb** peut être dépassé **lorsque le poids de l'essieu est majoré. Des fissures longitudinales** peuvent donc apparaître à ce niveau à la jonction du bandeau et de la voûte.

La variante V5 développée ci-après montre que, lorsque le tandem TS est excentré au maximum, la contrainte de traction augmente de près de 30%. L'élargissement des ponts en maçonnerie, qui conduit à ajouter des voies de circulation latérales, est donc un facteur aggravant si des dispositions ne sont pas prises pour en limiter les effets.

Le critère de Coulomb pris en compte : $\tau = 0,11 + \sigma \cdot \tan 49,5^\circ = 0,11 + 1,17\sigma$

Nota : le critère de Coulomb a été mesuré sur des éprouvettes à la boîte de Casagrande à l'interface entre la brique et le mortier. Dans un pont existant, si le mortier est dégradé, la cohésion (ici, $c = 0,11$), devient nulle et l'angle de frottement peut diminuer.

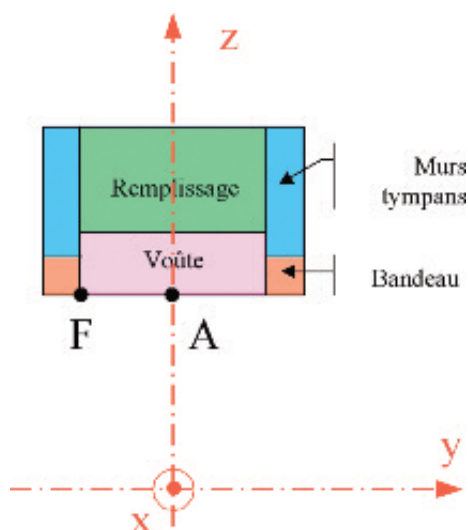


Figure n° 59 : emplacement des points A et F (extrait de la thèse)

τ en MPa	σ_{yy}	τ_{yz}	τ_{xy}	$\sqrt{\tau_{yz}^2 + \tau_{xy}^2}$
Dans l'axe du pont (point A)	0,58	0	0	0
À la frontière bandeau / voûte (point F)	0,13	0,17	0,05	0,18

Tableau n°18 : contraintes normales et de cisaillement en A et F sous $P = P_p$ (extrait de la thèse)

PARTIE 5.4 CALCULS COMPLÉMENTAIRES

Ces calculs appelés variantes ont été effectués pour connaître la sensibilité des résultats lorsque les paramètres varient.

Variante	Paramètres modifiés	Objectifs
V 1	Réduction de la résistance à la traction f_{trc} des joints de 0,6 MPa à 0,1 MPa.	La résistance à la traction des joints est souvent totalement négligée dans le calcul des voûtes, ce qui est le cas dans le programme voûte .
V 2	Idem V 1 + fondations bloquées sur le sol.	Incidence du paramètre et comparaison avec le programme voûte qui considère la voûte comme bi-encastree.
V 3	Idem V 1 + résistance et module d'Young du remplissage et des murs de tête divisés par 4.	Le modèle correspond au cas d'un pont en briques avec des bandeaux et des chaînages en pierres.
V 4	Idem V 3 + résistance et module d'Young du bandeau divisés par 4.	Le modèle correspond au cas d'un pont entièrement en briques.
V 5	Idem V 4 + tandem excentré.	Test sur l'importance des tractions transversales.
V 6	Idem V 1 + augmentation par 2 du coefficient de Poisson de la voûte et du remplissage.	Test sur l'incidence du coefficient de Poisson sur les tractions transversales.

Tableau n° 19 (extrait de la thèse)

> Variante 1 :

Le glissement commence plus tôt (13,7 MN au lieu de 14,2 MN), mais les déformations verticales et horizontales restent très faibles sous les charges de service. Les largeurs des fissures doublent pour le même chargement mais restent faibles. Les contraintes de traction transversales ne changent quasiment pas et il en est de même des contraintes de compression dans les 4 types de maçonneries.

> Variante 2 :

Les calculs ont été stoppés lorsque la charge totale atteignait 27 MN (poids du tandem majoré par 28). Les fissures atteignent 0,6 mm. Les contraintes de compression restent cependant sous la limite élastique mais, **les tractions transversales dépassent 1 MPa**, ce qui rend la modélisation inadaptée.

Les paramètres retenus sont proches de ceux **du programme voûte**, qui donne **un coefficient de rupture de la voûte de 10,4**, mais qui nécessite d'effectuer manuellement la **vérification de la stabilité des culées**.

> Variantes 3 et 4 :

La charge totale P_p marquant le début du glissement de la culée est très légèrement réduite (14 MN pour V 3 et 13,9 MN pour V 4) mais les déformations sont majorées par 2 à 3, les ouvertures des fissures augmentent de 60% et les contraintes de traction transversales de 30%.

> Variante 5 :

L'excentrement du tandem joue essentiellement sur les tractions transversales qui augmentent de 30% dans l'axe du pont et sur l'apparition de cisaillements le long de plans longitudinaux. **Cette variante met en lumière les origines des fissures longitudinales rencontrées dans les voûtes ou à la jonction entre les bandeaux et les voûtes.**

> Variante 6 :

L'augmentation du coefficient de Poisson joue surtout sur les tractions transversales qui n'augmentent que de très peu sous la charge de service P mais qui sont doublées sous la charge limite P_p .

τ en MPa	Variante	σ_{yy}	τ_{yz}	τ_{xy}	$\sqrt{\tau_{yz}^2 + \tau_{xy}^2}$
Dans l'axe du pont (point A)	4	0,58	0	0	0
	5	0,75	0,03	0,1	0,1
À la frontière bandeau / voûte (point F)	4	0,13	0,17	0,05	0,18
	5	0,13	0,2	0,08	0,22

Tableau n°20 : contraintes normales et de cisaillement en A et F sous $P = P_p$ (en particulier avec un tandem excentré)
(extrait de la thèse)

2.4.2.4.7 Partie 6 conclusions

> La thèse montre que, sur cette étude :

- les déformations et les ouvertures des fissures restent faibles sous les charges de service ;
- les contraintes de compression maximales restent faibles vis-à-vis de la résistance des maçonneries.
- le remplissage en maçonnerie situé au dessus de la voûte participe grandement à la stabilité du pont (du fait des hypothèses faites sur la bonne qualité du remplissage, ce qui serait à revoir dans le cas où le remplissage serait un tout-venant. Cette constatation valide la réalisation **d'une contre-voûte à l'extrados d'une voûte existante**).

> **La thèse met en lumière trois phénomènes qui semblent être généralisables à tous les ponts-voûtes en maçonnerie :**

- l'importance du contact avec le sol sur le comportement du modèle, suivant que la fondation peut glisser ou est bloquée ;
- la répartition des contraintes en fonction de la rigidité des différentes maçonneries (briques, pierres et moellons) et les phénomènes de cisaillement associés ;
- les phénomènes de voûtes de décharge transversales qui, associés aux phénomènes de cisaillements précédemment cités, expliquent les fissurations longitudinales des voûtes constatées à la jonction entre le bandeau et la voûte.

> **Des travaux de recherche complémentaires seraient souhaitables pour compléter cette étude. Plusieurs pistes sont envisageables pour répondre à l'attente des maîtres d'ouvrages et des entreprises en charge des travaux de réparation :**

- **la prise en compte de l'historique du pont** depuis les premières phases de construction (construction de la voûte sur cintre, puis décintrement sans oublier les effets des variations thermiques, réalisation des murs tympans, mise en place du remblai de remplissage et des superstructures et, enfin, chargement). En effet, le décintrement combiné aux variations thermiques pré-fissure transversalement l'intrados de la voûte, ce qui modifie le fonctionnement de celle-ci et la position de la courbe des pressions ;
- **l'étude du couplage des différents phénomènes** mécaniques, physiques (température) et chimiques (dégradations, corrosions) ;
- **l'étude du comportement des ponts en maçonnerie** soumis à des sollicitations dynamiques (vibrations dus au trafic et séisme).

Dans le prolongement de cette thèse, l'équipe de recherche du LMDC, sous la direction de Nathalie Domède et d'Alain Sellier, continue à travailler sur les voûtes en maçonnerie et développe un outil de calcul utilisant un modèle de comportement des matériaux qui ne présuppose pas de la position des fissures mais détermine leur apparition, quelque soit leur direction dans l'espace.

2.4.2.5 Choix de la méthode de recalcul

2.4.2.5.1 Cas d'un pont-voûte

Le recalcul d'un pont-voûte s'impose par exemple : lorsqu'un convoi exceptionnel lourd doit l'emprunter, ou s'il est nécessaire d'évaluer sa capacité portante sous des effets dynamiques (séisme...) ou lorsque des travaux à caractère structural sont à y effectuer...

> **Cas du passage de convois exceptionnels :**

Normalement, si l'ouvrage est en bon état (par exemple, absence de risque de tassement des fondations), **les méthodes de calcul à rupture** permettent de résoudre le problème malgré leurs limites.

Les ponts exceptionnels (plusieurs étages d'élégissements transversaux et longitudinaux...), les ponts de grande largeur constitués de maçonneries disparates, les ponts ayant subi des désordres..., peuvent relever des méthodes de calcul aux éléments finis visées ci-devant.

> Cas des sollicitations dynamiques (séismes, convois ferroviaires ...) :

Les méthodes de calcul à rupture sont inadaptées : il faut avoir recours aux différentes méthodes de calcul aux éléments finis en commençant par les calculs élastiques pour dégrossir le problème puis, en finissant, si nécessaire, par des calculs non linéaires.

> Cas des travaux à caractère structural :

L'étude du projet de réparation, de renforcement ou d'élargissement d'un ouvrage en maçonnerie impose de connaître « son état et sa force portante ». Il est donc nécessaire que le recalcul de la structure soit effectué pendant la phase d'étude bien avant de lancer la consultation des entreprises. Les études à entreprendre relèvent de la responsabilité du maître d'œuvre qui doit, en outre, tenir compte des exigences fixées par le maître d'ouvrage dans son programme. Pour établir le recalcul de l'ouvrage, suivant le cas, les diverses méthodes de calcul développées ci-devant peuvent être utilisées. Il faut donc faire un choix.

La partie du présent guide consacrée aux méthodes de calcul montre que ce domaine est très complexe, ce qui peut se résumer comme suit : **choisir la méthode de calcul d'une structure en maçonnerie existante est une opération délicate**. En effet, l'étude une fois lancée peut se révéler très coûteuse si un mauvais choix impose, sans réelle nécessité, d'avoir recours à un ingénieur spécialisé pendant une longue période à cause d'une modélisation complexe, d'une analyse des résultats difficile et de prises de décision délicates.

Il est donc conseillé au maître d'œuvre non familiarisé avec ce domaine de prendre l'aval d'un expert (ou d'un groupe d'experts). En fonction de l'état apparent de la structure, du sol de fondation, des résultats des investigations déjà effectuées (par exemple, des inspections détaillées), des types de travaux à réaliser, des actions à prendre en compte (statiques ou dynamiques, d'exploitation ou accidentelles), des exigences du maître d'ouvrage..., l'expert conseillera le maître d'œuvre pour fixer les points suivants et rédiger le marché d'étude :

- types d'investigations nécessaires pour connaître la géométrie réelle de la structure, pour fixer les caractéristiques et la rhéologie des différents composants de la maçonnerie, pour fixer les caractéristiques du sol de fondation... ;
- la méthode de calcul la mieux adaptée (calcul à rupture, calcul élastique aux éléments finis, calcul non linéaire aux éléments finis...), les programmes de calcul disponibles et performants, les hypothèses de calcul à prendre en compte, la modélisation la mieux adaptée...

Lorsque le maître d'œuvre recevra du bureau d'études les résultats du recalcul, il lui est conseillé de rappeler l'expert pour une analyse explicative de la note de calcul et pour obtenir des conseils pour les prises de décision à prendre pour la poursuite des études.

2.4.2.5.2 Cas des autres structures

Ce qui vient d'être développé pour les ponts est transposable à d'autres structures en maçonnerie à caractère historique ou non.

Annexe 2

Conception et principes
de fonctionnement
des ouvrages en maçonnerie

3

CAS DES MURS DE SOUTÈNEMENT EN MAÇONNERIE

3.1

Généralités

3.2

Constitution des murs de soutènement

3.3

Fonctionnement et calcul des murs-poids

Le présent article a été rédigé en s'appuyant principalement sur les documents [1], [2], [3], [4], [5], [6], [7], [8], [9], [10], [11], [41] et [42] de la bibliographie et sur divers autres documents disponibles sur internet¹⁹ qui ont permis de recouper les informations des documents susvisés.

La campagne d'évaluation du SETRA de 2005 relative aux murs de soutènement **du domaine routier national** appartenant à la **liste 1** (murs des types 1, 2, 3, 4, 5 et 6) et à la **liste 2** (autres murs de soutènement tels que les écrans souples en palplanches, les murs en terre armée...) a permis de déterminer le **nombre et la surface des différents murs**.

> **Les chiffres relatifs aux murs de la liste 1 sont récapitulés dans le tableau ci-après :**

Types de murs	Poids en pierres sèches (type1)	Poids en maçonnerie jointoyée (type 2)	Poids en béton (type3)	Poids en gabions (type4)	Poids éléments préfabriqués en béton (type5)	En béton armé encastré sur semelle (type 6)	Total
Nombre (%)	18 %	53 %	9 %	2 %	3 %	15 %	12407 u
Surface (%)	15 %	54 %	8 %	1 %	4 %	18 %	2 706 929 m ²

Tableau n°21 : inventaire des murs de la liste 1 du réseau national 2005

Cet inventaire montre que plus de 70% des murs de soutènements du réseau national sont des **murs-poids en maçonnerie** (pierres sèches ou jointoyées). Il est vraisemblable qu'un inventaire des murs des réseaux des différents départements aboutirait à des résultats très voisins.

Nota : cet inventaire a été complété par une campagne **d'évaluation de l'état** des différents murs.



Photo n° 15 : mur de soutènement et escalier en pierres sèches (crédit photo <http://environnement.ecoles.free.fr>)

¹⁹ Par exemple : www.numdam.org, www.lcpc.fr; etc.

Les murs de soutènement de **la liste 1**, sauf ceux du type 5, sont constitués par **une paroi résistante**, traversée de barbacanes pour empêcher l'accumulation de l'eau à l'arrière du mur. Ces différents types de murs reposent sur **une semelle**, soit en gros béton, soit en béton armé ; cependant, certains murs ne comportent pas de semelle. Ces murs, sauf ceux de type 6, sont **des murs-poids** (ou massifs). Un massif drainant et des drains longitudinaux sont normalement disposés à l'arrière du mur.

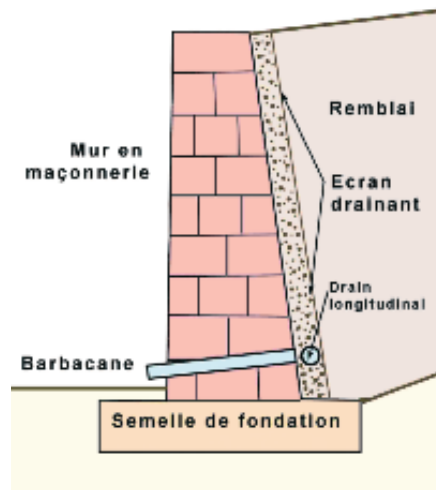


Figure n° 60 : coupe transversale type d'un mur de soutènement en maçonnerie



Photo n° 16 : mur de soutènement le long de la Garonne à Toulouse (crédit photo D. Poinéau)

La paroi résistance des murs peut être de section constante (cas des murs rectangulaires à parois verticales), de section variable (cas des murs à fruit et des murs à redans). La forme de la paroi influe sur les hypothèses de calcul à prendre en compte pour justifier de la stabilité et de la résistance des murs.

La largeur de la fondation «B» d'un mur poids en maçonnerie est de l'ordre du tiers de sa hauteur «H».

> Certains murs de soutènement dits mixtes associent le béton armé ou non et la pierre ou la brique. Ils ont l'aspect d'un mur en maçonnerie. Suivant le cas, la façade de ces murs est constituée :

- soit d'un mur en pierres ou en briques jointoyées qui sert de coffrage pour couler la partie arrière en béton du mur. La liaison entre le parement en maçonnerie et le béton est normalement assurée, soit par le harpage (ouvrages les plus anciens), soit par des épingles métalliques non apparentes ;
- soit par des pierres minces attachées sur l'ossature du mur, qui est en béton, par divers systèmes.

Les murs recouverts de pierres minces attachés sont faciles à identifier ; il n'en est pas de même de l'autre type de mur mixte ou composite, comme le montre la photo suivante.



Photo n° 17 : mur mixte associant la maçonnerie et le béton (crédit photo D. Poineau)

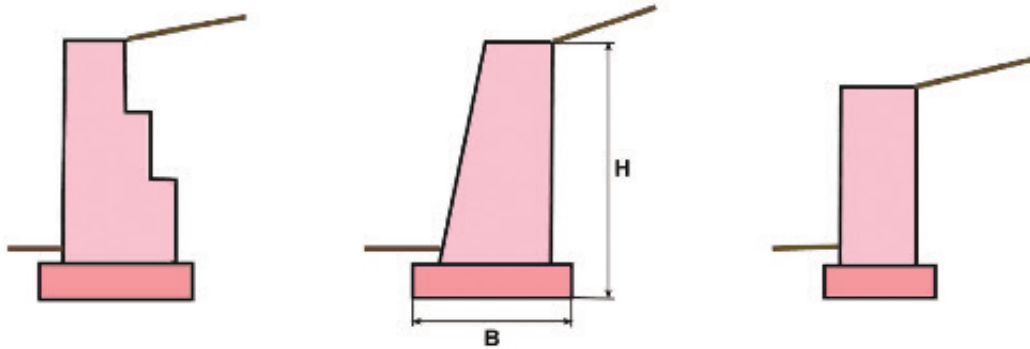
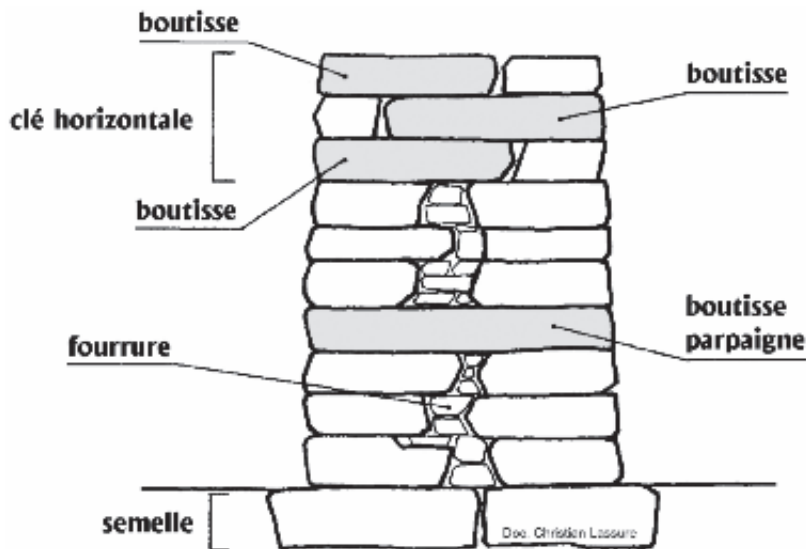


Figure n° 61 : divers profils de murs-poids



COUPE D'UN MUR EN PIERRE SECHE

Figure n° 62 : coupe d'un mur en pierres sèches (crédit photo Wikipédia)

Nota : le terme «**parpaigne ou parpaing**» s'applique à une pierre qui occupe toute l'épaisseur d'un mur. Celui de «**boutisse**», à une pierre dont la plus grande dimension est disposée dans le sens de l'épaisseur du mur. Enfin celui de «**carreau ou panneresse**», à une pierre dont la plus grande longueur est disposée en parement. Se reporter **au document [11] de la bibliographie**.

3.3.1 GENERALITES

> La résistance et la stabilité d'un mur de soutènement doivent être examinées dans les trois contextes suivants :

- 1 - la résistance interne des diverses parties du muret de leurs liaisons ;
- 2 - la stabilité externe locale, afin de s'assurer que sol de fondation n'est pas trop sollicité, ce qui entraînerait des déplacements excessifs du mur supposé monolithique ;
- 3 - la stabilité externe générale, afin de s'assurer qu'il n'y a pas un risque de formation d'un cercle de rupture pouvant entraîner un glissement de terrain et la ruine totale du mur.

3.3.2 ACTIONS AGISSANTES

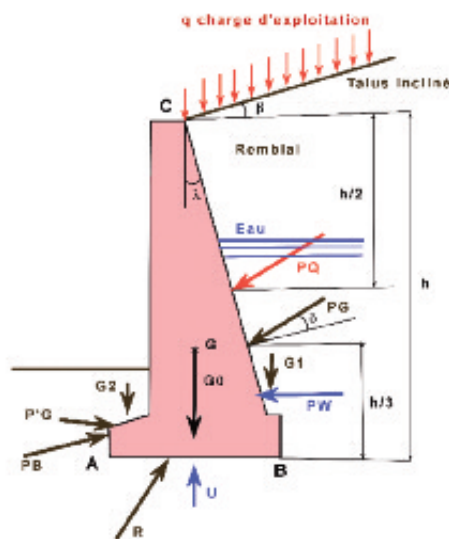


Figure n° 63 : les diverses actions pouvant solliciter un murs-poids

> Un mur-poids est soumis aux actions suivantes :

- le poids propre G_0 du mur²⁰, qui est le principal élément stabilisateur auquel se rajoute celui de sa semelle ;
- le poids des terres G_1 , qui se trouve situées au-dessus de la partie arrière de la semelle de fondation. Ce poids apporte un effet stabilisateur. Cette charge est normalement négligeable, mais elle est à prendre en compte sur les murs à redans. Bien entendu, elle assure une grande partie de la stabilité des murs de type 6 en béton armé en forme de T ou de L ;
- le poids des terres G_2 , qui se trouve situées au-dessus de la partie de la semelle de fondation située à l'avant du mur et qui a un effet déstabilisateur ;

²⁰ La notation W est souvent employée dans les divers documents de référence.

- la résultante P_G de la poussée des terres sur la face arrière du mur qui s'applique sur la hauteur «h» totale comprenant la hauteur de la paroi et celle de la semelle de fondation si elle existe ;
- la charge d'exploitation Q , qui peut être uniforme et infinie uniforme et finie ou uniforme mais localisée et qui s'applique sur la partie supérieure du remblai à l'arrière du mur ;
- la résultante P_Q de la poussée due aux charges d'exploitation (réparties ou concentrées) sur le remblai en arrière du mur. Il s'agit des charges appliquées, soit pendant la phase de construction (par exemple, lors des travaux de remblaiement et de compactage), soit pendant la phase de service (par exemple, dans le cas d'un mur de soutènement situé à proximité et à l'aval d'une route). Elle s'applique également sur la hauteur totale «h» ;
- la résultante P_w de la poussée hydrostatique des eaux qui peuvent s'accumuler derrière le mur en cas d'obstruction du système de drainage (drains et barbacanes) ou en cas, **ce qui est une erreur grave**, d'absence d'un système de drainage : l'évacuation des eaux n'a pas été prévue lors de la conception ou elle a été oubliée lors de l'exécution de travaux de réhabilitation (par exemple, après l'injection ou le jointoiement d'un mur en pierres sèches) ;
- la résultante P_B de la butée du terrain sur la face avant du mur (cette butée est négligée dans la stabilité car elle n'est mobilisée que si le mur se déplace de façon importante ; de plus elle risque d'être supprimée en cas de travaux de terrassement) ;
- la résultante de la contre-poussée P'_G sur la face avant du mur (cette contre-poussée de faible importance est négligée, d'autant qu'elle peut, comme la butée, disparaître en cas de travaux. Elle peut cependant être prise en compte dans le cas de travaux provisoires de confortement avec mise en place d'un remblai en avant du mur pour le stabiliser) ;
- la réaction R du massif d'assise du mur (élément stabilisateur) ;
- la résultante des sous-pressions éventuelles «U» en présence d'eau lorsque le mur joue le rôle de barrage.



Photo n° 18 : d'autres actions pernicieuses peuvent s'exercer sur un mur de soutènement (crédit photo D. Poinneau)

3.3.3

EVOLUTION DES METHODES DE CALCUL RELATIVES A LA POUSSEE ET LA BUTEE DES TERRES

La construction des murs de soutènement remonte à la nuit des temps et les règles de l'art ont été transmises de génération en génération. Il est possible de retrouver des informations sur les règles de bonne pratique, les formules forfaitaires de dimensionnement (se reporter par exemple, au document [30]). Les méthodes de calcul ont évolué en fonction de l'évolution des connaissances sur la géotechnique. Pour un mur ancien, il faut se reporter aux règles en vigueur à l'époque de la conception de cet ouvrage afin de pouvoir estimer comment avait été évaluée sa stabilité.

Il est à noter que la notion d'angle de frottement interne du sol était déjà connue au XVIII^e siècle. En effet, en 1773 l'**essai de Coulomb** («sur une application des règles de «maximis et minimis» à quelques problèmes de statique, relatifs à l'architecture»), a introduit les notions de **poussée active, de poussée passive, de cohésion et d'équilibre du coin de glissement**. Il a été à la base de la première règle scientifique de calcul des murs de soutènement. Cette règle de calcul reconnue universellement a ensuite été adaptée à la statique graphique et généralisée par **Poncelet, Culmann et Rebbann**.

Il y a aussi lieu de citer les travaux de **Rankine** (les théories de Coulomb et Rankine se rejoignent aux limites). La théorie de **Rankine** a été améliorée par les travaux de **Winkler, Lévy, Saint-Venant et Boussinesq** dans le cadre de la théorie de l'élasticité.

Les murs de soutènement, dans le monde entier, sont actuellement dimensionnés en s'appuyant sur les théories susvisées (se reporter à un article de Delattre du bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées paru en 1999).

Remarque : les règles de calcul des murs de soutènement ayant ainsi été établies, les ingénieurs se sont surtout intéressés, depuis plus d'un siècle, au fonctionnement des écrans de soutènement souples (parois de palplanches, parois berlinoises, parois en terre armée, parois clouées...). Dans ce domaine, des progrès importants ont été réalisés²¹.

Les calculs aux états-limites et la pondération des actions n'ont été introduits que récemment avec la parution des règles du titre V **du fascicule n°62 du CCTG**. **ATTENTION, les ouvrages de soutènement sont exclus du domaine d'application de ce fascicule pour le moment.**

²¹ Article de Delattre : un siècle de méthodes de calcul d'écrans de soutènement (n° 234 du bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées de 2001).

3.3.4 DETERMINATION DES ACTIONS APPLIQUEES ET VERIFICATION DE LA STABILITE D'UN MUR-POIDS

Dans la partie de l'annexe qui suit, sont principalement décrites les méthodes de calcul actuelles des murs-poids.

3.3.4.1 Rappels

Si un sol est soumis à un effort normal N (contrainte normale σ) et à un effort tangent V (contrainte de cisaillement τ), lorsque le glissement se produit, les contraintes sont liées par l'équation de Coulomb :

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi$$

> Dans cette expression :

- φ est l'angle de frottement interne du sol ou angle de talus naturel ;
- c est la cohésion du sol (rappel,).

> Les sols sont classés comme suit :

- sols pulvérulents : $c = 0$ et $\varphi \neq 0$
- sols cohérents : $c \neq 0$ et $\varphi \neq 0$
- sols purement cohérents : $c \neq 0$ et $\varphi = 0$

ATTENTION, les valeurs de ces paramètres peuvent dépendre de la teneur en eau, il est donc indispensable de connaître les conditions de l'essai (il existe plusieurs cohésions). De plus, si l'eau est sous pression, cette pression interstitielle « u » modifie l'équation de Coulomb comme suit :

$$\tau = c + (\sigma - u) \cdot \tan \varphi$$

Une ligne de rupture dite de glissement existe dans un sol si, le long de cette ligne, les contraintes σ et τ satisfont à l'équation de Coulomb. Le sol est dit «en état d'équilibre» si l'équation n'est satisfaite qu'en des points isolés ou en aucun point.

Les murs de soutènement fondés sur des versants, en particulier s'il y a des infiltrations d'eau par l'amont, peuvent être affectés par un glissement de terrain (le long d'une courbe de glissement ou le long d'un plan préférentiel de glissement dû par exemple, à la présence d'une couche d'argile plastique). Dans un tel cas, le risque peut être évalué par une étude de stabilité globale utilisant la méthode des cercles de glissement. Dans de tels cas, les forces mises en jeu sont très importantes et sans commune mesure avec celle de l'équilibre du coin de Coulomb développée ci-après.

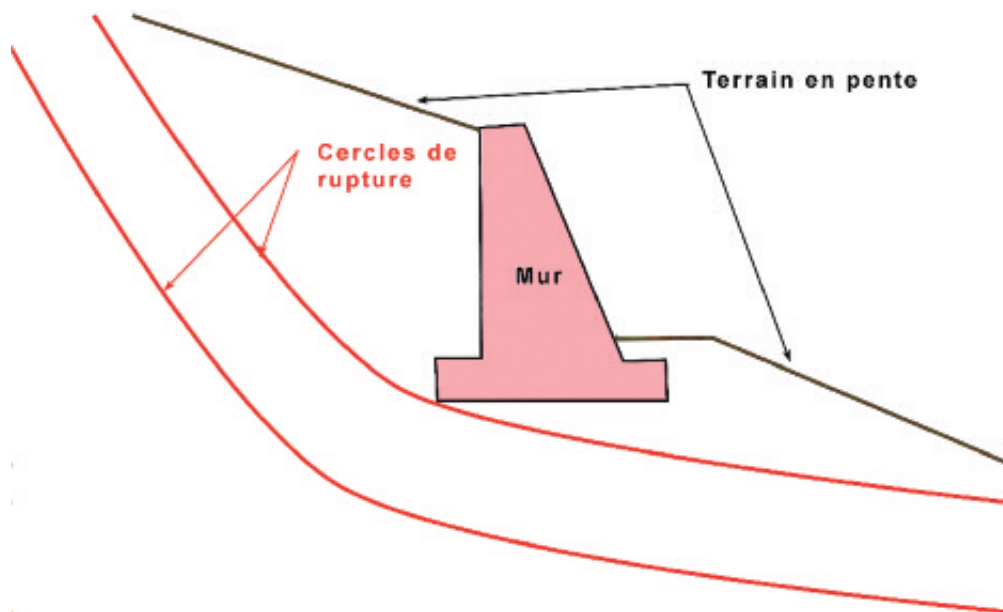


Figure n° 64 : stabilité globale sol-mur, étude de la rupture suivant un cercle de glissement



Photo n° 19 : exemple d'instabilité globale sol-mur à Saurmur le 22 avril 2001 (crédit photo AFP Alain Jocard)

3.3.4.2 Détermination des poussées par application des méthodes de Coulomb et de Culmann

Les calculs sont effectués sur une tranche d'un mur poids de 1 m de longueur.

1. Poussée des terres due au poids propre du remblai :

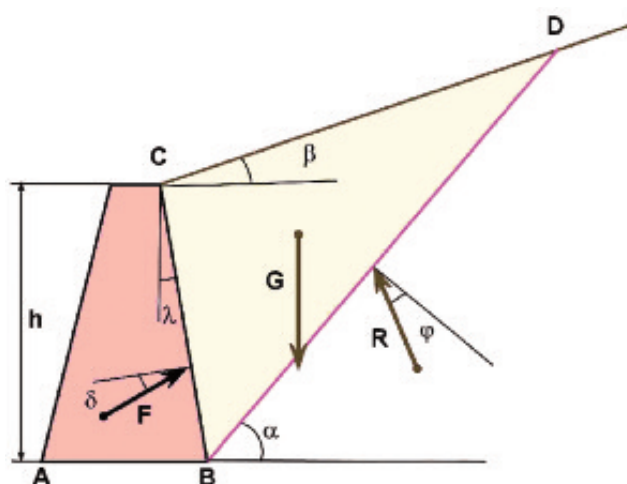


Figure n° 65 : équilibre du coin de Coulomb

Soit un mur poids massif rigide de hauteur «h» et dont la paroi arrière est inclinée d'un angle λ sur la verticale. Il soutient un massif d'un sol pulvérulent de poids volumique « γ » et dont l'angle de frottement est égal à « φ ». Ce massif présente un talus incliné suivant un angle β , sur l'horizontale. Si le mur subit un déplacement, le sol se rompt suivant un plan tel que BD faisant un angle « α » avec l'horizontale. Le triangle BCD de sol est en équilibre sous l'action des trois forces suivantes :

- le poids G du coin de sol (souvent désigné par W) :

$$G = \frac{1}{2} \gamma \cdot h^2 \frac{[1 + \tan \lambda \cdot \tan \beta][1 + \tan \lambda \cdot \tan \alpha]}{\tan \alpha \cdot \tan \beta}$$

- la réaction F du mur sur le coin, qui est inclinée d'un angle « δ » sur la normale à la paroi BC. La valeur de l'angle δ à prendre en compte dépend **du type de mur** (voir la suite du texte).
Dans le cas d'un mur poids ($\delta = \sup (\beta, 2/3\varphi)$) (cf. le paragraphe 3.2, page 90 du guide SETRA de 1998) ;
- la réaction R du massif en dessous du plan de rupture BD. Cette réaction forme un angle égal à φ avec la normale au plan de rupture BD (application de la loi de Coulomb : $\tau = \sigma \cdot \tan \varphi$).

> En projetant le torseur sur un plan horizontal et un plan vertical, on obtient les deux équations suivantes :

■ Projection sur un plan horizontal :

$$F \cos(\delta + \lambda) + R \sin(\varphi - \alpha) = 0$$

■ Projection sur un plan vertical :

$$F \sin(\delta + \lambda) - G + R \cos(\varphi - \alpha) = 0$$

> La réaction F du mur est obtenue en éliminant R entre les deux équations linéaires et en se servant de la relation $[\cos(a+b) = \cos a \cdot \cos b - \sin a \cdot \sin b]$:

$$F = \frac{-G \sin(\varphi + \alpha)}{\cos(\delta + \lambda + \varphi - \alpha)}$$

> La poussée exercée par le massif sur le mur vaut $P = -F$. Cette poussée passe par un maximum lorsque :

$$\frac{\delta F}{\delta \alpha} = 0$$

■ Cette poussée P_G vaut :

$$P_G = \frac{1}{2} K_{a,\gamma} \cdot h^2$$

Cette résultante des poussées des terres « P_G » s'applique au tiers inférieur de la paroi du mur ($h/3$).

> K_a est le coefficient de poussée du remblai qui vaut :

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \lambda)}{\cos^2 \lambda \cdot \cos(\delta + \lambda) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta + \lambda) \cos(\beta - \lambda)}} \right]^2}$$

> L'inclinaison α du plan de glissement est donnée par la relation suivante :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\sin \varphi \cdot \sin(2\lambda + \gamma - \beta)}{1 - \sin \varphi \cdot \cos(2\lambda + \gamma - \beta)} \quad \text{avec} \quad \sin \gamma = \frac{\sin \beta}{\sin \varphi}$$

- > La poussée unitaire des terres $\sigma_{h(z)}$, en un point distant de «z» du sommet «C» du mur, qui est inclinée d'un angle « α » sur la verticale à la paroi interne du mur et a pour valeur :

$$\sigma_{h(z)} = k_a \cdot \gamma \cdot z$$

- > Le diagramme des poussées unitaire est de forme triangulaire. En sommant la totalité des poussées unitaire, on retrouve bien la poussée P_G :

$$P_G = \int_0^h K_a \cdot \gamma \cdot z = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma \cdot h^2$$

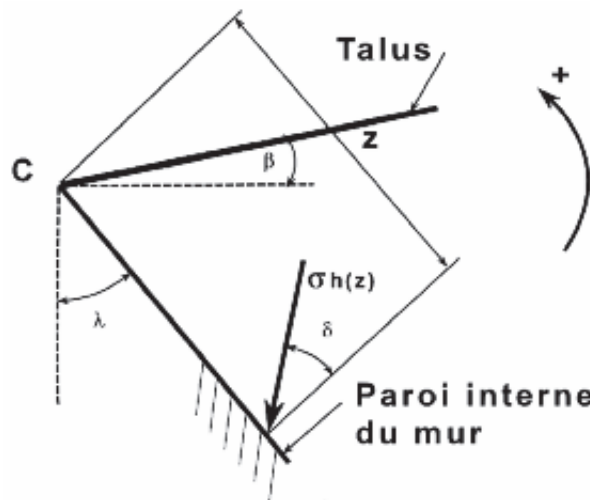


Figure n° 66 : notations des tables de Caquot et Kérisel

Nota : dans le cas d'un remblai classé en **sol cohérent**, sur le plan BD de rupture du sol (voir la figure n°65) il faut ajouter, à la réaction **R**, la **réaction tangente au plan BD** due à la cohésion du terrain (équation de Coulomb) qui vaut pour une bande de 1 m de largeur : **$c \times BD \times 1$** .

La **méthode du coin de Coulomb** a été généralisée par **Culmann**. La méthode de Culmann permet d'évaluer, sur un écran, la poussée des terres dans tous les cas (talus de diverses géométries, présence d'une nappe d'eau, de charges linéiques et/ou réparties...) ce que ne permet pas la **méthode de Rankine**.

Dans le cas où le talus et le parement du mur sont inclinés, il est possible de se référer aux tables de butée et poussée²² donnant la valeur du coefficient de poussée « K_a ». Il est aussi possible d'utiliser les nombreux logiciels de calcul adaptés à tous les cas de figures.

²² A. Caquot, J. Kérisel et E. Absi : tables de butée et de poussée [Gauthier-Villars 1973]. Kérisel et Absi : tables de poussées et de butées des terres (Presses de l'ENPC 1990).

$\delta\varphi$	0		+2/3		+1	
0	0,333	0,398	0,300	0,366	0,308	0,378
+ 0,4	0,386	0,470	0,352	0,440	0,363	0,458
+ 0,6	0,428	0,528	0,395	0,499	0,409	0,534
+ 0,8	0,500	0,624	0,469	0,602	0,488	0,634
+ 1,0	0,850	*	0,822	*	0,866	*

Tableau n°22 : extrait des tables de Caquot et Kérisel dans le cas d'un sol pulvérulent où $\varphi = 30^\circ$

Dans le cas où le talus est horizontal ($\beta = 0$) le parement du mur est lisse et vertical ($\lambda = 0$ et $\delta = 0$), on retrouve le coefficient de poussée de Rankine :

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{Dans le cas où } \varphi = 30^\circ, K_a = 0,333)$$

2. Poussée des terres due à une charge d'exploitation uniformément répartie :

> La poussée unitaire due à une charge d'exploitation supposée uniformément répartie et de densité «q» vaut :

$$\sigma_{h(z)} = K_a \cdot q$$

Les tables susvisées donnent la valeur du coefficient de poussée « K_a » à prendre en compte. Normalement, le coefficient K_a a la même valeur que lors du calcul de la poussée des terres.

> La résultante des poussées P_Q dues à la charge d'exploitation s'applique à mi-hauteur de la paroi du mur ($h/2$) et vaut :

$$P_Q = K_a \cdot h \cdot q$$

3. Observations et limites d'emploi des règles de calcul :

Il est admis de superposer les effets du poids propre du remblai et des charges d'exploitation dans le cas des sols pulvérulents et cohérents.

Il est rappelé que, comme les poussées unitaires, les résultantes sont inclinées de l'angle δ sur la normale à la paroi sur laquelle s'exercent les poussées. En prenant $\delta = 0$, la composante verticale favorable à la stabilité est négligée, ce qui va dans le sens de la sécurité.

Les deux figures qui suivent montrent la façon d'aborder le calcul de la stabilité d'un mur-poids et celle d'un mur en béton armé encastré sur une semelle. Dans le cas du mur en béton armé en forme de L ou de T renversés, les résultantes des poussées (terre et charges d'exploitation) sont supposées s'appliquer sur un écran vertical fictif placé à l'aplomb de l'arrière de la semelle de fondation. Il s'agit d'une simplification admise.

ATTENTION, pour le calcul de la résistance du voile en béton armé, les résultantes des poussées sont celles qui s'y appliquent directement ; l'écran fictif n'intervient pas et l'angle δ à prendre en compte est différent.

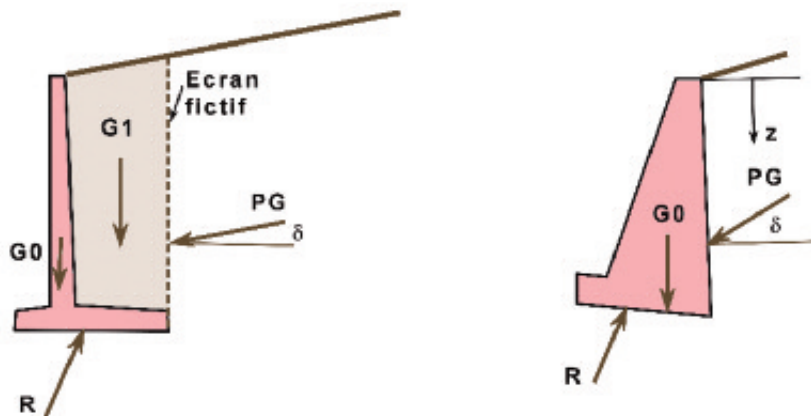


Figure n° 67 : hypothèses de calcul d'un mur poids en maçonnerie et d'un mur en T en béton armé

> Origine de l'écran fictif :

Un déplacement du mur vers l'aval fait apparaître deux surfaces de glissement passant par l'arête supérieure B de la partie arrière de la semelle de fondation (la partie du remblai située entre la droite Δ et le mur participe à la stabilité du mur par son poids et n'exerce pas de poussée). Les deux surfaces peuvent être remplacées par deux plans dont les traces sur la figure ci-dessous sont Δ et Δ' .

■ L'angle d'inclinaison θ de la droite Δ vaut (application du cercle de Mohr) :

$$\text{si } \beta = 0 : \theta = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$$

$$\text{si } \beta \neq 0 : \theta = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} + \frac{i - \beta}{2} \quad \text{avec } \sin i = \frac{\sin \beta}{\sin \varphi}$$

- si la droite Δ coupe le talus en D, il faut normalement calculer la poussée sur l'écran fictif en pente BD. Cette poussée est inclinée sur la normale à l'écran $\delta = \varphi$;
- si la droite Δ coupe la paroi interne du mur en D, il faut normalement calculer :
 - une première poussée sur le voile fictif incliné BD
 - une seconde poussée sur la partie du mur CD inclinée d'un angle δ sur la normale à la paroi (l'angle δ étant fonction de la rugosité de la paroi).

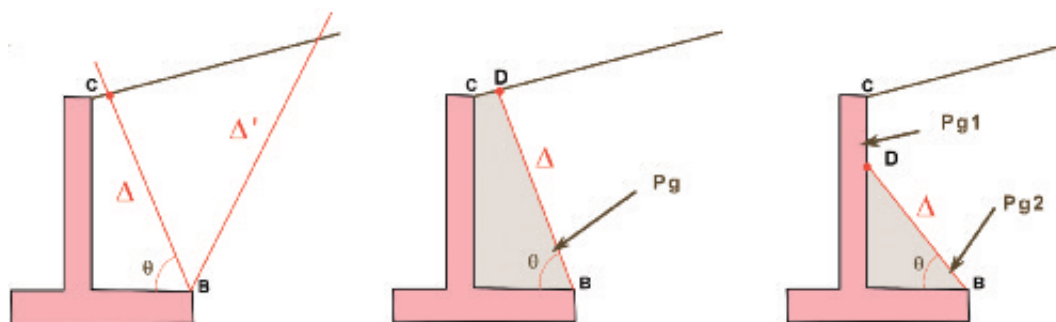


Figure n° 68 : origines de l'écran fictif

Il est loisible de remplacer ces deux calculs compliqués par un seul en adoptant l'**écran fictif vertical** passant par l'arête B.

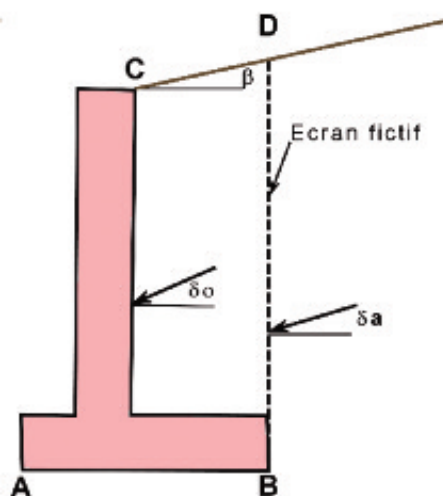


Figure n° 69 : écran fictif

> Pour le calcul de la stabilité externe locale du mur : $\delta a = \beta$

> Pour le calcul de la stabilité interne (résistance) du voile : $\delta o = \sup(\beta, 2/3\varphi)$

> Le calcul se complique dans les cas suivants :

■ mur à redans, il faut (voir la figure n°70) :

- soit faire le calcul de la stabilité à chaque niveau de redan,
- soit supposer le sol compris entre le parement interne du mur et le plan passant

par les sommets des redans comme intégré au mur et prendre $\delta = \varphi$ (frottement sol-sol) sur l'écran fictif ainsi créé ;

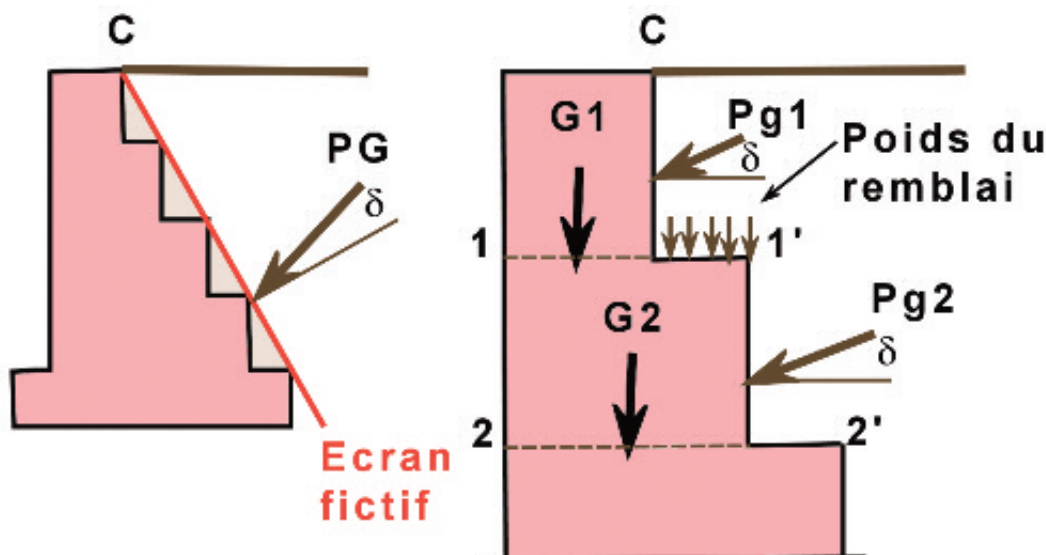


Figure n° 70 : cas d'un mur à redans

Il est aussi possible de faire intervenir la méthode l'écran fictif vertical. Par exemple, pour l'étude de la stabilité externe locale par niveaux ou de la totalité du mur (voir la figure n°71 et la figure n°72) avec deux valeurs pour l'angle δ :

■ Écrans DD' : $\delta = \sup[\beta, 2/3\varphi]$

■ Écrans D'D'' et BD' : $\delta = \sup[\beta, 1/3\varphi]$

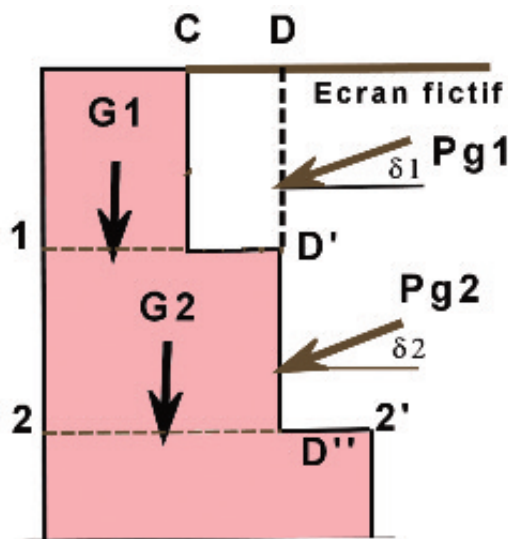


Figure n° 71 : stabilité par niveau

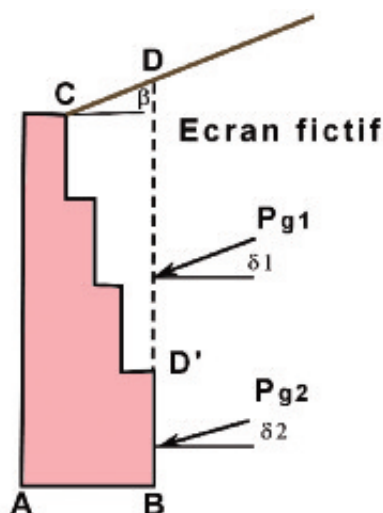


Figure n° 72 : stabilité de la totalité d'un mur à redans

- **talus incliné de longueur finie et de hauteur totale «h»**. La poussée réelle correspond au minimum des deux diagrammes de poussée définis ci-dessous :
- b. dans le cas du talus horizontal supposé infini, le coefficient de poussée K_a est calculé en prenant $\beta = 0$;
- c. dans le cas du talus incliné supposé infini, le coefficient de poussée K_a est calculé en prenant l'inclinaison du remblai égale à β .

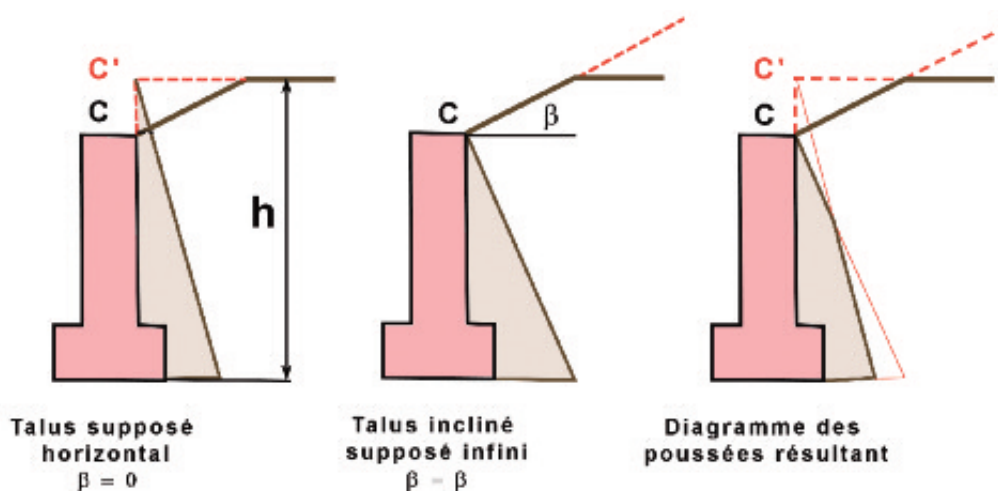


Figure n° 73 : cas d'un talus incliné de longueur finie

- charge d'exploitation uniforme mais de dimension finie (impact d'un convoi exceptionnel lourd et de grande longueur) ;

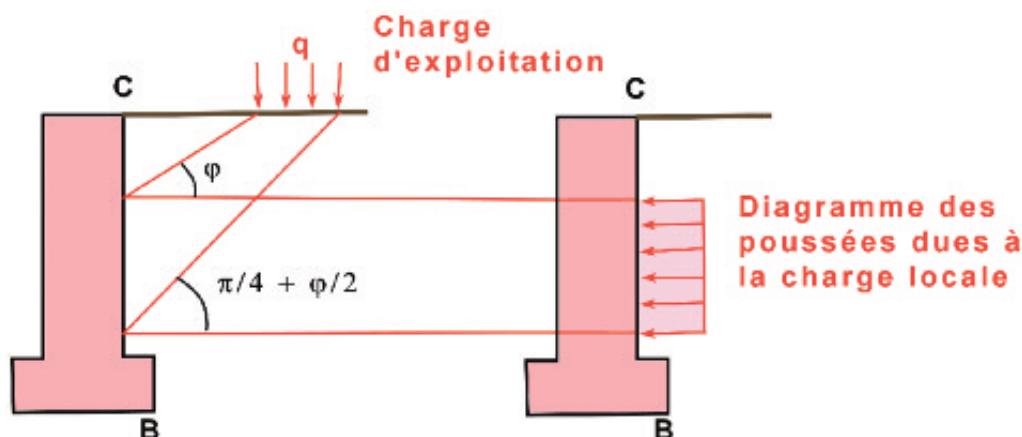


Figure n° 74 : cas d'une charge d'exploitation uniforme mais de dimension finie dans le sens transversal

- charge d'exploitation uniforme mais localisée (roue de camions...). Ce type de charge n'intervient pas dans la stabilité du mur sauf si celui-ci est composé d'éléments préfabriqués juxtaposés sans aucune liaison longitudinale ;
- présence d'une nappe d'eau derrière le mur (la poussée des terres est réduite car le sol est déjaugé ($\gamma - \gamma_w$), mais il faut y ajouter la poussée de l'eau, ce qui conduit à une augmentation de la poussée totale.

Nota : il est fortement conseillé d'évaluer la réserve de stabilité d'un mur de soutènement dans le cas où l'obstruction des dispositifs de drainage pourrait conduire à sa mise en charge.

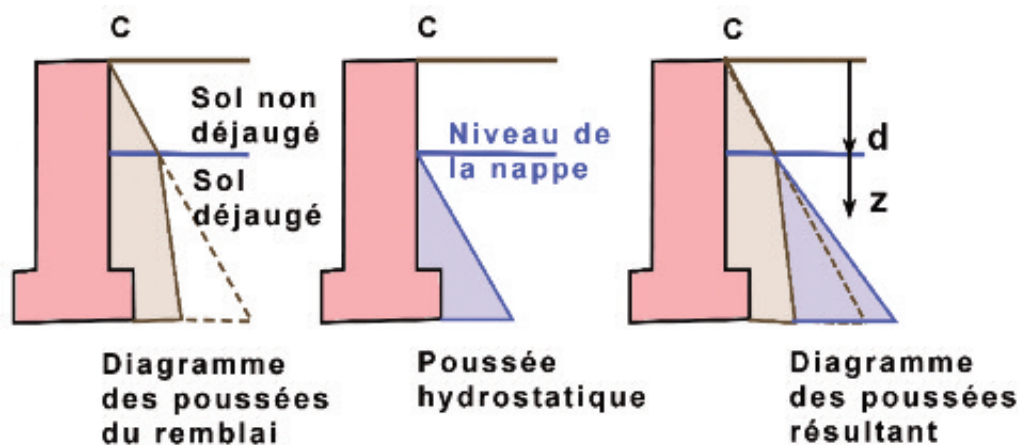


Figure n° 75 : cas de la présence d'une nappe d'eau

> **Cas d'une nappe d'eau à l'arrière du mur :**

- Poussée unitaire du remblai non déjaugé puis déjaugé :

$$z \leq d, \sigma_{h(z)} = K_a \cdot \gamma \cdot z$$

$$z > d, \sigma_{h(z)} = K_a \cdot \gamma \cdot d + K_a (\gamma - \gamma_w)(z - d)$$

- Poussée hydrostatique à ajouter :

$$\sigma_{h(z)} = \gamma_w (z - d)$$

3.3.4.3 Vérifications à effectuer pour s'assurer de la stabilité d'un mur-poids fondé superficiellement

Les vérifications de la stabilité d'un mur-poids en maçonnerie jointoyée ou en pierres sèches sont à effectuer aux niveaux supérieur et inférieur de la semelle de fondation si le mur est fondé sur une semelle en béton ou béton armé et, dans le cas contraire, au niveau inférieur du mur en contact avec le sol de fondation. Comme indiqué ci-devant, les vérifications sont un peu plus complexes pour les murs à redans.

Nota : dans ce qui suit, pour réduire le volume des explications et mettre l'accent sur les points essentiels, il a été supposé que le mur-poids ne comporte pas de semelle de fondation et ne repose pas sur des pieux...

3.3.4.3.1 Pratiques anciennes

ATTENTION, les notations utilisées correspondent à **celles du titre V du fascicule 62 du CCTG** de 1993 (par exemple G désigne les actions permanentes...). Dans ce qui suit, H_d et V_d sont les composantes horizontales et verticales de la résultante appliquée à la fondation.

> **Les trois vérifications suivantes étaient classiquement effectuées :**

- l'équilibre statique du mur c'est-à-dire absence de risque de basculement du mur autour de l'arête A la plus chargée (se reporter à la figure n°76) ;
- l'équilibre élastique sur le sol c'est-à-dire le respect des contraintes limites sur le sol de fondation ;
- l'absence de glissement du mur sur le sol de fondation (critère de Coulomb).

Il est à noter que **les pratiques actuelles** conduisent à des dimensionnements voisins de ceux obtenus avec les pratiques anciennes.

> Équilibre statique du mur :

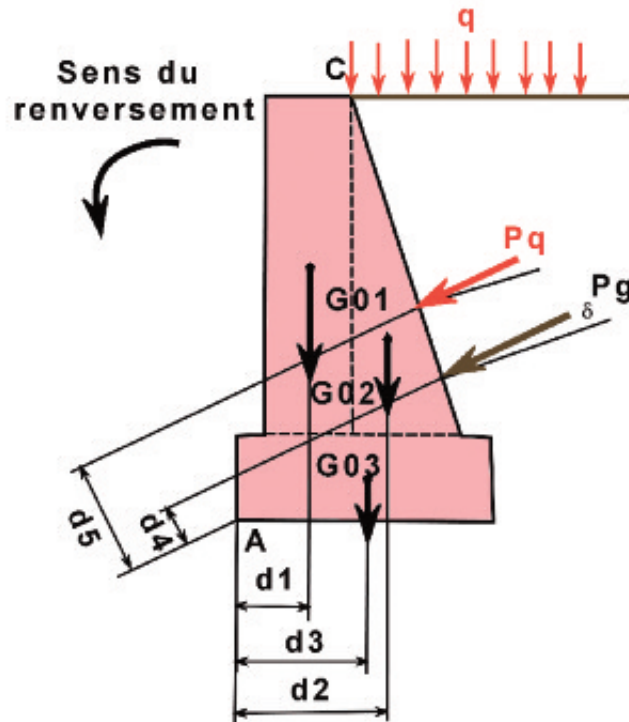


Figure n° 76 : principe de calcul d'un mur au renversement

Le moment dû aux forces stabilisatrices (poids du mur) devait être nettement supérieur au moment dû aux forces de renversement (poussée des terres et des charges d'exploitation...), soit dans le cas de la figure ci-dessus et avec **un coefficient de sécurité de 1,5** :

$$\frac{G_{01} \cdot d_1 + G_{02} \cdot d_2 + G_{03} \cdot d_3}{P_G \cdot d_4 + P_Q \cdot d_5} \geq 1,5$$

Cette vérification vis-à-vis du renversement est compatible avec la vérification du tiers central pour tenir compte à la fois de l'absence de résistance à la traction et de la contrainte excessive à l'avant de la fondation.

> Équilibre élastique du mur :

Au niveau du centre de gravité de la base du mur, l'ensemble des sollicitations appliquées au mur se réduit à :

- un effort normal : V_d ;
- un moment fléchissant : M tel que $M = V_d \cdot x_e$;
- et un effort de glissement : H_d

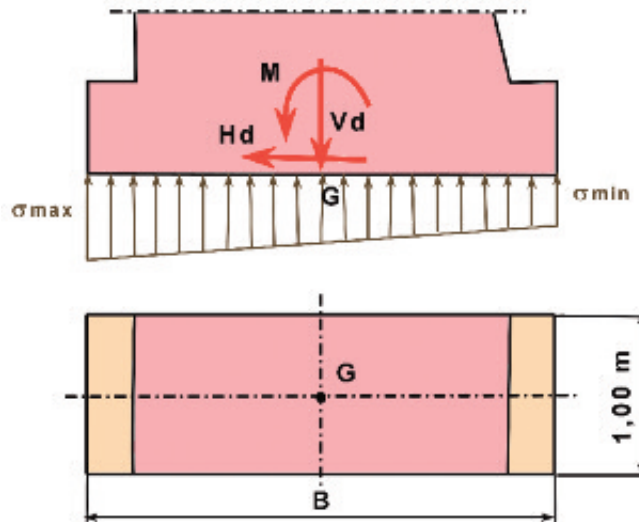


Figure n° 77 : principe de calcul des contraintes sous la fondation

Dans le cas où la résultante générale reste dans le tiers central de la base ($e \leq B/6$), l'effort normal et le moment exercent les contraintes extrêmes suivantes sur le sol :

$$\sigma_{\max} = \frac{V_d}{B} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{V_d}{B} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

Les contraintes ainsi calculées devaient rester inférieures aux contraintes admissibles sur le sol (se reporter aux usages à l'époque de la construction : normalement $\sigma_r/3$ [σ_r étant la contrainte de rupture du sol]).

Dans le cas d'un sol compressible, il était de bonne construction, en service à vide, **de centrer au mieux la résultante** de façon à éviter les tassements différentiels et la rotation du mur.

> Sécurité au glissement :

- Lorsque l'effort « H_d » est trop élevé, il se produit une rupture du sol par cisaillement, ce qui entraîne le déplacement du mur. Il fallait donc vérifier pour un sol de fondation classé pulvérulent :

$$\frac{V_d \cdot \tan \varphi}{H_d} \geq \text{coefficient de sécurité normalement } 1,5$$

- Pour un sol de fondation cohérent, la cohésion « c » pouvait être prise en compte comme suit :

$$\frac{c \cdot B \cdot 1 + V_d \cdot \tan \varphi}{H_d} \geq 1,5$$

Nota : en cas de sous-pression, l'effort V_d était réduit comme suit : $[V_d \cdot U]$.

3.3.4.3.2 Pratiques actuelles

Se reporter au guide du SETRA relatif aux ouvrages de soutènement de 1998 et au programme MUR du SETRA.

> Les justifications de la stabilité du mur sont faites selon la méthode des états limites mais avec certaines adaptations. Par exemple :

- les actions dues au sol (remblai) comportent à la fois un **effet pondéral** (normalement stabilisant) et un **effet de poussée** (normalement déstabilisant), **mais le coefficient γ_{gs} de pondération s'applique à la fois à ces deux effets**. Ce coefficient couvre à la fois l'incertitude sur le poids volumique et l'incertitude sur les volumes ;
- la méthode de Culmann n'est pas linéaire vis-à-vis de la superposition de plusieurs charges, ce qui interdit de représenter les sollicitations sous une forme développée ;
- etc.

Les combinaisons d'actions à prendre en compte vis-à-vis des **ELS et des ELU** sont fixées dans le **programme MUR** ainsi que **les valeurs des coefficients partiels de sécurité** sur les actions. Comme il n'est pas possible de synthétiser ces données, le lecteur est invité à consulter le manuel de l'utilisateur à partir de la page 61.

> Sous les différentes combinaisons d'actions, il convient de vérifier :

■ À l'ELU :

- 1) état limite de renversement,
- 2) état limite de mobilisation de la capacité portante du sol,
- 3) état limite de glissement ;

■ À l'ELS :

- 1) état limite de mobilisation de la capacité portante du sol,
- 2) état limite de décompression du sol.

> Vérification de l'état limite ultime de renversement :

La surface de sol comprimée sous la fondation à l'ELU doit être au moins égale à 10% de la surface de celle-ci. **Cette vérification est équivalente à la vérification au renversement autour de l'arête A.**

> Vérification des états limites de mobilisation de la capacité portante du sol à l'ELS et l'ELU :

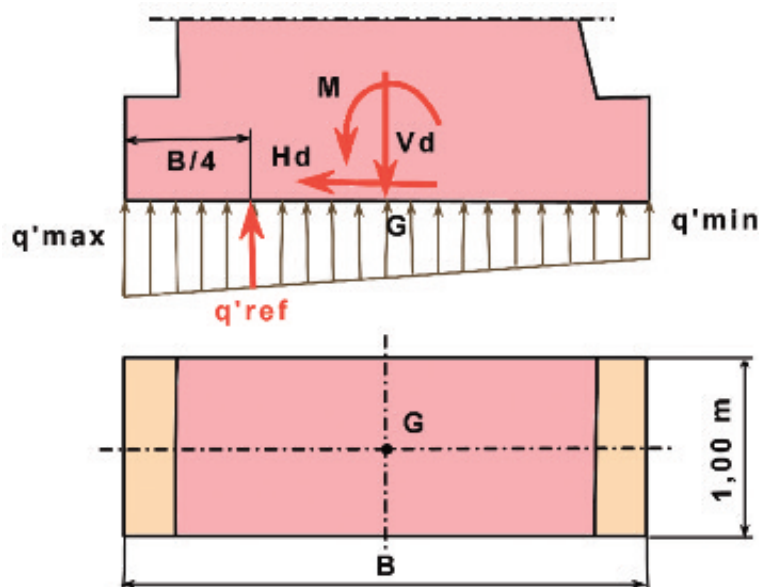


Figure n° 78 : diagramme des contraintes sur le sol de fondation et contrainte de référence

Les contraintes extrêmes sur le sol de fondation sont calculées forfaitairement comme ci-dessus (dans la réalité le diagramme des contraintes n'est pas linéaire). Elles ont pour valeur :

$$\sigma_{\max} = \frac{Vd}{B} \left(1 + \frac{6.e}{B} \right)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{Vd}{B} \left(1 - \frac{6.e}{B} \right)$$

Ensuite, la contrainte de référence « q'_{ref} » située aux 3/4 de la zone comprimée doit être comparée aux valeurs limites vis-à-vis des ELU et vis-à-vis des ELS.

$$q'_{\text{ref}} = \frac{3q'_{\max} + q'_{\min}}{4} \leq \frac{(q'_u - q'_0)\delta}{\lambda q} + q'_0$$

Le coefficient partiel de sécurité γ_q est normalement de **2 à l'ELS et 3 à l'ELU** si $\delta = 1$ (cas de la résultante normale à la semelle de fondation). Il est possible de réduire ce paramètre en fonction de l'inclinaison de la résultante jusqu'à **2 à l'ELS et 1,5 à l'ELU** (voir le programme MUR).

> Vérification de l'état limite ultime de glissement :

$$H_d \leq \frac{V_d \cdot \tan \varphi'}{\gamma \cdot g_1} + \frac{c' \cdot A'}{\gamma \cdot g_2}$$

■ Avec :

- H_d et V_d les composantes horizontales et verticales de l'effort appliqué à la fondation. Elles doivent être affectées du même coefficient pondérateur ;
- A' la surface comprimée de la fondation (pour un mur poids en maçonnerie toute la surface $A' = B \times 1$ puisque la fondation doit rester entièrement comprimée) ;
- φ' l'angle de frottement interne du sol de fondation ;
- c' la cohésion à limiter par prudence à 75KPa ;
- γ_{g1} et γ_{g2} valent respectivement 1,2 et 1,5.

> Vérification de l'état limite de service de décompression du sol à l'ELS :

Sous les combinaisons rares et quasi permanentes, la surface de sol comprimée sous la fondation doit être au moins égale à 75% de la surface de celle-ci. **Ces deux vérifications ne suffisent pas puisque la maçonnerie ne résiste pas à la traction** ; il faut donc s'assurer que la fondation reste entièrement comprimée sous les combinaisons fréquentes.

3.3.4.3.3 Études en cours

L'Eurocode 7 et les documents d'application nationale ne donnent pas encore de règles de calcul pour les murs.

LISTE DE FIGURES

Figure n° 1 :	Coupe longitudinale schématique d'un pont en maçonnerie à plusieurs travées	52
Figure n° 2 :	Demi-élévation et demi-coupe longitudinale d'un pont en maçonnerie à travée unique	52
Figure n° 3 :	Demi-coupe transversale et demi-vue en bout d'une voûte à travée unique..	56
Figure n° 4 :	Demi-coupe transversale d'un pont en maçonnerie en partie courante	57
Figure n° 5 :	Conception d'un corps de voûte	57
Figure n° 6 :	Murs de tête ou tympans à fruit et à redans.....	58
Figure n° 7 :	Elégissements transversaux de petites dimensions	58
Figure n° 8 :	Elégissements transversaux de grandes dimensions	59
Figure n° 9 :	Elégissements longitudinaux	59
Figure n° 10 :	Conception d'une pile en maçonnerie.....	61
Figure n° 11 :	Répartition non uniforme des contraintes dans une pile	63
Figure n° 12 :	Conception des culées.....	64
Figure n° 13 :	Culée élégie	66
Figure n° 14 :	Dimensionnement du piédroit d'une culée.....	66
Figure n° 15 :	Schéma d'une culée perdue	68
Figure n° 16 :	Equilibre d'un bloc.....	70
Figure n° 17 :	Cas d'une voûte en plein cintre ou peu surbaissée (4 blocs)	71
Figure n° 18 :	Cas d'une voûte à culées parfaitement fixes (4 blocs)	72
Figure n° 19 :	Cas de voûtes très surbaissées.....	72
Figure n° 20 :	Cas d'une voûte à piédroits déplaçables (4 blocs).....	72
Figure n° 21 :	Cas d'un arc brisé (voûte ogivale).....	73
Figure n° 22 :	Schéma de rupture calculé d'une voûte ogivale (extrait du document du SETRA de 1982).....	74
Figure n° 23 :	Paramètres de la ligne ou courbe des pressions.....	76
Figure n° 24 :	Travée indépendante associée	76
Figure n° 25 :	Principe de modélisation pour le calcul de $\mu(l/2)$	78
Figure n° 26 :	Equilibres extrêmes d'un bloc	82
Figure n° 27 :	Application du critère de traction pour le tracé des courbes H_{min} et H_{max}	82

Figure n° 28 : Equilibres d'un joint	83
Figure n° 29 : Application du critère de traction-compression et recherche de la ligne des centres de pression optimale	83
Figure n° 30 : Joints d'une voûte à point anguleux	84
Figure n° 31 : Voûtes en briques à rouleaux harpés ou non	86
Figure n° 32: Mécanismes de rupture de voûtes en briques (d'après la figure 7 de l'article cité ci-devant)	87
Figure n° 33 : Modèles pour calculs non linéaires pour les analyses locales détaillée et simplifiée	91
Figure n° 34 : Mécanismes de rupture à générer	92
Figure n° 35 : Matrice de rigidité à 6 coefficients d'un matériau à comportement orthotrope (extrait de la thèse)	94
Figure n° 36 : Lois de comportement du mortier de chaux – Comparaison des essais avec des valeurs bibliographiques (extrait de la thèse)	96
Figure n° 37 : Essais sur briques, résultats des essais de compression sur carottes – déformations axiales et transversales en fonction des variations de contraintes (extrait de la thèse)	96
Figure n° 38 : Mode de prélèvement des éprouvettes d'essai sur une brique (extrait de la thèse)	96
Figure n° 39 : Eprouvettes d'essai en briques (extrait de la thèse)	97
Figure n° 40 : Caractéristiques des sandwichs (extrait de la thèse)	98
Figure n° 41 : Principe de réalisation du modèle (extrait de la thèse)	98
Figure n° 42 : Position des jauges et capteurs (extrait de la thèse)	99
Figure n° 43 : Modèle élasto-plastique avec le critère de plasticité de Von Mises (extrait de la thèse)	100
Figure n° 44 : Modélisation de la maçonnerie de briques comparaison avec les matériaux de base – modèle n°1 (extrait de la thèse)	101
Figure n° 45 : Comportement en traction-compression du modèle de joint (extrait de la thèse)	102
Figure n° 46 : Comportement en cisaillement du modèle de joint Castern (extrait de la thèse)	102
Figure n° 47 : Conception de l'intrados de la voûte (extrait de la thèse)	104
Figure n° 48 : Conception de la voûte (extrait de la thèse)	105
Figure n° 49 : Maillage de la voûte (extrait de la thèse)	105
Figure n° 50 : Maillage du pont en gros voussoirs (extrait de la thèse)	105

Figure n° 51 : Principe du découpage de la voûte en voussoirs liés par des joints (extrait de la thèse)	106
Figure n° 52 : Modèle de charge longitudinal (extrait de la thèse)	107
Figure n° 53 : Chargement transversal (extrait de la thèse)	107
Figure n° 54 : Déplacements verticaux (extrait de la thèse)	108
Figure n° 55 : Déplacements horizontaux de la culée (extrait de la thèse)	108
Figure n° 56 : Compression sous poids propre (extrait de la thèse)	109
Figure n° 57 : Compression extrêmes sous la charge 14,2 mn (extrait de la thèse)....	110
Figure n° 58 : Compressions extrêmes sous la charge 15,7 mn (extrait de la thèse)..	110
Figure n° 59 : Emplacement des points A et F (extrait de la thèse)	111
Figure n° 60 : Coupe transversale type d'un mur de soutènement en maçonnerie.....	119
Figure n° 61 : Divers profils de murs-poids	121
Figure n° 62 : Coupe d'un mur en pierres sèches (crédit photo Wikipédia).....	121
Figure n° 63 : Les diverses actions pouvant solliciter un murs-poids.....	122
Figure n° 64 : Stabilité globale sol-mur, étude de la rupture suivant un cercle de glissement	126
Figure n° 65 : Equilibre du coin de Coulomb.....	127
Figure n° 66 : Notations des tables de Caquot et Kérizel.....	129
Figure n° 67 : Hypothèses de calcul d'un mur poids en maçonnerie et d'un mur en T en béton armé.....	131
Figure n° 68 : Origines de l'écran fictif.....	132
Figure n° 69 : Ecran fictif.....	132
Figure n° 70 : Cas d'un mur à redans	133
Figure n° 71 : Stabilité par niveau	133
Figure n° 72 : Stabilité de la totalité d'un mur à redans.....	134
Figure n° 73 : Cas d'un talus incliné de longueur finie	134
Figure n° 74 : Cas d'une charge d'exploitation uniforme mais de dimension finie dans le sens transversal	135
Figure n° 75 : Cas de la présence d'une nappe d'eau.....	135
Figure n° 76 : Principe de calcul d'un mur au renversement	137
Figure n° 77 : Principe de calcul des contraintes sous la fondation	138
Figure n° 78 : Diagramme des contraintes sur le sol de fondation et contrainte de référence.....	140

LISTE DES PHOTOS

Photo n° 1 :	Viaduc de Fontpédrouse (crédit photo D. Poineau)	51
Photo n° 2 :	Viaduc de Toupin à Saint-Brieuc après réhabilitation (crédit photo D. Poineau)	53
Photo n° 3 :	Arc en BA habillé de pierres du pont de Montereau (crédit photo D. Poineau)	53
Photo n° 4 :	Détail de la jonction voûte bandeau du pont de Montereau (crédit photo D. Poineau)	53
Photo n° 5 :	Pont-Neuf de Toulouse (crédit photo D. Poineau)	54
Photo n° 6 :	Pont de Gignac sur l'Hérault construit entre 1776 et 1810 (crédit photo Parexlanko)	60
Photo n° 8 :	Viaduc de Dinan dans les Côtes d'Armor (crédit-photo D. Poineau)	63
Photo n° 9 :	Mauvaise qualité du remplissage intérieur d'une pile du pont de Luze (crédit photo DDE 70)	64
Photo n° 10 :	Désordres de la voûte très surbaissée du pont de Chapenais (crédit photo IRPC)	73
Photo n° 11 :	Rupture d'une maquette (crédit photo D. Poineau)	74
Photo n° 12 :	Maçonnerie en très mauvais état qui ne peut être considérée comme homogène (crédit photo DDE 74)	79
Photo n° 13 :	Exemple de désordres sur une voûte constituée de deux rouleaux (crédit photo CETE Méditerranée)	86
Photo n° 14 :	Essais d'un muret de briques (extrait de la thèse)	99
Photo n° 15 :	Mur de soutènement et escalier en pierres sèches (crédit photo http://environnement.ecoles.free.fr)	118
Photo n° 16 :	Mur de soutènement le long de la Garonne à Toulouse (crédit photo D. Poineau)	118
Photo n° 17 :	Mur mixte associant la maçonnerie et le béton (crédit photo D. Poineau)	120
Photo n° 18 :	D'autres actions pernicieuses peuvent s'exercer sur un mur de soutènement (crédit photo D. Poineau)	123
Photo n° 19 :	Exemple d'instabilité globale sol-mur à Saumur le 22 avril 2001 (crédit photo AFP Alain Jocard)	126

LISTE DES TABLEAUX

Tableau n° 1 : Emplacement des reins d'une voûte	55
Tableau n° 2 : Epaisseurs des voûtes à la clé.....	55
Tableau n° 3 : Epaisseurs des voûtes aux reins, voire aux naissances	56
Tableau n° 4 : Fruit de la partie arrière des culées	65
Tableau n° 5 : Diverses formules de dimensionnement des piédroits des culées	67
Tableau n° 6 : Calculs comparatifs d'après Le Delliou	88
Tableau n° 7 : Résultats des essais sur briques – Cas des carottes.....	97
Tableau n° 8 : Résultats des essais sur briques - Cas des éprouvettes sciées (extrait de la thèse).....	97
Tableau n° 9 : Résistance des murets, sandwichs, mortier et briques à 2 mois – Récapitulatif des essais (extrait de la thèse).....	99
Tableau n° 10 : Module moyen du muret, des sandwichs, du mortier et de la brique – récapitulatif des essais (extrait de la thèse).....	99
Tableau n° 11 : Comparaison entre les essais et les modèles (extrait de la thèse)	100
Tableau n° 12 : Récapitulatif des caractéristiques du modèle de comportement adopté pour les briques, le mortier vieilli et la maçonnerie homogénéisée - Modèle n°1 (extrait de la thèse)	101
Tableau n° 13 : Tableau récapitulatif des caractéristiques des pierres des bandeaux et chaînages (extrait de la thèse).....	103
Tableau n° 14 : Modélisation de la maçonnerie de moellons (extrait de la thèse).....	103
Tableau n° 15 : Récapitulatif des caractéristiques des diverses maçonneries homogénéisée (extrait de la thèse).....	103
Tableau n° 16 : (extrait de la thèse)	106
Tableau n° 17 : Tableau des contraintes de compression dans les maçonneries en phase de service (extrait de la thèse)	109
Tableau n° 18 : Contraintes normales et de cisaillement en A et F sous $P = P_p$ (extrait de la thèse)	112
Tableau n° 19 (extrait de la thèse)	112
Tableau n° 20 : Contraintes normales et de cisaillement en A et F sous $P = P_p$ (en particulier avec un tandem excentré) (extrait de la thèse)	113
Tableau n° 21 : Inventaire des murs de la liste 1 du réseau national 2005.....	118
Tableau n° 22 : Extrait des tables de Caquot et Kérisel dans le cas d'un sol pulvérulent où $\varphi = 30^\circ$	130

Réparation et renforcement des maçonneries

ANNEXE 3

Ouvrages provisoires
Moyens d'accès
Etaisements provisoires



UNE ÉDITION DU SYNDICAT NATIONAL DES ENTREPRENEURS
SPÉCIALISTES DE TRAVAUX DE RÉPARATION ET RENFORCEMENT DE STRUCTURES (STRRES) / FÉVRIER 2016

SOMMAIRE

1 GÉNÉRALITÉS	149
2 OUVRAGES PROVISOIRES (PONTS ET PASSERELLES)	151
3 AUTRES OUVRAGES PROVISOIRES	153
4 MOYENS D'ACCÈS	155
5 ÉTAIEMENTS PROVISOIRES	157
5.1 GÉNÉRALITÉS	158
5.2 CAS DES OUVRAGES DE GÉNIE CIVIL	161
5.3 CAS DES OUVRAGES DE BÂTIMENT	170
5.4 CONCEPTION DES ÉTAIEMENTS NÉCESSAIRES EN CAS D'URGENCE	171
5.5 CALCUL DES CINTRES	176
TABLE DES ILLUSTRATIONS	177

Annexe 3

Ouvrages provisoires

Moyens d'accès

Etaiements provisoires

1

GÉNÉRALITÉS

> **Lorsqu'un ouvrage en maçonnerie présente des désordres, la réalisation d'ouvrages provisoires peut être nécessaire :**

- en premier pour rétablir la circulation des véhicules et/ou des piétons ;
- et/ou pour mettre en sécurité l'ouvrage à réparer ou renforcer ;
- mais aussi, pour permettre l'accès à l'ouvrage pendant les travaux.

Certains sont à considérer comme **de véritables ouvrages provisoires** au sens du **fascicule 65 du CCTG** (les moyens d'accès classiques que sont les échafaudages, les étalements, les matériels spéciaux, les dispositifs de protection) ; d'autres, comme les nacelles élévatrices et les engins de levage, relèvent de législations particulières et de la réglementation du travail ; enfin des ouvrages provisoires comme un batardeau relèvent **du fascicule 68 du CCTG**... Il appartient **au marché** de fixer les exigences particulières relatives à ces divers ouvrages et les obligations de **l'entrepreneur**.

L'**entrepreneur** propose au **maître d'œuvre** les dispositifs d'accès, les ouvrages provisoires de diverses natures qu'il compte utiliser dans le respect des prescriptions **du marché** qui fixe les exigences imposées par **le maître d'ouvrage et le maître d'œuvre**.

> **Par exemple, en matière de dispositifs d'accès, le maître d'œuvre peut :**

- interdire l'utilisation d'une nacelle automotrice négative qui occupe une voie de circulation, car il est nécessaire de maintenir la circulation sur l'ouvrage sans alternat pendant tout ou partie des travaux ;
- imposer l'obligation d'un échafaudage fixe, car ce moyen facilite le travail du contrôleur mais aussi celui des ouvriers et assure donc une meilleure qualité d'exécution....

Le coordonnateur sécurité et protection de la santé (le CSPS) intervient sur ces différents types d'ouvrages provisoires conformément au cadre législatif et réglementaire.

Dans le cas des travaux effectués dans le cadre **d'un marché** faisant explicitement référence au **fascicule 65** du CCTG, intervient, en plus, **le chargé des ouvrages provisoires (le COP)**, dans le cadre du chapitre 5 **du fascicule 65** du CCTG qui détaille les différents ouvrages provisoires et les obligations des différents intervenants sur un chantier.

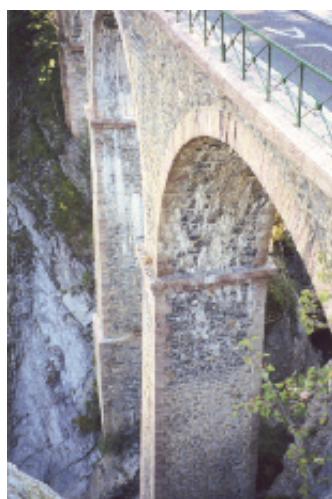


Photo n° 1 : ouvrage des Hautes-Alpes d'accès difficile
(crédit photo D. Poinéau)



Photo n° 2 : aqueduc d'Arcueil-Cachan, échafaudage volant pour des travaux de ragréage
(crédit photo D. Poinéau)

Annexe 3

Ouvrages provisoires

Moyens d'accès

Etaiements provisoires

2

OUVRAGES PROVISOIRES

(Ponts et passerelles)

Certains travaux nécessitent la fermeture de l'ouvrage au trafic, ce qui peut imposer la mise en place d'un ouvrage provisoire (passerelle piétons, pont de secours...). Un tel ouvrage provisoire étant soumis à la circulation des véhicules et/ou des piétons, il doit faire l'objet d'un véritable projet à part entière avec justification des fondations, appuis et tablier. Sa réalisation peut être effectuée dans le cadre d'un marché spécifique ou mis à la charge de l'entrepreneur chargé des travaux de réparation et ou renforcement.



Photo n° 3 : pont provisoire à Villeneuve-Loubet pendant les travaux de réparation du pont en maçonnerie (crédit photo P. Vion)

Annexe 3

Ouvrages provisoires

Moyens d'accès

Etaiements provisoires

3

AUTRES OUVRAGES PROVISOIRES

Des ouvrages provisoires particuliers doivent parfois être réalisés pour permettre l'exécution de certains travaux. Cela concerne tout particulièrement les ouvrages en site aquatique. Par exemple : création de batardeaux, déviation d'un cours d'eau au moyen de canalisations... Ces ouvrages relèvent d'autres textes comme **le fascicule 68 du CCTG**. Se reporter aux deux parties du **guide FABEM 6.3** qui traitent des fondations des ouvrages en maçonnerie.



Photo n° 4 : double batardeau et canalisation provisoire de la Bièvre sous l'aqueduc de Buc (crédit photo DDE 78)

Annexe 3

Ouvrages provisoires

Moyens d'accès

Etaiements provisoires

4

MOYENS D'ACCÈS

Des échafaudages de service, des plates-formes de travail, des passerelles automotrices, des nacelles automotrices élévatrices ou négatives, des échafaudages volants... sont souvent nécessaires pour pouvoir exécuter les travaux de réparation ou de renforcement de certaines parties des ouvrages en maçonnerie de grande hauteur et/ou d'accès difficile.

> Il est possible de citer :

- les parois extérieures des murs de soutènement ;
- l'intrados des voûtes ;
- les murs tympans ;
- les piles de grande hauteur des viaducs et aqueducs ;
- les façades d'immeubles...

Les échafaudages de service relèvent des dispositions du décret n°65-48 du 8 janvier 1965 modifié et des normes européennes en vigueur transposées en normes françaises. **Les passerelles et les nacelles automotrices** relèvent de la législation relative aux appareils de levage....



Photo n° 5 : échafaudage pour l'accès au pont des Albarines (crédit photo CG du Gard)

Annexe 3

Ouvrages provisoires

Moyens d'accès

Etaiements provisoires

5

ÉTAIEMENTS PROVISOIRES

5.1 Généralités

5.2 Cas des ouvrages de Génie Civil

5.3 Cas des ouvrages de bâtiment

5.4 Conception des étalements nécessaires
en cas d'urgence

5.5 Calcul des cintres

> La réalisation d'un étalement provisoire est parfois utile :

- soit pour la réalisation de certains travaux de réparation et/ou de renforcement des ouvrages en maçonnerie ;



Photo n° 6 : soutènement pendant les travaux de confortement d'un pont à la Poterne des Peupliers (crédit photo D. Poineau)

- soit pour assurer la stabilité, la résistance et empêcher la ruine d'ouvrages en maçonnerie existants (murs, voûtes...) fragilisés par un affouillement, un tassement d'appui, une désorganisation avec décompression des joints... en attendant la mise au point du projet de réparation et le lancement des travaux.



Photo n° 7 : conséquences sur une voûte d'affouillements pendant une crue (crédit photo DDE 84)

La réalisation de cintres pour la construction des ouvrages actuels en béton armé ou précontraint, le plus souvent à intrados rectiligne, fait partie du savoir-faire de très nombreuses entreprises. Lorsque la forme de la structure en maçonnerie à étayer se rapproche des formes usuelles des ouvrages actuels, la transposition est facile, comme le montre sur la photo suivante.



Photo n° 8 : étalement de sécurité d'un tablier en dalles de pierre fissuré (crédit photo DDE 65)

Lorsqu'il faut concevoir des cintres pour ouvrages voûtés en maçonnerie, l'expérience montre que, parfois, des erreurs peuvent être commises faute d'une maîtrise suffisante, ce qui peut rendre un étalement inefficace. Les trois photos qui suivent illustrent cette constatation : la première montre un étalement de fortune et les deux autres une solution d'étalement inadaptée (dans ce second cas il aurait fallu intervenir en urgence sur les fondations et non sur la voûte).

> Se reporter aux quatre paragraphes ci-après qui traitent de la conception des étalements provisoires.



Photo n° 9 : étalement de fortune à contrefiches rayonnantes de conception peu orthodoxe (crédit photo LRPC)

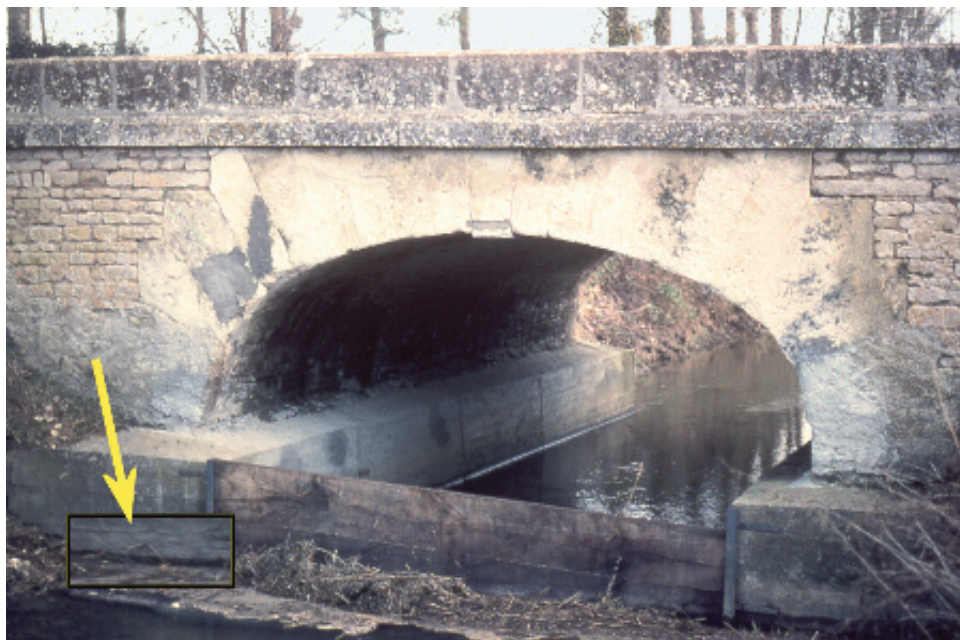


Photo n° 10 : affouillement sous la fondation d'une des culées dû à la mise en place d'un barrage (crédit photo LRPC)



Photo n° 11 : l'étalement inadapte mis en place n'a pas empêché l'effondrement de la culée (crédit photo LRPC)

> La mise en place d'un cintre est nécessaire pour assurer la stabilité d'une voûte d'un ouvrage, par exemple, lorsque les travaux concernent :

- le corps de voûte qui doit être partiellement ou totalement reconstruit ;
- le réglage de la poussée de la voûte (travaux très rares)...

Dans de tels cas, comme il faut intervenir par le dessus après avoir décaissé le remblai, le cintre est à concevoir en s'inspirant des différents types de cintres pouvant être utilisés pour la construction d'une voûte neuve.

> L'attention est attirée :

- sur l'importance de la **fondation du cintre**, qui doit pouvoir encaisser les descentes de charges et résister aux affouillements en cas de crue ;
- sur la nécessité de concevoir le cintre pour éviter qu'il ne soit soumis à la **poussée des eaux** due **aux encombrants de bois** qui, bloqués par le cintre, peuvent former un barrage pendant les crues, d'où l'intérêt des **cintres retroussés**.



Photo n° 12 : encombrants de bois au pont de Villeneuve-Loubet (crédit photo CG des Alpes-Maritimes)

> Les cintres utilisés pour la construction d'une voûte comportent normalement :

- un **platelage** constitué de planches courbes longitudinales et jointives qui sont au contact de la surface d'intrados. En réparation, un tel platelage est difficile à mettre en place, il est souvent supprimé et dans ce cas, il faut, si nécessaire, **resserrer les solives du couchis** ;
- le **platelage** repose sur le **couchis** qui est constitué par des solives transversales qui reposent sur des fermes. En réparation, la mise en place de **cales biaises** est souvent nécessaire pour assurer un bon contact avec la voûte ;

■ les fermes peuvent être :

- **métalliques** :

- profilés métalliques en I ou H cintrés qui sont bien adaptés pour les voûtes en plein-cintre de faible portée,
- poutres à treillis constituées de plusieurs éléments réglables pour constituer un véritable cintre (ces systèmes permettent la réalisation de poutres droites ou courbes),
- tubes d'étaieement verticaux ou rayonnant... ;

- **en bois**...

Les fermes sont disposées **verticalement et parallèlement** aux murs de tête. Elles doivent **être contreventées dans le sens longitudinal** comme dans le **sens transversal** par des moises en croix de Saint André.



Photo n° 13 : cintre métallique (crédit photo PERI)

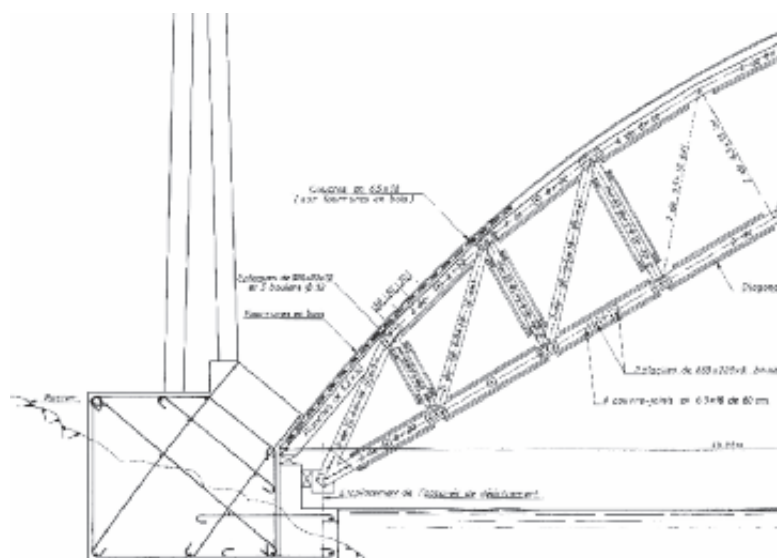
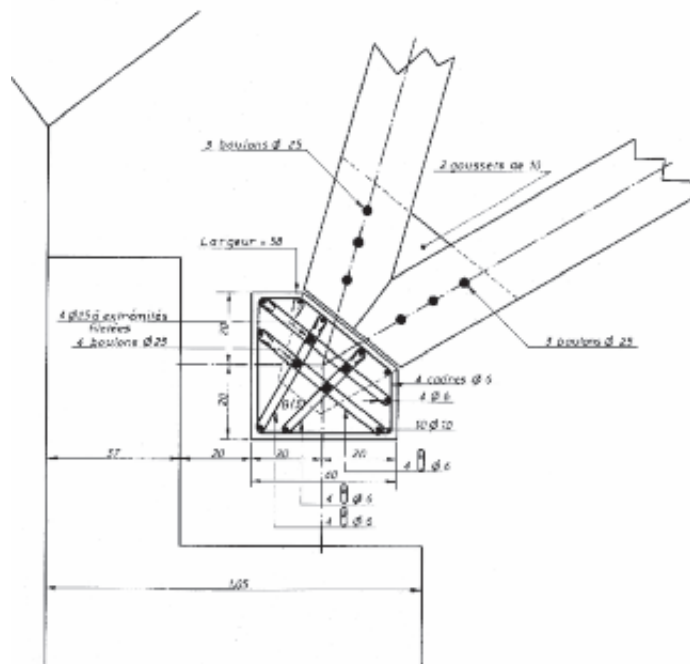


Figure n° 1 : élévation du cintre en bois du pont de l'Arbousset (1)

DETAIL D'UN BLOC D'APPUI



163

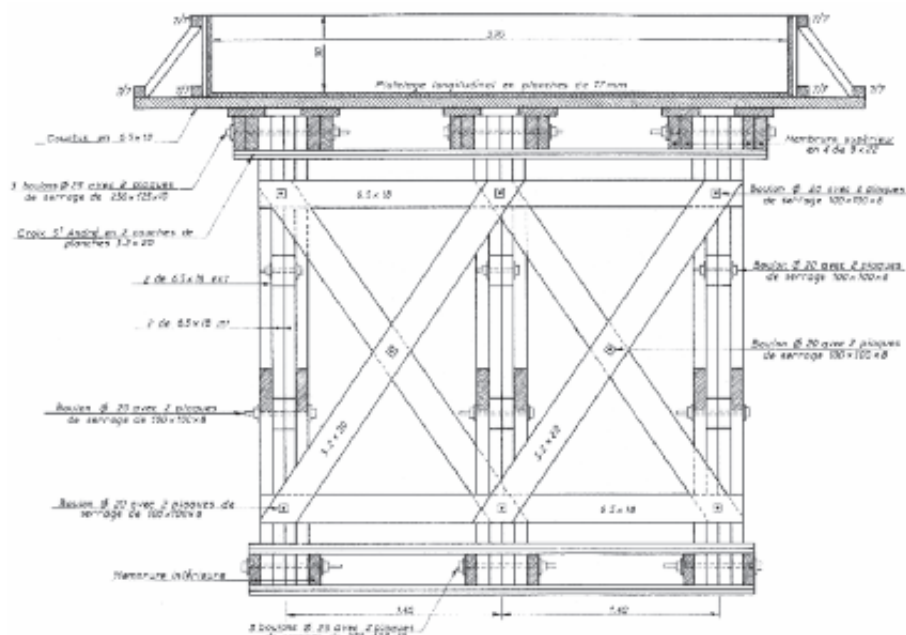


Figure n° 4 : coupe transversale du cintre en bois du pont de l'Arbousset

Ces fermes se composent de pièces soumises à la flexion appelées **vaux** sur lesquelles s'appuient le **couchis** et de pièces en compression axiale qui transmettent les charges **aux appuis** du cintre.

> Ces pièces comprimées sont appelées :

- **poteaux** si elles sont disposées verticalement. Les appuis d'un cintre avec poteaux n'ont pas à équilibrer les composantes horizontales des charges appliquées au cintre ;
- **rayons** si elles sont disposées normalement à la douelle. Un tel cintre est bien adapté à la construction des voûtes en plein cintre. Les assembles entre les rayons et les vaux sont simples et normalement tous identiques ;
- **contrefiches** si elles sont inclinées et obliques sur la douelle. Le cintre associant poteaux et contrefiches permet de réduire le nombre des appuis et la portée des vaux.

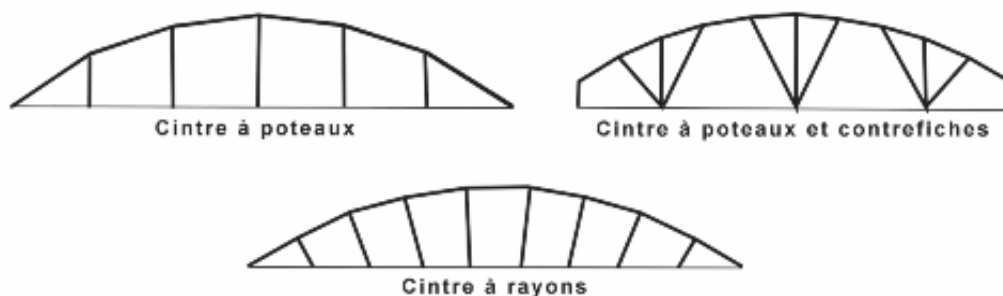


Figure n° 5 : schémas de cintres avec poteaux, rayons et contrefiches

ATTENTION : si des travaux sont prévus sous l'intrados, tels que le remplacement de pierres, le rejointoiement..., ils peuvent être exécutés, soit après démontage du cintre provisoire, soit en concevant le cintre pour permettre ces travaux.

Les cintres doivent être rigides et quasiment indéformables pour éviter une modification de la forme de la voûte pendant les travaux donc un déplacement de la courbe des pressions.

> Ils appartiennent aux deux familles suivantes :

- les cintres retroussés ;
- les cintres fixes.

Les cintres **retroussés** s'appuient directement sur les retombées de la voûte (par exemple sur une longrine ou des plots fixés sur les retombées) ou sur les semelles de fondation des culées et des piles par l'intermédiaire **de poteaux ou chandelles** (dans ce cas, il est indispensable de s'assurer, lors des études de la réparation ou du renforcement, de la tenue de ces fondations), voire sur des fondations spécifiques. **Ils n'ont que deux appuis extrêmes** posés sur des organes de décintrement tels que des coins, des boîtes à sable ou mieux des vérins (se reporter aux photos et figures suivantes).

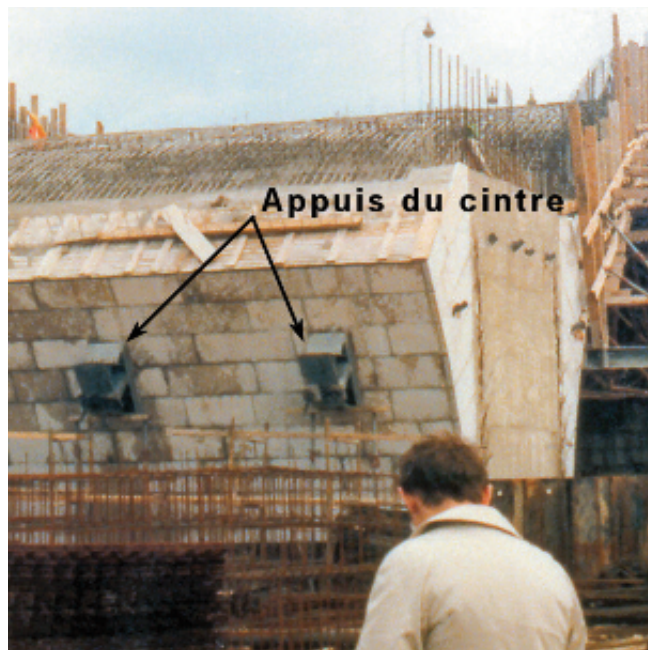


Photo n° 14 : appuis du cintre du pont Wilson à Tours lors de sa reconstruction partielle (crédit photo D. Poineau)

Schémas de cintres

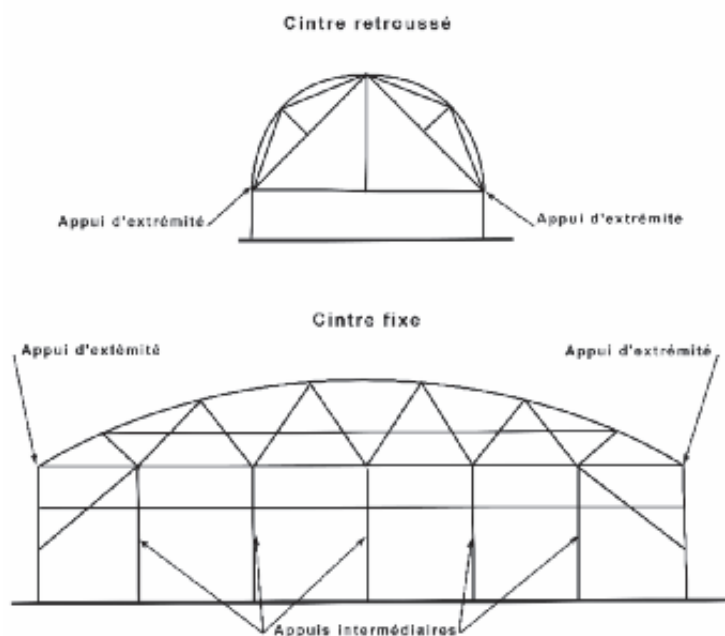


Figure n° 6 : schémas d'un cintre retroussé et d'un cintre fixe

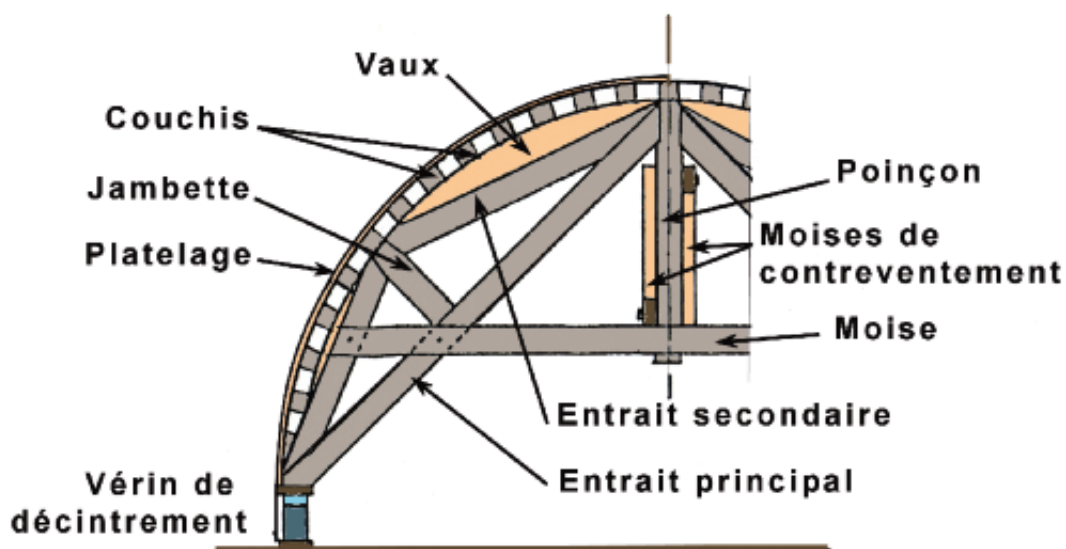


Figure n° 7 : cintre retroussé

Cintre fixe

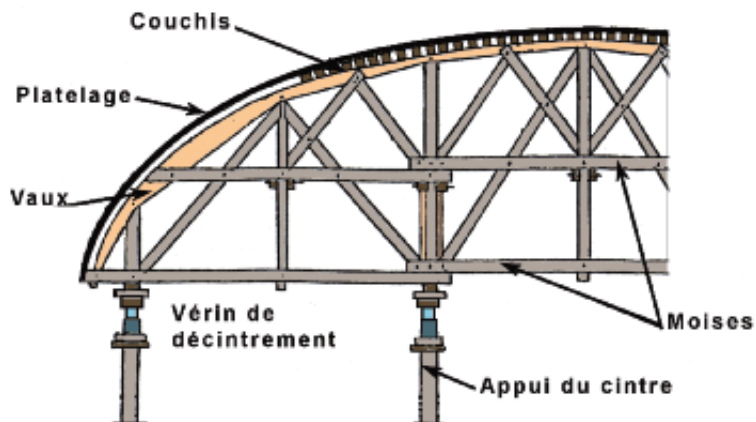


Figure n° 8 : élévation d'un cintre fixe

Les **cintres fixes** comportent **en sus des appuis extrêmes des appuis intermédiaires**. Sous réserve que les appuis intermédiaires soient correctement fondés afin que les tassements restent négligeables, **ce type de cintre est plus rigide que le précédent** ; il doit être préféré pour les voûtes très surbaissées et les grandes voûtes (se reporter aux figures précédentes).

Lorsque le **cintre fixe** doit dégager le passage de voies de circulation, de bateaux ou si la qualité du terrain de fondation ne s'y prête pas, le cintre peut être **partiellement retroussé** (se reporter aux figures suivantes).

Cintre partiellement retroussé

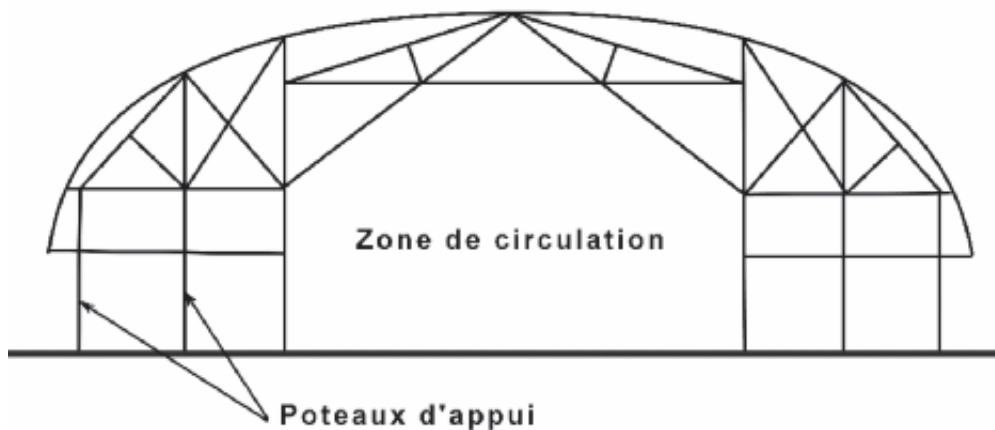


Figure n° 9 : schéma d'un cintre partiellement retroussé



Photo n° 15 : détails du cintre utilisé lors de la reconstruction partielle du pont Wilson à Tours (crédit photo D. Poinneau)

Dans le cas où la stabilité des appuis (surtout les piles) peut être mise en jeu par les travaux (par exemple, en cas du réglage de la poussée des voûtes), **leur butonnage** s'impose. L'attention doit être attirée sur la **protection des butons** et tout particulièrement des butons métalliques **contre l'ensoleillement** pour éviter que les effets thermiques parasites ne modifient les efforts et ne perturbent les mesures des contraintes dans les butons, mesures nécessaires pour contrôler l'efficacité des réparations.



Photo n° 16 : butonnage des piles du pont de Villeneuve-Loubet (crédit photo P. Vion)

Lorsque les échafaudages en bois étaient d'une utilisation courante, les maçonneries étaient percées de trous appelés «**boulins**» et destinés à supporter les pièces de bois du même nom. De tels trous sont des voies ouvertes à la pénétration des eaux de pluie. Ils doivent être rebouchés. En présence **de chauve-souris**, il faut mettre en place des niches accrochées à la maçonnerie qui ne présentent l'inconvénient susvisé.

Les figures qui suivent montrent quelques exemples d'étaisement pouvant être utilisés dans le domaine du bâtiment. La conception des cintres des voûtes de bâtiment est identique à celle des cintres des voûtes de ponts mais, en général, les portées sont plus réduites. Le document «Techniques de l'Architecture Ancienne» (cf. annexe 1 – Bibliographie – document [55]) donne de nombreux exemples d'étaisements dans le domaine des monuments historiques.

> Les figures ci-après ont été dessinées en s'inspirant de certains schémas de cet ouvrage.

Etrésillonnement d'une baie

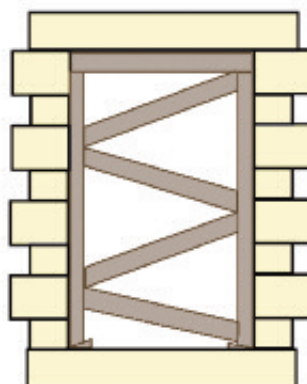


Figure n° 10 : étrésillonnement d'une baie nécessaire lors d'un chantier dit de «façading»
(schéma inspiré des Techniques de l'Architecture Ancienne)

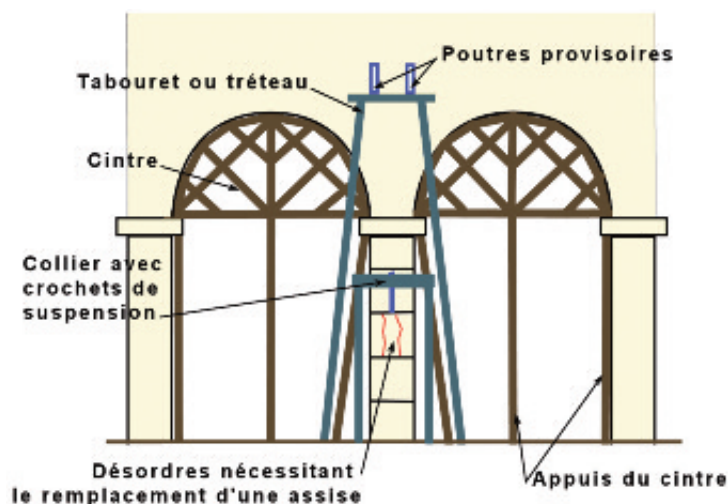


Figure n° 11 : cintres et étaisement nécessaires à la réparation d'une colonne endommagée
(schéma inspiré des Techniques de l'Architecture Ancienne)

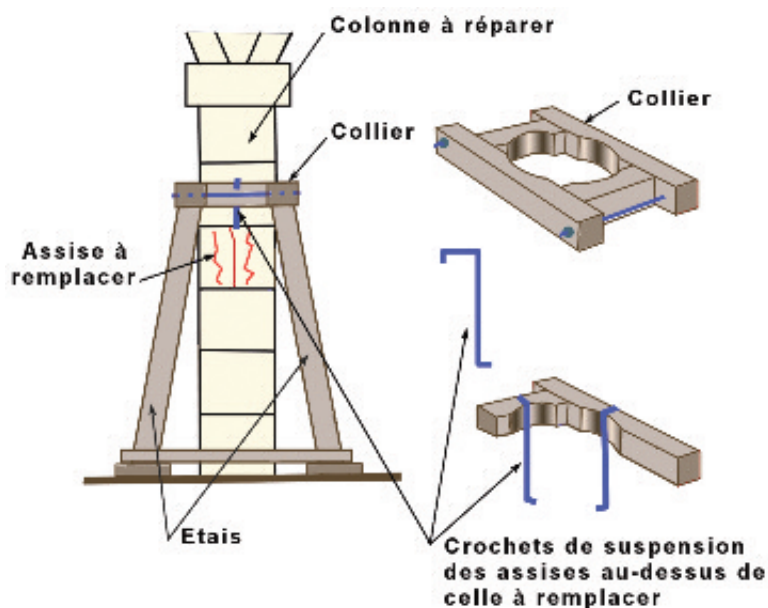


Figure n° 12 : détail du dispositif nécessaire au remplacement d'une assise endommagée
[schéma inspiré des Techniques de l'Architecture Ancienne]

L'étalement figurant sur la figure suivante peut être également utilisé pour stabiliser le mur d'un bâtiment, un mur de soutènement...

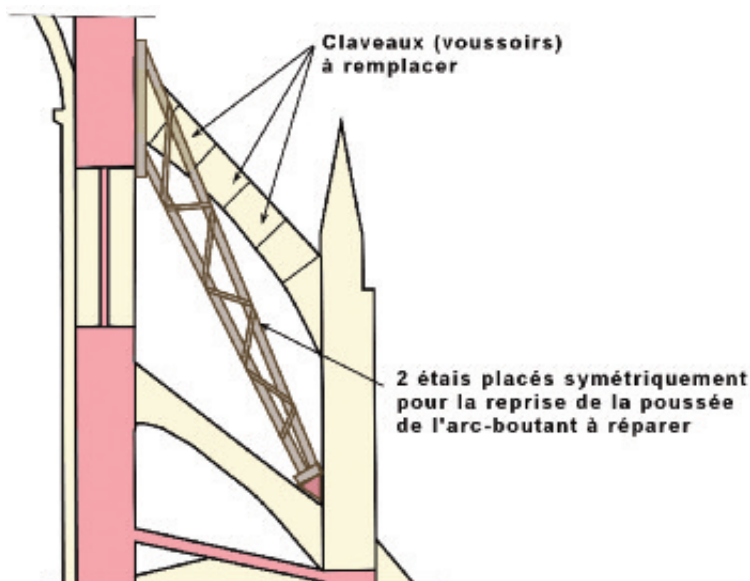


Figure n° 13 : principe de reprise de la poussée d'un arc-boutant à réparer
[schéma inspiré des Techniques de l'Architecture Ancienne]

Il est possible, **pour mettre en sécurité un ouvrage**, de réaliser un **cintre général** comme ceux visés à l'article précédent.

Si les désordres sont localisés, comme une descente de voussoirs due à la décompression d'une partie de la voûte, il est envisageable de construire un cintre partiel ou total basé sur **des contrefiches radiales**, normales à l'intrados, qui transmettent directement les charges (s'inspirer de la figure suivante).

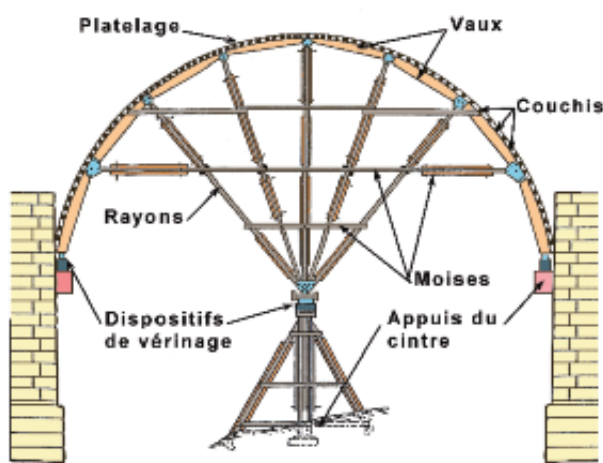


Figure n° 14 : schéma d'un cintre fixe à contrefiches radiales ou rayons

Les appuis d'un tel cintre peuvent être réalisés par **des consoles en béton armé ou métalliques** serrées sur la maçonnerie au moyens de barres de précontrainte scellées ou mieux, si cela est possible, traversantes.

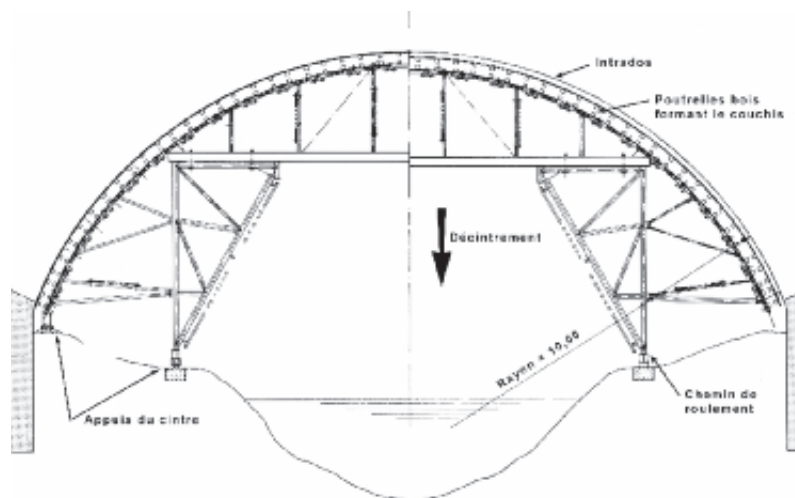


Figure n° 15 : schéma d'un cintre métallique du groupe PERI



Photo n° 17 : cintres en tubes et raccords (crédit photo Entrepouse Echafaudages)



Photo n° 18 : cintre de sauvegarde (crédit photo CETE Méditerranée)

Dans le cas où **la voûte est partiellement effondrée** et ne peut plus transmettre la moindre poussée, la partie restante en console est en équilibre précaire (cas des ponts de Tours et Mostar). Dans le cas **des ouvrages à travées multiples**, il y a un risque d'effondrement en chaîne si la pile concernée ne peut équilibrer la poussée des arches intactes. Dans un tel cas, il est possible de faire appel, soit à des butons équipés de vérins, soit à une précontrainte extérieure comme au pont Wilson à Tours en 1978 pour recréer une poussée permettant de stabiliser la partie en console et la pile devenue culée.



Photo n° 19 : pont de Mostar construit au 16ème siècle et détruit par l'artillerie croate en 1993 (crédit photo Perry Kretz)



Photo n° 20 : pont de Mostar (crédit photo A. Bouineau)

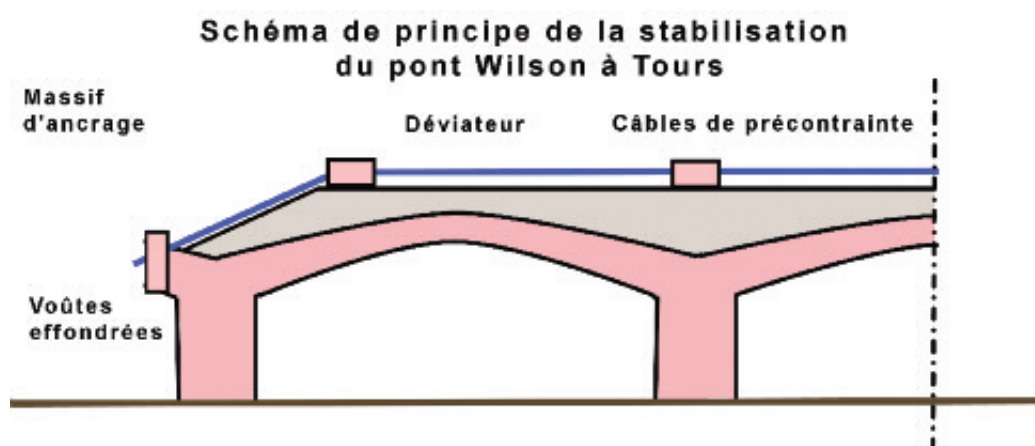


Figure n° 16 : schéma de principe du confortement provisoire du pont Wilson

La figure qui suit montre le schéma de l'étalement du mur avec l'aide de consoles métalliques. Le même schéma est transposable à un étalement en bois.

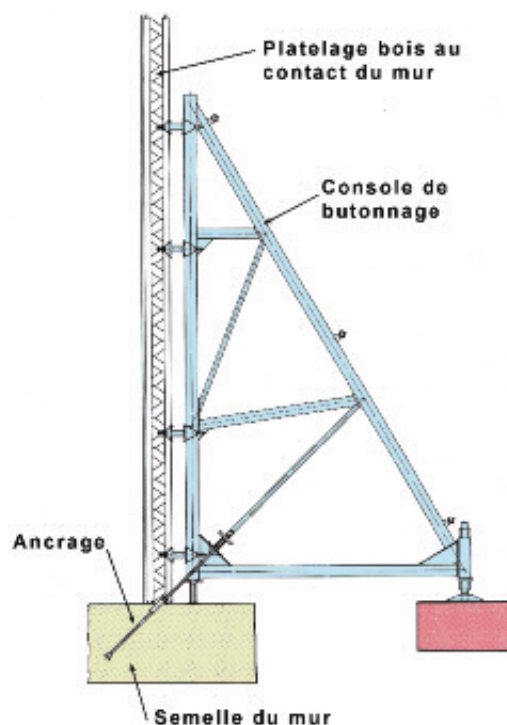


Figure n° 17 : schéma de principe d'un soutènement provisoire basé sur une console de butonnage du groupe PERI

La figure qui suit montre le frettage d'une colonne endommagée pour en éviter la rupture.

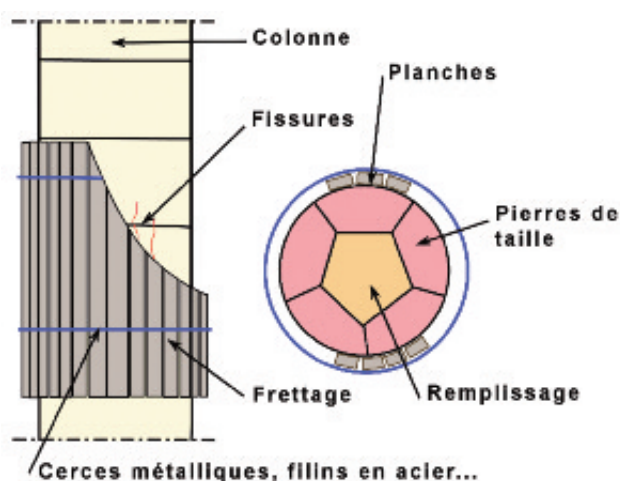


Figure n° 18 : renforcement provisoire d'une colonne (schéma inspiré des Techniques de l'Architecture Ancienne)

> Il est possible de trouver dans les documents cités en référence des modèles de calcul qui permettent de dégrossir rapidement un cintre en bois. Ils donnent en effet des formules permettant de calculer :

- la charge portée par le cintre (formules de Séjourné) ;
- le platelage ;
- le couchis ;
- les vaux ;
- les poteaux ;
- les rayons ;
- les contrefiches ;
- les assemblages...

Bien entendu, **les règles de calcul actuelles** des ouvrages en en métal et en bois permettent de justifier, dans le détail, de telles charpentes. Se reporter au fascicule 65 du CCTG et aux documents de l'OPPBTP.

LISTE DES FIGURES

Figure n° 1 :	Elévation du cintre en bois du pont de l'Arbousset (1).....	162
Figure n° 2 :	Elévation du cintre en bois du pont de l'Arbousset (2).....	163
Figure n° 3 :	Détail de l'appui du cintre du pont de l'Arbousset.....	163
Figure n° 4 :	Coupe transversale du cintre en bois du pont de l'Arbousset.....	164
Figure n° 5 :	Schémas de cintres avec poteaux, rayons et contrefiches.....	164
Figure n° 6 :	Schémas d'un cintre retroussé et d'un cintre fixe.....	166
Figure n° 7 :	Cintre retroussé.....	166
Figure n° 8 :	Elévation d'un cintre fixe	167
Figure n° 9 :	Schéma d'un cintre partiellement retroussé	167
Figure n° 10 :	Etrésillonnement d'une baie nécessaire lors d'un chantier dit de «façading» (schéma inspiré des Techniques de l'Architecture Ancienne).....	170
Figure n° 11 :	Cintres et étaielement nécessaires à la réparation d'une colonne endommagée (schéma inspiré des Techniques de l'Architecture Ancienne).....	170
Figure n° 12 :	Détail du dispositif nécessaire au remplacement d'une assise endommagée (schéma inspiré des Techniques de l'Architecture Ancienne).....	171
Figure n° 13 :	Principe de reprise de la poussée d'un arc-boutant à réparer (schéma inspiré des Techniques de l'Architecture Ancienne).....	171
Figure n° 14 :	Schéma d'un cintre fixe à contrefiches radiales ou rayons.....	172
Figure n° 15 :	Schéma d'un cintre métallique du groupe PERI	172
Figure n° 16 :	Schéma de principe du confortement provisoire du pont Wilson	174
Figure n° 17 :	Schéma de principe d'un soutènement provisoire basé sur une console de butonnage du groupe PERI	175
Figure n° 18 :	Renforcement provisoire d'une colonne (schéma inspiré des Techniques de l'Architecture Ancienne).....	175

LISTE DES PHOTOS

Photo n° 1 :	Ouvrage des Hautes-Alpes d'accès difficile (crédit photo D. Poineau).....	150
Photo n° 2 :	Aqueduc d'Arcueil-Cachan, échafaudage volant pour des travaux de ragréage (crédit photo D. Poineau).....	150
Photo n° 3 :	Pont provisoire à Villeneuve-Loubet pendant les travaux de réparation du pont en maçonnerie (crédit photo P. Vion).....	152
Photo n° 4 :	Double batardeau et canalisation provisoire de la Bièvre sous l'aqueduc de Buc (crédit photo DDE 78).....	154
Photo n° 5 :	Echafaudage pour l'accès au pont des Albarines (crédit photo CG du Gard).....	156
Photo n° 6 :	Soutènement pendant les travaux de confortement d'un pont à la Poterne des Peupliers (crédit photo D. Poineau).....	158
Photo n° 7 :	Conséquences sur une voûte d'affouillements pendant une crue (crédit photo DDE 84).....	158
Photo n° 8 :	Etalement de sécurité d'un tablier en dalles de pierre fissuré (crédit photo DDE 65).....	159
Photo n° 9 :	Etalement de fortune à contrefiches rayonnantes de conception peu orthodoxe (crédit photo LRPC)	158
Photo n° 10 :	Affouillement sous la fondation d'une des culées dû à la mise en place d'un barrage (crédit photo LRPC)	160
Photo n° 11 :	L'étalement inadapté mis en place n'a pas empêché l'effondrement de la culée (crédit photo LRPC)	160
Photo n° 12 :	Encombrants de bois au pont de Villeneuve-Loubet (crédit photo CG des Alpes-Maritimes).....	161
Photo n° 13 :	Cintre métallique (crédit photo PERI)	162
Photo n° 14 :	Appuis du cintre du pont Wilson à Tours lors de sa reconstruction partielle (crédit photo D. Poineau).....	165
Photo n° 15 :	Détails du cintre utilisé lors de la reconstruction partielle du pont Wilson à Tours (crédit photo D. Poineau)	168
Photo n° 16 :	Butonnage des piles du pont de Villeneuve-Loubet (crédit photo P. Vion).....	168
Photo n° 17 :	Cintre en tubes et raccords (crédit photo Entrepose)	173
Photo n° 18 :	Cintre de sauvegarde (crédit photo CETE Méditerranée).....	173
Photo n° 19 :	Pont de Mostar construit au 16 ^{ème} siècle et détruit par l'artillerie croate en 1993 (crédit photo Perry Kretz)	174
Photo n° 20 :	Pont de Mostar (crédit photo A. Bouineau)	174

Réparation et renforcement des maçonneries

ANNEXE 4

Dimensionnement des dispositifs d'évacuation des eaux de ruissellement d'un pont-route



UNE ÉDITION DU SYNDICAT NATIONAL DES ENTREPRENEURS
SPÉCIALISTES DE TRAVAUX DE RÉPARATION ET RENFORCEMENT DE STRUCTURES (STRRES) / FÉVRIER 2016

SOMMAIRE

1 INTRODUCTION	183
2 TEXTES DE RÉFÉRENCE	185
3 DÉTERMINATION DES COURBES IDF	187
3.1 CARACTÉRISATION DE LA PLUIE	189
3.2 PÉRIODE DE RETOUR	190
3.3 PARAMÈTRES DES COURBES IDF	191
4 CARACTÉRISTIQUES DE L'IMPLUVIUM	195
4.1 GÉNÉRALITÉS	196
4.2 SURFACE DE L'IMPLUVIUM	197
4.3 CHEMIN HYDRAULIQUE	198
4.4 COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT	200
4.5 PENTE LONGITUDINALE ÉQUIVALENTE DU RÉSEAU	201
5 MÉTHODE D'ANALYSE DE L'ÉCOULEMENT D'UN IMPLUVIUM	205
5.1 DÉBIT MAXIMAL À L'EXUTOIRE	207
5.2 FORMULES DE CALCUL DES TEMPS D'ÉCOULEMENT	208
5.2.1 Rappels d'hydraulique (notions d'écoulement à surface libre permanent uniforme)	208
5.2.2 Rappels d'hydraulique (notions d'écoulements fluvial et torrentiel)	210
5.3 CALCUL DU TEMPS D'ÉCOULEMENT TRANSVERSAL	213
5.4 CALCUL DU TEMPS D'ÉCOULEMENT LONGITUDINAL	214
5.5 VÉRIFICATION DU TEMPS DE CONCENTRATION ET DE L'INTENSITÉ DE L'AVERSE	215

6 CAS DU CANIVEAU FIL D'EAU	217
6.1 CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DE CANIVEAUX	218
6.2 JUSTIFICATION DU CANIVEAU	219
7 CAS D'UN AVALOIR	221
7.1 GÉNÉRALITÉS	222
7.2 CHOIX DE L'AVALOIR	223
7.3 DIMENSIONNEMENT DES GRILLES	224
7.4 CALCUL DU DÉBIT DE SORTIE	225
7.5 CALCUL DE L'ESPACEMENT DES AVALOIRS	228
8 CAS D'UNE GARGOUILLE	231
9 CAS DU COLLECTEUR	235
9.1 GÉNÉRALITÉS	236
9.2 CARACTÉRISTIQUES HYDRAULIQUES D'UN TUYAU COLLECTEUR	237
9.3 CALCUL DU COLLECTEUR	239
10 CAS DES DESCENTES D'EAU SUR TALUS	241
11 EXEMPLE DE CALCUL DES DISPOSITIFS D'EVACUATION DES EAUX D'UN PONT COURANT EN MACONNERIE	243
TABLE DES ILLUSTRATIONS	247

Annexe 4

Dimensionnement
des dispositifs d'évacuation
des eaux de ruissellement
d'un pont-route

1

INTRODUCTION

> **Le réseau d'assainissement sur un pont se compose :**

- d'un **écoulement libre** sur la chaussée et les trottoirs selon les pentes transversales et longitudinales de ces deux parties ;
- d'une collecte des eaux dans un **caniveau** le plus souvent disposé le long d'une bordure de trottoir ou d'une longrine support d'un dispositif de retenue ;
- si nécessaire d'une évacuation des eaux dans un réseau secondaire constitué par un **collecteur** via des avaloirs disposés dans le caniveau ou une **corniche-caniveau** via des **gargouilles** ;
- enfin d'un rejet au niveau des culées des eaux dans un **exutoire**, qui se raccorde au réseau d'assainissement routier (fossés, cunettes, collecteur d'eaux pluviales...) ; c'est pourquoi le **projet d'assainissement d'un ouvrage d'art** ne doit pas s'arrêter au niveau des culées.

La présente annexe a pour but de montrer comment dimensionner les diverses parties du réseau d'assainissement d'un ouvrage en utilisant, si besoin est, les **courbes IDF** (courbes intensité – durée – fréquence) des averses et les formules classiques de l'hydraulique d'un **écoulement à surface libre**, voire **en charge**. En revanche, le dimensionnement des corniches-caniveaux n'y est pas traité. À la fin de la présente annexe figure deux exemples de dimensionnement des dispositifs d'évacuation des eaux d'un pont courant en maçonnerie.

Annexe 4

Dimensionnement
des dispositifs d'évacuation
des eaux de ruissellement
d'un pont-route

2

TEXTES DE RÉFÉRENCE

- Armando Lencastre : hydraulique générale (éditions Eyrolles 1995) ;
- Instruction technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations (circulaire ministérielle du 22 juin 1977) ;
- SETRA et LCPC : Recommandations pour l'assainissement routier (février 1982) ;
- SETRA : Ponts-routes en maçonnerie – Protection contre l'action des eaux – Étanchéité, assainissement, drainage... (Guide technique mai 1992) ;
- Fascicule 70 du CCTG : ouvrages d'assainissement :
 - Titre I : Réseaux (eaux usées et pluviales),
 - Titre II : Ouvrages de recueil, stockage et restitution des eaux pluviale ;
- J. L. Michotey : Dimensionnement des ouvrages d'assainissement (4 juin 2009) ;
- Le Centre d'études sur les Réseaux, les Transports, l'Urbanisme et les constructions publiques (CERTU) propose deux logiciels :
 - le logiciel HYDROUTI 1.1 destiné aux projeteurs chargés de dimensionner un réseau d'assainissement,
 - le logiciel PAPYRUS destinés aux projeteurs chargés de faire le diagnostic d'un réseau d'assainissement existant.

Annexe 4

Dimensionnement
des dispositifs d'évacuation
des eaux de ruissellement
d'un pont-route

3

DÉTERMINATION DES COURBES IDF

- 3.1** Caractérisation de la pluie
- 3.2** Période de retour
- 3.3** Paramètres des courbes IDF

L'analyse statistique des pluies tombées dans un endroit donné pendant de nombreuses années permet de déterminer le couple **intensité et durée** des averses ayant **une fréquence donnée** ou, ce qui est d'un emploi plus commode, **une période de retour donnée** (5 ans, 10 ans, 100 ans).

Les résultats de ces analyses permettent de tracer **des courbes** :
Intensité – Durée – Fréquence dites «IDF».

> Différents modèles mathématiques ont été proposés pour idéaliser les courbes IDF :

- **La formule de Talbot** : $I(t, T) = \frac{\alpha(T)}{\beta(T) + t}$ Cette relation sous-estime les intensités au-delà de 4 heures, leur extrapolation après cette limite est donc déconseillée.
- **La formule de Montana** : $I(t, T) = a(T).t^{b(T)}$ Cette relation a été décomposée en deux relations. L'une valable entre 6 à 60 minutes et l'autre valable entre 15 et 360 minutes car elle ne permet pas de bien représenter les courbes IDF pour toutes les durées entre 6 et 360 minutes.

> Dans ces expressions :

- **$I(T, t)$** : exprimée en (mm/mn) est l'intensité maximale de la pluie tombée durant un intervalle de temps t pour une durée de retour **T** exprimée en années ;
- **$\alpha(T)$ et $\beta(T)$** : coefficients de Talbot fonction du site et de la période de retour T exprimée en années ;
- **$a(T)$ et $b(T)$** : coefficients de Montana toujours positifs et qui sont fonction du site et de la période de retour T ;
- **t** exprimé en minutes : intervalle de temps considéré.

Le choix de la **période de retour** est fonction du niveau de service désiré pour la catégorie de la route construite, sachant que le réseau d'évacuation devient insuffisant pour une période de retour plus grande que celle retenue pour les calculs.

> Le SETRA préconise, dans le document de 1982 «Assainissement des ponts routiers», les périodes de retour suivantes :

- **5 ans** pour les routes secondaires très peu circulées et si les risques de débordement ne mettent pas en cause la pérennité des ouvrages routiers ;
- **10 ans** valeur couramment utilisée pour les routes et autoroutes ;
- **15 ans** pour les autoroutes particulièrement chargées, pour se prémunir contre les risques d'inondation en particulier en zone urbaine ;
- **25 ans** pour vérifier que l'eau débordant des ouvrages d'évacuation lors de cette averse n'atteint pas les voies de circulation. Cela concerne les autoroutes et voies rapides urbaines.

La fréquence d'averse généralement retenue est la **fréquence décennale**. Pour une fréquence autre, il faut majorer l'averse décennale par le coefficient de fréquence « k_{freq} » donné par le tableau ci-après.

Période de retour	1 mois	2 mois	6 mois	1 an	2 ans	5 ans
Coefficient de fréquence	0,10	0,20	0,30	0,50	0,60	0,80
Période de retour	10 ans	15 ans	20 ans	25 ans	50 ans	100 ans
Coefficient de fréquence	1	1,15	1,25	1,30	1,60	2,00

Tableau n° 1 : valeurs du coefficient de fréquence

> Formule donnant la valeur du coefficient de fréquence :

$$k_{\text{freq}} = 0,5 \cdot f_{\text{og}}^2$$

Dans cette expression, «**f**» désigne la période de retour exprimée en années.

Ces coefficients sont fournis par la Météorologie Nationale sur son site internet «**climathèque**», moyennant une rémunération. **Attention**, pour avoir des valeurs significatives, il faut que la durée de la période d'observation soit au moins trois fois supérieure à la valeur de la période de retour choisie, soit 30 ans pour l'averse décennale.

L'annexe 2 du document de 1982 susvisé «**Assainissement routier - Recommandations**» donne, dans un tableau, les valeurs des paramètres de Talbot et Montana pour les différentes régions et villes principales à partir des relevés effectués dans 52 stations et ce, pour une période de 10 ans.

Enfin, il est aussi possible d'utiliser les valeurs, par zones de pluviométrie homogène, proposées dans l'instruction technique de 1977 susvisée (zones nord, centre et sud).



Figure n° 1 : carte des zones de pluviométrie homogènes de l'instruction technique de 1977

> Les coefficients de Montana des averses décennales pour ces trois zones ont pour valeurs :

Région	a(10)	b(10)
1 Nord	354	0,59
2 Centre	402	0,55
3 Sud	366	0,44

Tableau n° 2 : coefficients de Montana

Lorsque «*t*» est exprimée en minutes, la formule de Montana donne l'intensité de l'averse en millimètres/heure.

Comme la formule de Montana n'est significative que pour une durée **d'averse supérieure à 6 minutes**, les courbes ont été **volontairement plafonnées** à la valeur obtenue pour une **durée de 5 minutes** comme dans la norme suisse **NS 640-350** : «Intensité des pluies».

> Les courbes à prendre en compte pour un dimensionnement pourraient être les suivantes :

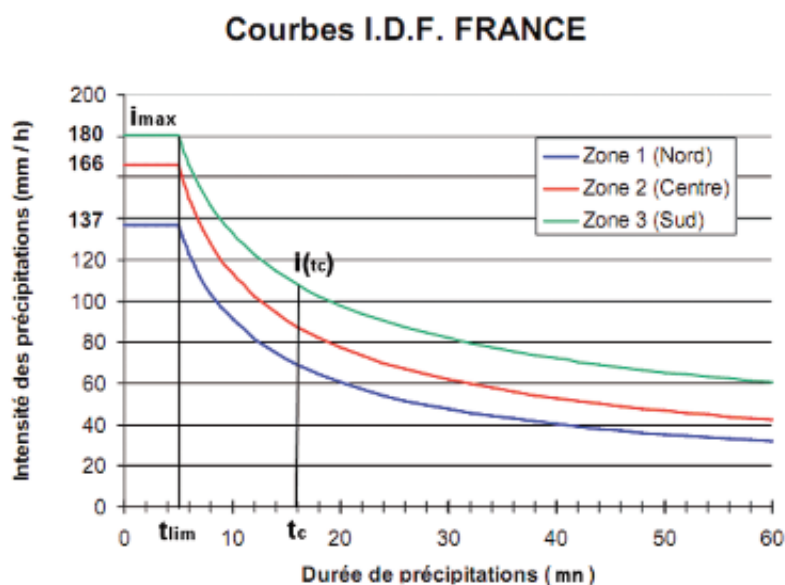


Figure n° 2 : courbes IDF proposées

> Les valeurs maximales sont peu différentes de celles données dans le guide : «Assainissement des ponts-routiers» auquel il faut, normalement, se référer²³ :

- Zone 1 nord : $I_{10} = 100 \text{ mm/h}$ soit $100 \text{ l/m}^2/\text{h}$ ou $0,27778 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{s}$;
- Zone 2 centre : $I_{10} = 150 \text{ mm/h}$ soit $150 \text{ l/m}^2/\text{h}$ ou $0,4167 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{s}$;
- Zone 3 sud : $I_{10} = 200 \text{ mm/h}$ soit $200 \text{ l/m}^2/\text{h}$ ou $0,5556 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{s}$.

Il est vivement conseillé de s'assurer, pour un pont situé dans une zone donnée, pouvant être soumise à un microclimat particulier, que les intensités des pluies retenues correspondent bien aux valeurs issues des statistiques météorologiques locales.

²³ Il est possible de faire faire une étude spécifique pour justifier la courbe IDF et l'intensité maximale de la pluie de référence.

Rappel, il appartient au **maître d'ouvrage** de définir après réflexion :

- les valeurs à prendre en compte pour la période de retour ;
- le modèle mathématique et ses paramètres.

Remarque : pour les ponts de petite, moyenne surface et la plupart de ceux de grande surface, l'intensité de l'averse peut être prise égale à **la valeur maximale soit « $i_{\max}$ »**. C'est donc le cas pour la majorité des ponts en maçonnerie.

Annexe 4

Dimensionnement
des dispositifs d'évacuation
des eaux de ruissellement
d'un pont-route

4

CARACTÉRISTIQUES DE L'IMPLUVIUM

- 4.1 Généralités
- 4.2 Surface de l'impluvium
- 4.3 Chemin hydraulique
- 4.4 Coefficient de ruissellement
- 4.5 Pente longitudinale équivalente du réseau

Les méthodes de dimensionnement d'un réseau d'assainissement font, pratiquement, toutes appel à un découpage du bassin versant en sous-bassins élémentaires dont les valeurs de pentes, de coefficient d'imperméabilisation... sont homogènes.

Pour les ouvrages d'art, il est préférable d'utiliser le terme «**d'impluvium**» qui désignait, chez les romains, le bassin chargé de récupérer les eaux de pluie et qui est, ici, la surface de récolte des eaux de pluie et de ruissellement alimentant un point donné.

La surface du tablier d'un pont se décompose en plusieurs impluviums dont les contours sont déterminés par les bords extérieurs du tablier et les lignes de séparation des eaux qui sont déterminées par l'analyse combinée des profils en long et en travers.

> Chaque impluvium tel que ABCD est caractérisé par :

- sa surface ;
- son plus long chemin hydraulique pour aller du point le plus haut au point le plus bas ;
- son coefficient de ruissellement ;
- sa pente équivalente.

> La figure ci-après montre comment déterminer les impluviums et leur surface ainsi que le plus grand chemin hydraulique.

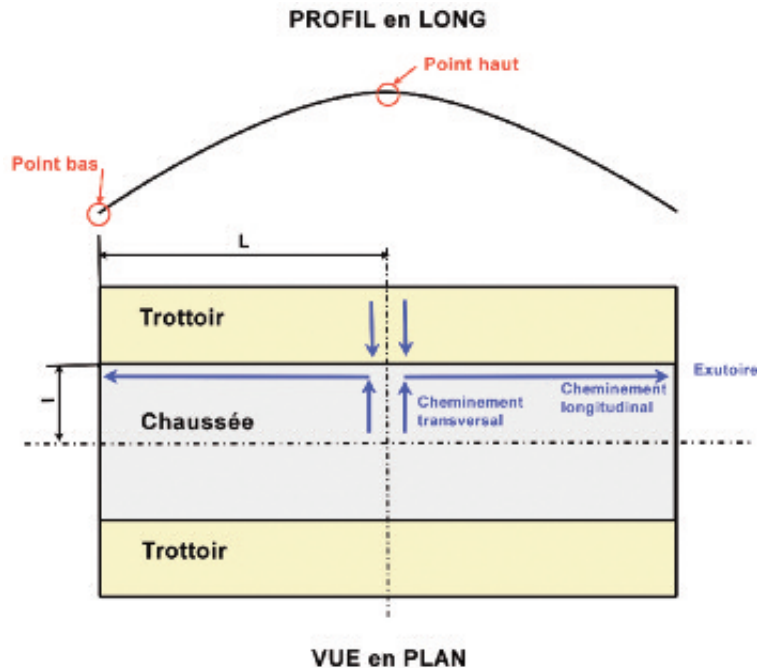


Figure n° 3 : exemple d'impluviums

Les profils en travers et en long des ponts en maçonnerie sont généralement simples, ce qui n'est pas toujours le cas des grands ponts actuels.

Pour déterminer le **plus long chemin hydraulique**, le plus simple est de considérer en premier le **cheminement transversal** des eaux, puis leur **cheminement longitudinal**, sans chercher à marier les deux avec l'introduction de la L.P.G.P et autres complications.

> **Cependant, il faut bien analyser les surfaces concernées et le cheminement des eaux :**

- s'il existe en bordure du tablier un écran acoustique, anti-projections, ou anti-vent, plus ou moins inclinés, la largeur de l'impluvium doit intégrer la surlargeur qui en résulte si l'écran est incliné vers l'extérieur ;
- s'il existe une corniche-caniveau en bordure de l'ouvrage, il faut, lors de l'étude de cet élément, y intégrer sa largeur car elle reçoit la pluie ;
- s'il existe des caniveaux ou des collecteurs, la largeur de l'impluvium est la largeur entre points hauts du tablier sans surface complémentaire ;
- si le point haut de l'impluvium est au delà de l'ouvrage, il faut prendre en compte une surface complémentaire, sauf si des dispositions sont prises pour évacuer l'eau qui y tombe avant son arrivée sur le tablier...

Soit un bassin versant de caractéristiques homogènes, une goutte d'eau qui tombe au point le plus éloigné de l'exutoire va mettre un certain temps « t_1 » pour rejoindre le réseau d'évacuation, puis un temps « t_2 » pour arriver à l'exutoire.

Pour une pluie d'intensité « i » et d'une certaine durée « tp », le bassin de surface totale « A » et ayant un coefficient de ruissellement « c » reçoit un débit « Q » tel que :

$$Q = c.i.A \quad (1)$$

Dans l'expression du débit, « c » et « A » étant connues, la variable est l'intensité « i » de l'averse. Plus « i » sera grande, plus le débit à recueillir « Q » sera important.

Le graphique ci-après montre l'évolution du débit au niveau de l'exutoire en fonction du temps et dans le cas où la durée de la pluie est supérieure à $t_1 + t_2$. L'extrémité droite de la courbe en bleu correspond à l'égouttement, c'est-à-dire à l'eau qui arrive à l'exutoire après l'arrêt de la pluie.

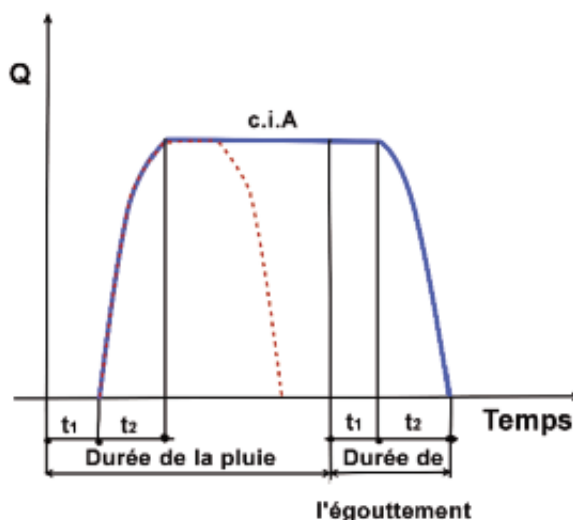


Figure n° 4 : évolution du débit à l'exutoire

Si $t > t_{lim}$ (c'est-à-dire, au-delà du plafonnement de la courbe IDF), la courbe montre que l'intensité de la pluie diminue donc le débit aussi. Pour obtenir le débit maximal, il faut considérer une durée de pluie la plus courte possible (voir la courbe en rouge) sans pouvoir descendre en dessous de : $t_c = t_1 + t_2$.

Donc, la pluie théoriquement la plus pénalisante pour le dimensionnement du réseau d'un bassin versant est celle dont la durée est égale à son temps de concentration « t_c ». En effet, si la durée de la pluie est plus longue, son intensité moyenne diminue, ce qui entraîne une réduction du volume des eaux arrivant à l'exutoire ; à l'opposé, si la durée de la pluie est plus courte, la totalité de la surface du bassin versant ne contribue pas en même temps au débit à l'exutoire.

Le temps de concentration correspond à la somme du temps d'écoulement superficiel et du temps d'écoulement dans les réseaux.

> **Pour un pont :**

- **l'écoulement superficiel** correspond à l'écoulement sur la chaussée ou le trottoir dû à leur pente transversale respective, ce qui rassemble les eaux de ruissellement vers un caniveau ;
- l'écoulement longitudinal correspond aux écoulements :
 - dans le **réseau primaire** constitué par le caniveau,
 - puis, s'il est nécessaire, dans le **réseau secondaire** (tuyau collecteur, corniche-caniveau...) qui conduit les eaux vers l'extrémité du pont et d'autres réseaux (fossés, cunettes sur remblais, collecteur d'assainissement...).

Le temps de concentration « t_c » est celui que met l'eau pour s'écouler jusqu'à l'exutoire par le plus long chemin hydraulique, c'est-à-dire en parcourant successivement le profil en travers puis le profil en long jusqu'au point considéré.

Sauf cas particulier, l'éventuelle variation de largeur étant petite par rapport au cheminement longitudinal, c'est le profil de crête au point haut de l'impluvium qui est le profil de référence du parcours transversal.

Le coefficient de ruissellement «c» (sans dimension) correspond au rapport entre le volume d'eau recueilli à l'exutoire et celui tombé lors de l'averse. Il est souvent assimilé **au coefficient d'imperméabilité**, qui est le rapport entre la superficie imperméabilisée à la superficie totale d'un bassin versant.

Sur un pont, malgré une imperméabilisation totale du tablier, on limite **le coefficient «c» à 0,95** pour tenir compte des pertes dues aux rétentions d'eau (principalement dans la couche de roulement), à l'évaporation...

Un écoulement à surface libre est permanent et uniforme si la géométrie, la pente, la nature des parois et le tirant d'eau peuvent être considérés comme constants. Dans ce cas, il est possible d'utiliser pour le calcul du débit ou de la vitesse de l'écoulement, soit la formule de **Chézy**, soit celle de **Manning-Strickler**, lesquelles prennent comme paramètre la pente «**p**» du réseau.

ATTENTION : la pente $i = \frac{-dz}{dx} = \sin \alpha$, mais l'angle d'inclinaison est, le plus souvent, suffisamment faible pour confondre le sinus et la tangente.

Dans le sens transversal, la pente est constante et unique, sauf si le tracé en plan est tourmenté avec courbes et contre-courbes.

Dans le sens longitudinal, le profil en long est constitué de segments de droites et de courbes. Il faut donc calculer **une pente équivalente du réseau** constitué ainsi de plusieurs tronçons entre le point haut et le point considéré.

La pente équivalente «p» d'un ensemble de tronçons est celle dont le temps d'écoulement «t» d'un débit constant (même hauteur d'eau «e» sur chaque tronçon) est égal à la somme des temps d'écoulement «Σ t_e» des différents tronçons.

> 1. pour un segment de longueur «**L_i**» à pente unique et constante :

$$p_i (m/m) = \frac{\Delta Z_i}{L_i} p \quad (\alpha)$$

ΔZ_i est la différence d'altitude entre les deux extrémités du segment.

>2. si la pente équivalente «**p_i**» de plusieurs tronçons de longueur «**L_i**» à la suite l'un de l'autre a été calculée, il faut ensuite déterminer la pente équivalente de cet ensemble de longueur totale «**L = Σ L_i**» comme suit (utilisation de la formule de «l'instruction technique de 1977» susvisée)

$$p(m/m) = \left[\frac{L}{\sum_{i=1}^n \frac{L_i}{\sqrt{p_i}}} \right]^2 \quad (\beta)$$

Démonstration :

Le temps d'écoulement «**t_i**» relatif à un tronçon rectiligne de longueur «**L_i**» et de pente «**p_i**», avec une hauteur d'eau «**e**» constante, est donné par la formule (b) de l'article O ci-dessous.

$$t_i = \frac{L_i}{K \cdot e^{2/3} \cdot p_i^{1/2}}$$

Le temps d'écoulement «t» de l'ensemble des «n» tronçons «i», soit sur une longueur totale «L» de pente équivalente «p», est donné par la même formule et il faut écrire qu'il est égal à la somme des temps d'écoulement «t_i», soit :

$$t = \frac{L}{K \cdot e^{2/3} \cdot p^{1/2}} = \frac{1}{K \cdot e^{2/3}} \cdot \sum_{i=1}^{i=n} \frac{L_i}{p_i^{1/2}} \quad \text{soit} \quad \frac{L}{\sqrt{p}} = \sum \frac{L_i}{\sqrt{p_i}}$$

D'où en éliminant les termes constants $K \cdot e^{2/3}$, on obtient la formule «β» ci-dessus donnant la pente équivalente «p»

3. pour un segment compris entre les abscisses x_1 et x_2 correspondant à un profil en long circulaire de rayon R de valeur importante et qui peut donc être remplacé par un profil en long parabolique d'équation : $z(x) = \frac{x^2}{2R}$ (dans cette formule, «x» est la distance, en valeur absolue, entre l'axe de la parabole et un point considéré sur celle-ci).

Démonstration :

La formule ci-après est obtenue par intégration en appliquant la formule «β» à un tronçon unitaire de longueur «ds» entre les abscisses «x» et «x + dx». La pente «p_i» de ce tronçon est égale à dz/dx, soit x/R et il est possible de remplacer «ds» par «d_x».

La pente équivalente vaut :

$$p(m/m) = \frac{(x_2 - x_1)^2}{\left[\int_{x_1}^{x_2} \left(\frac{R}{x} \right)^{\frac{1}{2}} dx \right]^2} = \frac{(x_2 - x_1)^2}{4R(x_2 - 2\sqrt{x_2 x_1} + x_1)} \quad [\gamma]$$

> Le calcul de l'écoulement sur le profil en long d'un impluvium (voir la figure ci-après) fait intervenir les pentes équivalentes comme suit :

- calcul de l'écoulement entre le point haut A et un point quelconque comme B du tronçon circulaire ou parabolique ABC : la pente équivalent du tronçon AB est donnée par la formule (γ) susvisée ;
- calcul de l'écoulement entre le point haut A et un point quelconque comme D du tronçon rectiligne CDE : la pente équivalent du tronçon circulaire complet ABC est donnée par la formule (γ), celle du tronçon rectiligne CD par la formule (α) et, enfin, celle combinée des 2 tronçons entre le point A et le point D est donnée par la formule (β) à partir des pentes équivalentes des deux tronçons.

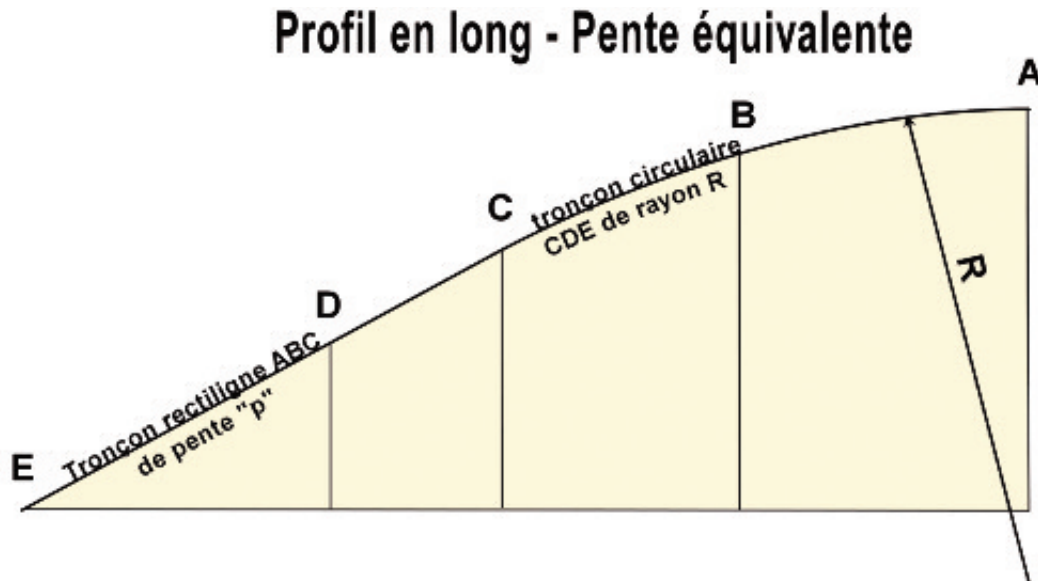


Figure n° 5 : profil en long d'un impluvium

ATTENTION, à chaque point du profil en long est associée une **pente équivalente différente**. De plus, il ne faut pas confondre la **pente équivalente** entre deux points avec la **pente moyenne** entre ces deux mêmes points.

Annexe 4

Dimensionnement
des dispositifs d'évacuation
des eaux de ruissellement
d'un pont-route

5

MÉTHODE D'ANALYSE DE L'ÉCOULEMENT D'UN IMPLUVIUM

- 5.1** Débit maximal à l'exutoire
- 5.2** Formules de calcul des temps d'écoulement
- 5.3** Calcul du temps d'écoulement transversal
- 5.4** Calcul du temps d'écoulement longitudinal
- 5.5** Vérification du temps de concentration et de l'intensité de l'averse

La méthode est basée sur une estimation du **temps de concentration « t_c »** qui est le temps nécessaire à l'eau pour atteindre l'exutoire depuis le point hydrauliquement le plus éloigné de celui-ci en parcourant ainsi la totalité des différentes parties du réseau transversalement et longitudinalement.

> **Le temps de concentration vaut :** $t_c = t_t + t_l$

t_t est le temps de concentration transversal du point le plus haut de la chaussée jusqu'au réseau primaire (le caniveau),

t_l est le temps de concentration longitudinal dans le réseau primaire puis, éventuellement, secondaire.

> Parmi les méthodes de calcul, la méthode dite «rationnelle»²⁴ a été retenue :

$$Q_r = c.i.A$$

- Q_r (l/mn) est le débit maximal à l'exutoire
- c (sans dimension) est le coefficient de ruissellement
- i (mm/mn) l'intensité de l'averse retenue comme hypothèse de calcul
- A (m²) la surface de l'impluvium

Rappel : la principale difficulté est de choisir l'intensité de l'averse « i » pour obtenir le débit maximal. Pour se faire, il faut prendre l'intensité correspondant à « tc » sur la courbe IDF liée à la période de retour choisie (il faut procéder par itérations, sauf si $t_c < t_{lim}$ (5 mn) car, dans ce cas, l'intensité de l'averse reste constante (c'est souvent le cas de la plupart des ponts sauf ceux de très grande surface).

²⁴ Se reporter aux pages 90 à 92 du guide de 1989 qui explicite les méthodes dites **du temps d'équilibre et rationnelle**.

5.2.1 RAPPELS D'HYDRAULIQUE (notions d'écoulement à surface libre permanent uniforme)

L'écoulement à surface libre dans un chenal est supposé permanent uniforme, si le débit « Q » est constant et indépendant du temps « t », s'il en est de même du tirant d'eau « y » tout le long du tronçon considéré et si, de plus, les caractéristiques géométriques du chenal... sont constantes (surface mouillée « S » pente « i », rugosité des parois).

> La pente du fond du lit est constante et vaut : $i = \frac{-dz}{dx} \sin \alpha$

Pour aboutir aux formules de calcul du débit et de la vitesse d'écoulement, on fait appel à la notion de **charge hydraulique** en un point du liquide en mouvement, puis à la notion de charge moyenne dans une section et enfin à la notion de **charge hydraulique spécifique** par rapport au fond du chenal.

$$H = y \cos \alpha + \frac{V^2}{2g} \text{ et comme } V = \frac{Q}{S}, \text{ il vient : } H = y \cos \alpha + \frac{Q^2}{2gS^2} \quad (2)$$

Dans le cas où la **pente est faible**, des simplifications sont possibles ($\cos \alpha \approx 1$, $\sin \alpha \approx \tan \alpha$, remplacement du tirant d'eau réel par la hauteur d'eau mesurée suivant la verticale...). Par exemple, l'erreur commise en assimilant la tangente au sinus est d'environ 1% pour une pente de 15% soit un angle de 9°.

$$H = y + \frac{V^2}{2g} \text{ et comme } V = \frac{Q}{S}, \text{ il vient : } H = y + \frac{Q^2}{2gS^2} \quad (3)$$

Le **théorème de Bernoulli généralisé** donne une perte de charge $H_a - H_b$ entre deux sections S_A et S_B ; donc, dans un écoulement permanent uniforme, la perte de charge par unité de longueur est égale à la pente de la ligne de charge et aussi à la pente du fond du lit (les trois lignes sont parallèles).

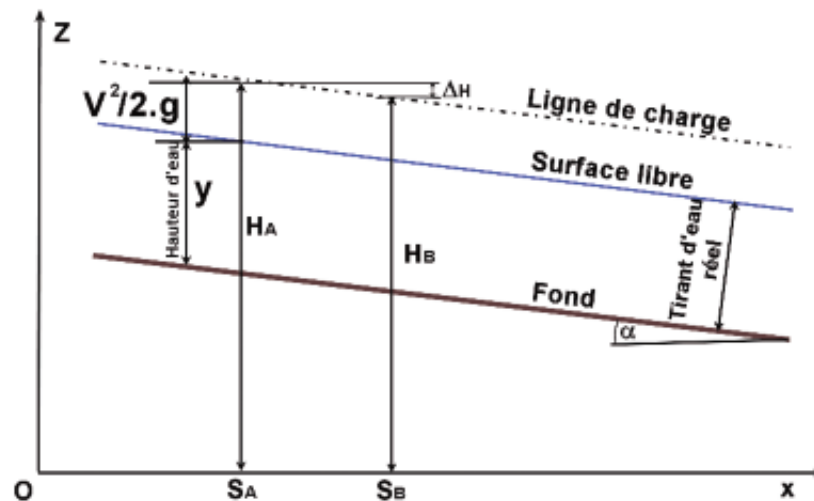


Figure n° 6 : écoulement permanent uniforme à surface libre

En écrivant que les forces appliquées au liquide entre deux sections sont en équilibre (poids propre du liquide et forces de frottement sur les parois, on obtient la **formule de Chézy** qui donne la vitesse d'écoulement :

$$v = \frac{Q}{S} = C \cdot \sqrt{R_h \cdot p} \quad (4)$$

Ou celle de **Manning-Strickler** :

$$v = \frac{Q}{S} = K \cdot R_h^{2/3} \cdot p^{1/2} \text{ soit } Q = K \cdot R_h^{2/3} \cdot S \cdot p^{1/2} \quad (5)$$

> «**C**» est le **coefficient de Chézy** :

$$C = K \cdot R_h^{1/8} \quad K \text{ étant le coefficient de Manning - Strickler}$$

$$C = \frac{87 \cdot \sqrt{R_h}}{1 + R_h} \quad \gamma \text{ étant le coefficient de Bazin}$$

■ **K** est le **coefficient de Manning-Strickler** appelé aussi **coefficient de rugosité** ; c'est une caractéristique des différentes parties du réseau du réseau.

■ **R_h** (m) est le **périmètre mouillé** : $R_h = \frac{S}{P}$

■ **S** (m²) désigne la **section mouillée** et **P** (m) le **périmètre mouillé**

■ **p** (m/m) est la **pente équivalente** de la partie du réseau étudiée

> **Les temps d'écoulement dans le sens transversal, ou longitudinal peuvent être calculés en utilisant ces différentes équations des écoulements à surface libre :**

$$t = \frac{L}{v}$$

Avec «**L**» la longueur du tronçon (chaussée, caniveau, collecteur...) et «**v**» la vitesse d'écoulement.

ATTENTION : l'homogénéité des formules impose, par exemple, d'utiliser le **système M Kp S** (les longueurs en m, les surfaces en m², les volumes en m³ et le temps en secondes...).

Nota : si la géométrie, la pente et la rugosité ne sont pas constantes (élargissement, rétrécissement, changement de pente...), l'écoulement est **varié**, soit **rapidement varié** en présence d'une chute d'eau..., soit **graduellement varié** si les variations sont lentes (cf. un manuel d'hydraulique).

5.2.2

RAPPELS D'HYDRAULIQUE (notions d'écoulements fluvial et torrentiel)

> La charge H [voir, ci-devant la formule (3)] :

$$H = y + \frac{V^2}{2g} = y + \frac{Q^2}{2gS^3}$$

> La courbe (C1) donnant la charge « H » en fonction du tirant d'eau « y » pour un débit « Q » donné et la courbe (C2) donnant le débit « Q » en fonction de la hauteur d'eau « y » pour une charge « H » donnée sont représentées ci-après :

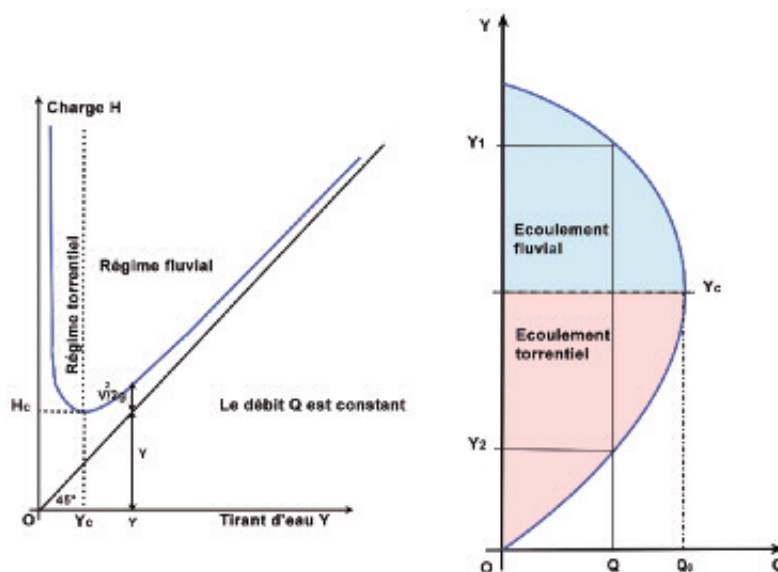


Figure n° 7 : courbe (C1) charge/tirant d'eau et courbe (C2) tirant d'eau/débit

Sur la première courbe (C1), le tirant d'eau passe par un minimum « y_c » ; c'est le **tirant d'eau critique**, auquel correspond une charge également minimale H_c . La partie gauche de la courbe (fortes vitesses et faible tirant d'eau) correspond au **régime torrentiel** et la partie droite (faibles vitesses et fort tirant d'eau) correspond au **régime fluvial**.

Sur la seconde courbe (C2), le débit Q_c dit **critique** est maximal lorsque le tirant d'eau est égal au tirant d'eau critique. On retrouve les deux types d'écoulements fluvial et torrentiel.

En dérivant l'équation de la charge (1) il vient :

$$\frac{dH}{dy} = 1 - \frac{Q^2}{g \cdot S^3} \cdot \frac{dS}{dy} = 0 \quad (6)$$

> Avec $d_s = b.dy$ si «b» est la largeur de la nappe

$$\frac{Q}{\sqrt{g}} = S \sqrt{\frac{S}{b}} \quad (7)$$

Finalement :

Dans cette formule il est possible de remplacer « S/b » par « y_{mc} », le tirant d'eau moyen de la section, si la section est de forme quelconque ou par « y_c » si elle est rectangulaire. Il est à noter que le calcul de « y_{mc} » ou « y_c » ne fait pas intervenir la pente du fond du chenal «p».

> Par exemple, dans un caniveau de section rectangulaire, en remplaçant S et V par leurs valeurs ($S = b.y_c$ et $V = Q/S$), il vient :

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} = \frac{V^2}{g} \text{ et } H_c = \frac{3.y_c}{2} \quad (8)$$

> Pour savoir si un écoulement permanent est fluvial ou torrentiel, il faut introduire le nombre de Froude «F» (coefficient sans dimension) en posant :

$$F = \sqrt{\frac{Q^2.b}{bS^3}} = \frac{V}{\sqrt{g.y_m}} \text{ avec } y_m = S/b \quad (9)$$

Ici, y_m est le tirant d'eau moyen dans la section considérée S/b .

$$\frac{dH_c}{dy} = 1 - F^2 = 0$$

La relation (6) s'écrit :

Si $F < 1$ ($y > y_c$) : le régime est fluvial
Si $F > 1$ ($y < y_c$) : le régime est torrentiel.

La figure ci-après montre un **changement de pente** où la seconde pente impose un écoulement torrentiel. D'après la seconde courbe (C2) débit/tirant d'eau ci-devant, le débit «Q» est le même dans la partie écoulement fluvial que dans celle d'écoulement torrentiel mais les tirants d'eau « y_1 et y_2 » comme les vitesses sont bien entendu différents.

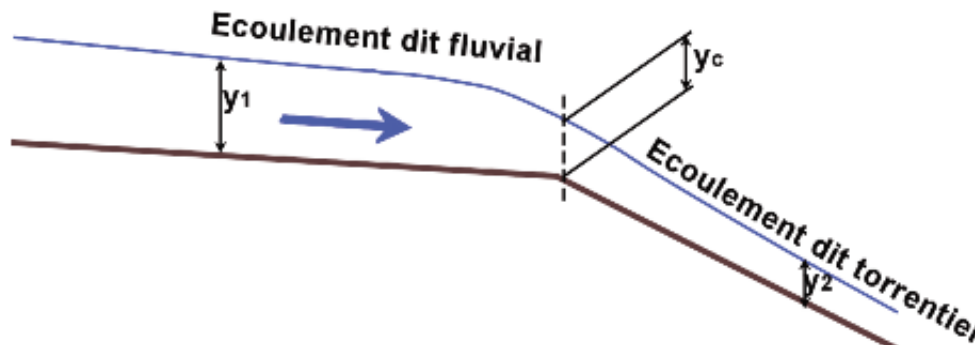


Figure n° 8 : Effet d'un changement de pente

ATTENTION : dans un chenal soumis à un écoulement permanent uniforme de charge **H** et dans le cas où la pente du fond augmente, **le débit maximal** de l'ouvrage ne peut dépasser le **débit critique Q_c** donc, dès que la pente devient supérieure à une valeur dite critique « **p_c** », le débit n'est plus fonction de la pente.

Cette **pente critique** est donnée en utilisant les relations de Chézy formule (4) ou de Manning-Strickler formule (5) ainsi que la formule (7) transformée :

$$Q_c = S_c C \sqrt{R_{hc} p_c} \text{ et } Q_c = K S_c R_{hc}^{2/3} p^{1/2}$$

$$Q_c = S_c g^{1/2} \left(\frac{S_c}{b} \right)^{1/2}$$

Dans ces expressions : « **S_c** » est la section critique et « **R_{hc}** » le rayon hydraulique critique qui sont des fonctions du tirant d'eau critique « **y_{mc}** » (cas d'une section de forme quelconque) ou « **y_c** » (cas d'une section rectangulaire). Le débit critique « **Q_c** » est égal au débit « **Q** » qui transite à l'amont (constante qui s'élimine).

$$P_c = \frac{g \cdot y_{mc}}{C^2 \cdot R_{hc}} = \frac{g \cdot y_{mc}}{K^2 \cdot R_{hc}^{3/4}} \quad (10)$$

En combinant ces trois expressions, il vient :

> Dans le cas d'une section rectangulaire où « **y_c** » est négligeable devant « **b** » (cas d'une section de très grande largeur), le rayon hydraulique critique vaut :

$$R_{hc} = \frac{S_c}{P_c} = \frac{b y_c}{\left(\frac{2 y_c}{b} \right)} y_c$$

$$P_c = \frac{g}{K^2 y_c^{1/3}} \quad (11)$$

D'où : la valeur de la pente critique

Exemples : de tels cas se rencontrent quand un caniveau se déverse, soit dans une gargouille (se reporter au paragraphe 8 ci-dessous), soit dans une descente d'eau implantée sur un talus de déblai ou de remblai (se reporter au paragraphe 10 ci-dessous)...

L'impluvium est constitué par une bande de chaussée de largeur unité (1,00 m), de longueur «*l*» (normalement la demi-largeur de la chaussée), et de pente «*p_t*» avec un coefficient de ruissellement «*c*» et un coefficient de Manning-Strickler «*K*». Cette surface est soumise à une pluie d'intensité constante «*i*».

> **Débit d'eau à évacuer dans le caniveau longitudinal :** $Q = c.i.l.A = c.i.l.1,00$

■ Soit «*e*» la hauteur d'eau au point bas de la zone :

- la section mouillée est égale à : $S = e.1,00$
- le périmètre mouillé est égal à : $P = 1,00$
- et le rayon hydraulique vaut : $R_h = \frac{S}{P} = e$

> **Le temps de concentration transversal «*t_t*» peut s'exprimer par les deux relations suivantes :**

$$t_t = \frac{l}{v} = \frac{l.S}{Q} = \frac{l.e.1,00}{c.i.l.1,00} = \frac{e}{c.i} \text{ d'où : } e = c.i.t_t$$

$$t_t = \frac{l}{v} = \frac{l.S}{Q} = \frac{l.S}{K.R_h^{2/3}.S.p_t^{1/2}} \quad [1] \text{ avec l'aide de la formule de Manning-Strickler}$$

En remplaçant dans l'expression (a) R_h et e :

$$t_t = \frac{l.S}{K.e^{2/3}.S.p_t^{1/2}} = \frac{l}{K.(c.i.t_t)^{2/3}.p_t^{1/2}} \quad (b)$$

«*t_t*» est obtenu à partir de cette nouvelle expression (b) :

$$t_t = K^{-3/5}.c^{2/5}.l^{3/5}.i^{2/5}.p_t^{3/10}$$

> **Avec :**

***t_t* (mn)** le temps d'écoulement transversal

K = 70 revêtement en béton bitumineux

c = 0,95 coefficient de ruissellement

l (m) la longueur drainée (largeur transversale de la zone considérée, soit généralement la demi-largeur de la chaussée)

i (mm/mn) intensité de l'averse

pt (m/m) pente transversale de la chaussée.

Nota : en hydraulique urbaine des méthodes empiriques sont parfois utilisées comme la formule de Terstriep (1969) : $t_t = 1,92.l^{0,32}.i^{-0,64}.p^{-0,45}$ (**attention, ici l'intensité «*i*» est exprimée en mm/h**).

Pour étudier l'écoulement longitudinal entre le profil (point haut) et le point du réseau considéré, il faut rechercher **l'état d'équilibre** entre le **débit d'apport** (amont) et le **débit évacué** (aval).

> Le présent paragraphe explicite les principes de calcul et les paragraphes suivants détaillent les calculs pour un caniveau, un avaloir avec grille, un tuyau collecteur...

1. Paramètres d'entrée : (amont)

- **A** la surface de l'impluvium c'est-à-dire sa projection horizontale
- **Q_{rc}** les éventuels apports complémentaires (ne pas oublier les eaux qui se déversent sur les trottoirs...)
- **A_c** les surfaces complémentaires (élargissement local...)
- **L** la longueur de la partie du réseau située entre le profil de crête et le point considéré
- **p** la pente équivalente de la partie du réseau considérée
- **K** le coefficient de rugosité «**K**» (K = 80 pour un caniveau en asphalte porphyré et 75 pour un caniveau en enrobés)

2. Débit d'apport (ou de ruissellement) :

Le débit maximal de ruissellement «**Q_r**», sous une pluie d'intensité «**i**», d'un impluvium de surface «**A**» et de coefficient de ruissellement «**c**» est égal à :

$$Q_r = c.i.(A + A_c) + Q_{rc}$$

- «**A_c**» représente les surfaces complémentaires de l'impluvium comme un élargissement localisé ;
- «**Q_c**» les apports d'eau extérieurs à l'impluvium comme les eaux en provenance de la chaussée.

3. Remplissage du réseau concerné :

■ Cas d'un caniveau fil d'eau du réseau primaire :

Il faut calculer en fonction du débit la hauteur d'eau du caniveau et la largeur de la nappe d'eau laquelle doit être compatible avec **les limites maximales** visées par le document du **SETRA de 1989** : Recommandations pour l'assainissement routier.



Photo n°1 : pont en maçonnerie où l'évacuation des eaux ne pose pas de difficultés (crédit photo D. Poineau)

Le document du SETRA susvisé recommande pour la largeur maximale de la nappe d'eau les valeurs suivantes :

- $b_{adm} = 1,50 \text{ m}$ pour les ponts à chaussées encadrées par des bandes d'arrêt d'urgence ;
- $b_{adm} = 1,00 \text{ m}$ pour les ponts sans BAU.

Si la largeur de la nappe d'eau dépasse les **valeurs limites**, il faut mettre en place, soit des **avaloirs**, soit des gargouilles et, si nécessaire, des collecteurs pour évacuer les eaux récupérées par les avaloirs ou les gargouilles.

■ Cas des collecteurs (avaloir, canalisation) du réseau secondaire :

Il faut calculer le **débit capable** de transiter par le réseau en procédant par approximations successives. On se fixe une hauteur d'eau «**e**» ce qui permet de calculer la surface mouillée «**S**» et le périmètre mouillé «**P**». On en déduit le rayon hydraulique «**R_h**» ($R_h = \frac{S}{P}$) ce qui permet ensuite de calculer le débit capable associé «**Q_c**» : $Q_c = K.R_h^{2/3}.S.p^{1/2}$

Il faut obtenir, par approximations successives en faisant varier «**e**», l'égalité entre le débit d'apport et le débit capable soit : **Q_c = Q_r** (débit maximal d'apport)

4. Durée et vitesse de l'écoulement longitudinal :

> Une fois obtenue l'égalité entre le débit d'apport et le débit capable, il est possible de calculer la durée et la vitesse de l'écoulement :

- Durée d'écoulement :
$$t_t = \frac{L}{v} = \frac{L.S}{Q_r}$$

- Vitesse d'écoulement :
$$v = \frac{Q_r}{S} = K.R_h^{2/3}.p^{1/2}$$

5.5

Vérification du temps de concentration et de l'intensité de l'averse

> Le temps de concentration total est égal à :

$$t_c = t_t + t_l$$

Il faut ensuite contrôler sur la **courbe IDF** prise en compte que l'intensité de l'averse « i_{tc} », qui correspond au temps de concentration « t_c » calculé, est égale à l'intensité de l'averse « i » prise comme hypothèse de calcul (se reporter au paragraphe 5.1 ci-dessus).

$$i_{tc} = i$$

Courbe I.D.F.

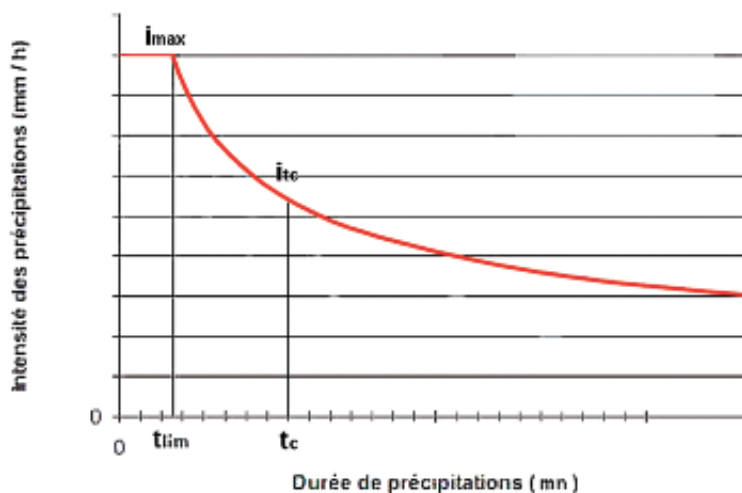


Figure n° 9 : vérification de l'intensité de l'averse sur la courbe IDF

Nota : si $t_c \leq t_{lim}$ (5 mn), c'est le cas de la plupart des ponts, $i_{tc} = i = i_{max}$ = constante et la vérification est terminée.

Annexe 4

Dimensionnement
des dispositifs d'évacuation
des eaux de ruissellement
d'un pont-route

6

CAS DU CANIVEAU FIL D'EAU

6.1

Caractéristiques géométriques de caniveaux

6.2

Justification du caniveau

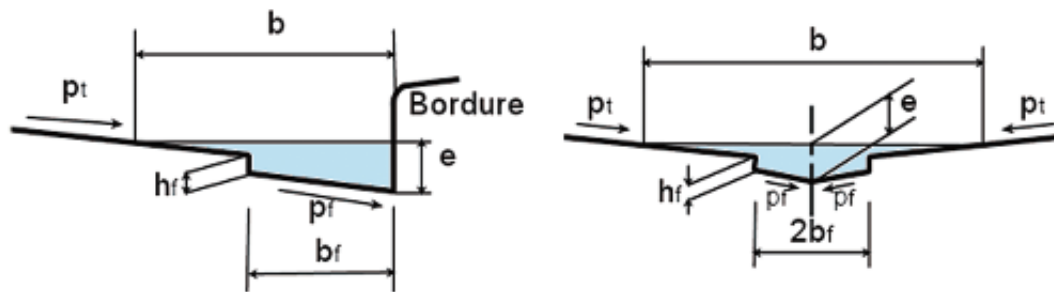


Figure n° 10 : caniveaux double et simple

> Caractéristiques :

- type de caniveau : simple ou double ;
- largeur du caniveau « b_f » pour un caniveau simple et « $2b_f$ » pour un double (cela permet de simplifier les formules) ;
- profondeur du caniveau « h_f » ;
- pente transversale du caniveau « p_f » ;
- pente transversale de la chaussée « p_t » ;
- largeur de la nappe d'eau « b » ;
- hauteur de la nappe d'eau « e » ;
- coefficient de **Manning-Strickler** : « K » (normalement $K=80$ pour un caniveau en asphalte ou en éléments préfabriqués en béton).

> Les formules du tableau ci-après donnent la section mouillée « S » et le périmètre mouillé « P », ce qui permet ensuite d'en déduire le rayon hydraulique « $R_h = S/P$ ».

Caniveau simple			
e	$e \leq p_f \cdot b_f$	$p_f \cdot b_f < e \leq p_f \cdot b_f + h_f$	$p_f \cdot b_f + h_f < e$
b	$b = \frac{e}{p_f}$	$b = b_f$	$b = b_f + \frac{e - h_f - b_f \cdot p_f}{p_t}$
S	$S = \frac{1}{2} \frac{e^2}{p_f}$	$S = e \cdot b_f - \frac{1}{2} b_f^2 \cdot p_f$	$S = b_f \cdot \left[e - \frac{b_f \cdot p_f}{2} \right] + \frac{(e - h_f - b_f \cdot p_f)^2}{p_t}$
P	$P = e \cdot \left[1 + \sqrt{1 + \frac{1}{p_f^2}} \right]$	$P = 2 \cdot e - b_f \cdot p_f + b_f \cdot \sqrt{1 + p_f^2}$	$P = e + b_f \cdot \sqrt{1 + p_f^2} + h_f + (e - h_f - b_f \cdot p_f) \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{p_t^2}}$
Caniveau double			
e	$e \leq p_f \cdot b_f$	$p_f \cdot b_f < e \leq p_f \cdot b_f + h_f$	$p_f \cdot b_f + h_f < e$
b	$b = \frac{2e}{p_f}$	$b = 2b_f$	$b = 2 \left(b_f + \frac{e - h_f - b_f \cdot p_f}{p_t} \right)$
S	$S = \frac{e^2}{p_f}$	$S = 2e \cdot b_f - b_f^2 \cdot p_f$	$S = 2b_f \cdot \left[e - \frac{b_f \cdot p_f}{2} \right] + \frac{(e - h_f - b_f \cdot p_f)^2}{p_t}$
P	$P = 2e \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{p_f^2}}$	$P = 2 \cdot e - 2b_f \cdot p_f + 2b_f \cdot \sqrt{1 + p_f^2}$	$P = 2b_f \cdot \sqrt{1 + p_f^2} + 2h_f + 2(e - h_f - b_f \cdot p_f) \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{p_t^2}}$

Tableau n° 3 : valeurs des paramètres

Il faut calculer, pour **chaque point caractéristique du caniveau**, par **une méthode itérative**, le temps de concentration. On en déduit le débit maximal à évacuer, la hauteur d'eau et la largeur de la nappe qui doit rester inférieure à la valeur limite « b_{adm} » (se reporter au paragraphe 5.4 ci-dessus).

> Lorsque la valeur limite « b_{adm} » est dépassée :

- il faut modifier les dimensions du caniveau ;
- ou mettre en œuvre un collecteur sous forme d'un tuyau alimenté par un avaloir (généralement avec une grille),

> Les formules ci-devant peuvent permettent de tracer les courbes suivantes :

- débit du caniveau en fonction de la hauteur d'eau ;
- largeur du fil d'eau en fonction de la longueur drainée...

> Les points caractéristiques du caniveau (à l'initiative du projeteur) sont :

- l'about du tablier où les eaux recueillies doivent être évacuées vers un réseau d'assainissement, vers un fossé... ;
- les points d'implantation des avaloirs ou des gargouilles ;
- les points où la nappe d'eau atteint sa largeur limite.

Recommandation : pour tenir compte qu'un avaloir ou qu'une gargouille peuvent être partiellement obstrués par des détritux, par précaution, il faut les implanter légèrement en amont du point où la nappe d'eau atteint sa largeur limite (b_{adm}).

Annexe 4

Dimensionnement
des dispositifs d'évacuation
des eaux de ruissellement
d'un pont-route

7

CAS D'UN AVALOIR

- 7.1** Généralités
- 7.2** Choix de l'avaloir
- 7.3** Dimensionnement des grilles
- 7.4** Calcul du débit de sortie
- 7.5** Calcul de l'espacement des avaloirs

Les **avaloirs** sont disposés dans le fil d'eau pour absorber le débit d'apport qui transite par celui-ci (se reporter au guide du SETRA de 1982 susvisé).

Il faut commencer par choisir un type d'avaloir, puis déterminer sa capacité et, enfin, son implantation en fonction du débit d'apport maximal du fil d'eau et de la largeur limite de la nappe d'eau.

Le plus souvent, on utilise **un produit prêt à l'emploi** disponible sur catalogue. Il faut cependant s'assurer que le produit est compatible avec le projet de par sa géométrie, sa résistance aux charges dues au trafic, sa capacité hydraulique pour absorber le débit d'eau transitant dans le caniveau fil d'eau...

> **Les avaloirs doivent être conformes à la norme NF EN 124 :**

- **matériaux utilisés** : fonte à graphite lamellaire ou sphéroïdal ou acier moulé ;
- **résistance aux charges du trafic** : les avaloirs doivent être de **classe 250** s'ils sont situés dans une bande qui, mesurée à partir du nu avant de la bordure, s'étend au maximum à 0,50 m sur la voie de circulation et à 0,20 m sur le trottoir et de **classe D 400** s'ils se situent sur la chaussée ;
- **réglage** : la partie supérieure d'un avaloir doit être réglable en altitude pour s'adapter à l'épaisseur des couches de chaussée (renouvellement des couches dans le cadre de l'entretien) ;
- **étanchéité** : l'avaloir doit pouvoir se raccorder à la chape d'étanchéité (sur la figure ci-après, la couronne marquée par une flèche est pincée entre deux couches de la chape) et drainer les eaux d'infiltration dans la couche de roulement jusque sur la partie supérieure de la chape...

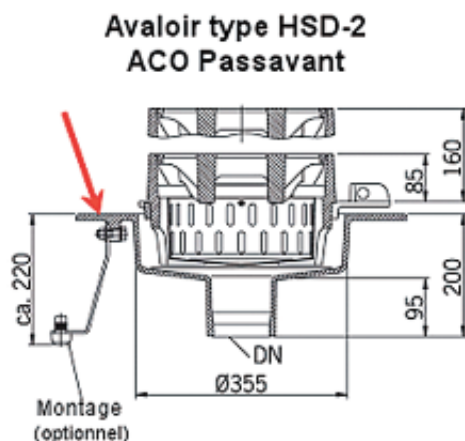


Figure n° 11 : avaloir de pont avec grille (avaloir type HSD-2®)

ATTENTION : il faut renforcer la **résistance de la dalle de couverture** du pont aux endroits où sont implantés les avaloirs lorsque les dimensions de l'ouverture nécessaire au passage du corps de l'avaloir sont supérieures à l'espacement des armatures de béton armé de la dalle. Les renforcements peuvent aussi concerner les dalles orthotropes des ponts métalliques...

Les avaloirs des ponts sont munis de **grilles** pour éviter que les gros déchets puissent pénétrer dans les canalisations situées en aval et les obstruer. Ces grilles doivent pouvoir être munies **de dispositifs de verrouillage** (lutte contre le vol ou le vandalisme). Les dimensions des intervalles, entre les barreaux des grilles, doivent être déterminées en fonction de la **capacité hydraulique** : la grille doit avoir un débit capable au moins égal au débit capable de transiter dans le reste de l'avaloir et dans le **tuyau situé dans son prolongement** (il s'agit du tuyau reliant la sortie de l'avaloir à la canalisation du collecteur situé en aval). Normalement, la surface d'avalement ne doit pas être inférieure à 30% de l'ouverture libre et ce paramètre doit figurer dans le **catalogue du fabricant**.

En cas de besoin, le débit d'une grille peut être calculé par **la formule du déversoir** sans contraction transversale (formule de Bazin) et en supposant une alimentation par tous les côtés à la fois.

$$Q_d = C_g \cdot L_p \cdot H^{5/2} \cdot \sqrt{2g} \quad [12]^{25}$$

> Avec :

- L_p (m) le périmètre de l'ouverture sans tenir compte des barreaux de la grille ;
- H (m) la hauteur d'eau au dessus de la grille (normalement, celle du fil d'eau) ;
- C_g (sans dimension) constante qui dépend de la grille (consulter le fabricant) ;
- g l'accélération de la pesanteur (9,81/m/s²).

Une règle de bonne construction est d'avoir une **surface de grille** (non compris les barreaux) au moins égale à 1,5 fois la section du tuyau d'évacuation.

²⁵ La formule de la page 92 du guide de 1989 n'est pas homogène.

> Cas où l'avaloir n'est pas raccordé par un tuyau à un collecteur :

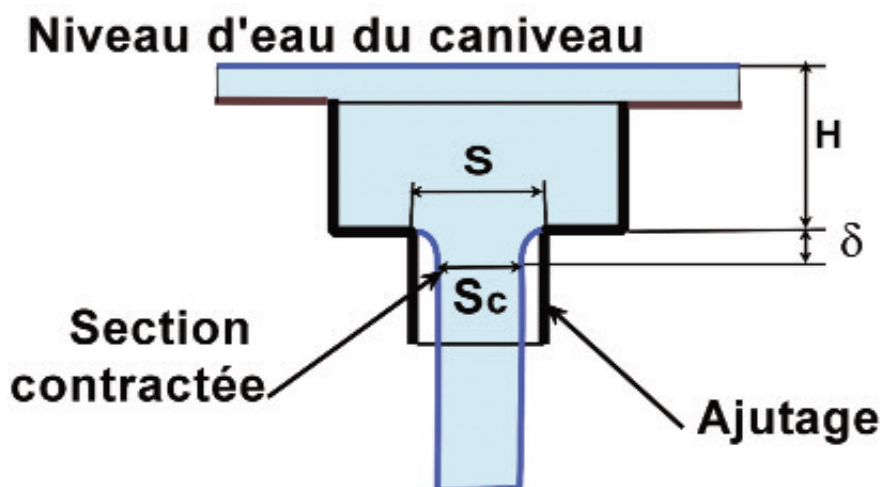


Figure n° 12 : principe de fonctionnement d'un avaloir

Le calcul du débit se fait au moyen de la **formule dite de «l'orifice»**, c'est-à-dire d'un trou situé au fond d'un réservoir et prolongé par un ajutage (tuyau d'une longueur de 2 à 3 fois le diamètre de l'orifice et qui, ici, est **supposé ne pas freiner ni modifier la veine liquide**).

La vitesse moyenne de l'eau au niveau de la section contractée : $V = C_v \sqrt{2g(H + \delta)}$ d'après la formule de **Torricelli** mais affectée d'un coefficient de frottement C_v légèrement inférieur à 1.

La surface de la section contractée vaut : $S_c = S \cdot C_c$

C_c désigne le coefficient de contraction de la veine liquide qui est voisin de 0,5.

D'où le débit : $Q = S_c \cdot V$. Dans la pratique on peut négliger δ faible devant h et on réunit les diverses coefficients C_i en un seul «**C**» appelé **coefficient de débit** (la valeur de C est voisine de 0,6) :

$$Q = C \cdot S \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \quad (13)$$

Dans le cas où l'eau arrive avec une certaine vitesse dans l'avaloir (il s'agit ici de la vitesse de l'eau dans le caniveau [$V = Q_c / S_c$]), la formule devient :

$$Q = C \cdot S \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H + \frac{Q_c^2}{S_c^3}} \quad (14)$$

Nota : le coefficient C voisin de 0,6 est équivalent à : $C = \frac{1}{\sqrt{1 + K_e}}$ de la formule qui suit.

> Si l'avaloir est relié par un tuyau à une canalisation, deux cas se présentent :

- la canalisation peut se mettre en charge ;
- l'écoulement reste à surface libre.

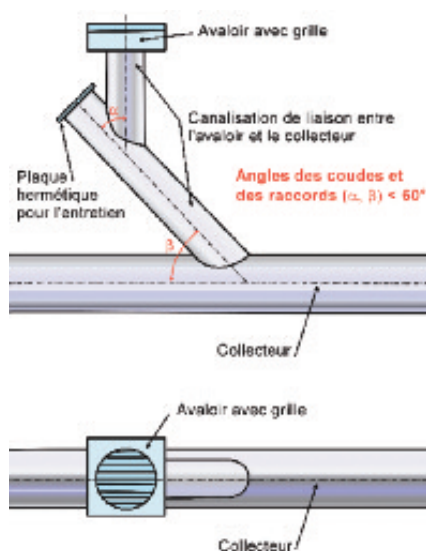


Figure n° 13 : schéma de la liaison entre un avaloir et une canalisation servant de collecteur

Ce tuyau joue le rôle de collecteur ; il faut s'assurer que le débit capable « Q_s » à la sortie du tuyau (entrée du collecteur) permet de faire transiter le débit de tout ou partie (présence d'autres avaloirs à l'amont) du caniveau fil d'eau situé à l'amont de l'avaloir.

Pour limiter les pertes de charges et réduire au maximum les perturbations de l'écoulement, il est conseillé de respecter un angle de déviation « β » ne dépassant pas 60° au niveau des coudes et des raccords.

1. CAS OÙ LA CANALISATION SE MET EN CHARGE :

Le débit maximal de sortie peut être évalué par la formule suivante (tirée de la formule ci-devant donnant le débit d'un orifice placé au fond d'un réservoir ou d'un chenal) :

$$Q_s = \frac{A_c \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H + \frac{Q_c^2}{S_c^2}}}{\sqrt{1 + K_e + K_a + K_c \cdot l}} \quad (15)$$

> Avec :

- Q_s (m³/s) le débit de sortie de l'avaloir ;
- A_s (m²) la section de sortie de l'avaloir et de son tuyau de raccordement au collecteur ;
- g (m/s²) l'accélération de la pesanteur ;
- H (m) la hauteur d'eau entre le dessus de la nappe du caniveau et la sortie du tuyau de raccordement au collecteur ;
- Q_c/S_c (m/s) est vitesse de l'eau «V» dans le caniveau au droit de l'avaloir ;
- K_e le coefficient de perte de charge singulière à l'entrée de l'avaloir (prendre $K_e = 1,7$).

Rappel :

$$[C = \frac{1}{\sqrt{1+1,7}} \approx 0,6] ;$$

- K_b le coefficient de perte de charge dite «singulière» dans les coudes du tuyau de liaison au collecteur, fonction des caractéristiques géométriques des coudes²⁶ :
 - coude à angle droit (90°) : $K_b = 0,9$,
 - branchement sur le collecteur en té à 90° : $K_b = 1,8$,
- K_c le coefficient de perte de charges dite répartie (unitaire) fonction du diamètre du tuyau de liaison (se reporter au tableau ci-après) ;
- l (m) la longueur du tuyau de liaison jusqu'au collecteur.

Note : les pertes de charge peuvent être nettement augmentées dans une canalisation en service du fait des dépôts, des incrustations qui s'y forment.

Diamètre du tuyau (mm)	100	150	200	250	300
Coefficient K_c	0,22	0,13	0,09	0,06	0,05

Tableau n° 4 : valeurs du coefficient de perte de charge unitaire

2. CAS OÙ LA CANALISATION NE SE MET PAS EN CHARGE :

Il est aussi possible de considérer que l'écoulement dans le tuyau de liaison est à **surface libre**. Si la pente du tuyau est importante, le débit maximal admissible est donc au plus égal au **débit critique**. Il faut donc s'assurer que le débit à la sortie de l'avaloir (formules 13 et 14) est au plus égal au débit critique que peut transporter la canalisation. En cas d'une faible pente se reporter au calcul d'un collecteur (paragraphe 9 ci-dessous).

²⁶ Se reporter aux tables des manuels d'hydraulique qui donnent les coefficients de perte de charge singulière pour des coudes ou des branchements à moins de 90°.

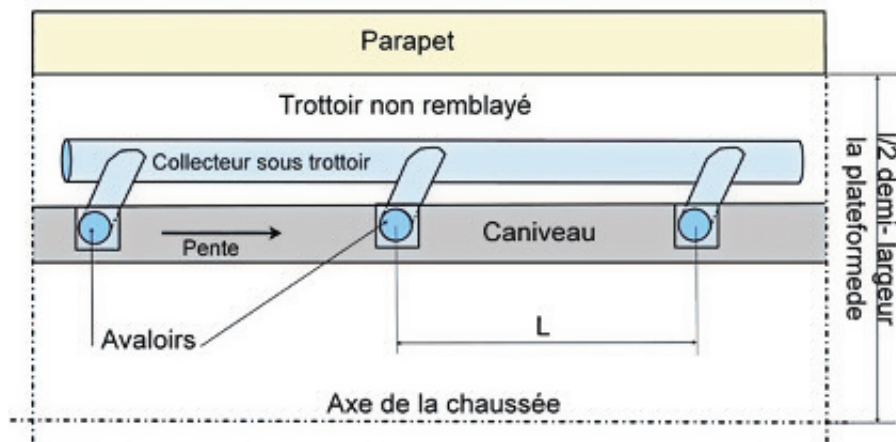


Figure n° 14 : schéma donnant l'espacement des avaloirs

L'espacement des avaloirs est déterminé par le **non dépassement de la largeur admissible « b_{adm} » de la nappe d'eau** (rappel : 1,00 ou 1,50 m).

> **Connaissant « b_{adm} », on en déduit la hauteur d'eau admissible « e_{adm} » dans le caniveau :**

■ **Cas du caniveau simple :** $e_{adm} = p_t \cdot (b_{adm} - b_f) + h_f + b_f \cdot p_f$

$$e_{adm} = p_t \cdot \left(\frac{b_{adm}}{2} - b_f \right) + h_f + b_f \cdot p_f$$

■ **Cas du caniveau double :**

On calcule ensuite le rayon hydraulique « R_h », puis la **pente équivalent d'un tronçon de longueur « L »** à partir du point d'implantation de l'avaloir précédent ou du profil de crête (point haut) pour le premier avaloir. Il faut faire varier « L » pour aboutir à ce que l'espacement maximal calculé « L_{max} » soit très proche de la valeur de « L » prise en compte ($L_{max} = L$).

Nota : si la pente du tronçon est constante, la pente équivalente est égale à la pente du tronçon. Les calculs se simplifient puisque le calcul du débit est fonction de la pente (p).

> **Enfin, on calcule le débit admissible du tronçon :** $Q_c = K \cdot R_h^{2/3} \cdot S \cdot p^{1/2}$

Ceci permet, en considérant **une intensité d'averse maximale** (durée ≤ 5 mn), de calculer l'espacement maximal L_{max} :

$$L_{max} = \frac{Q_c}{c.i.l} = \frac{K \cdot R_h^{2/3} \cdot S \cdot p^{1/2}}{c.i.l} \quad (16)$$

> Avec :

- $L_{\max}$ (m) l'espacement maximal entre avaloir ;
- K le coefficient de Manning-Strickler ;
- R_h (m) le rayon hydraulique du caniveau pour la hauteur d'eau admissible (e_{adm}) ;
- S (m²) la surface mouillée du caniveau pour la hauteur d'eau « e_{adm} » ;
- p (m/m) la pente équivalent du caniveau sur le tronçon par approximation en faisant une hypothèse sur la valeur de L (rappel : si la pente du tronçon est constante, la résolution est immédiate) ;
- c le coefficient de ruissellement (0,95) ;
- i (mm/h) l'intensité maximale de la pluie ;
- l (m) la largeur de l'impluvium concerné (ne pas oublier le trottoir, la présence d'écrans de protection inclinés...).

Normalement, il faut prendre **une valeur de L inférieure à $L_{\max}$** à cause de la géométrie du tablier (présence d'une pièce de pont, d'une entretoise...) mais aussi pour tenir compte que les dépôts de détritus et son vieillissement peuvent rendre le système d'évacuation des eaux moins performant.

Il faut enfin s'assurer que **l'avaloir peut absorber le débit à évacuer « Q »** calculé avec l'espacement retenu « L » :

$$Q = c.i.l.L \leq Q_s$$

Annexe 4

Dimensionnement
des dispositifs d'évacuation
des eaux de ruissellement
d'un pont-route

8

CAS D'UNE GARGOUILLE

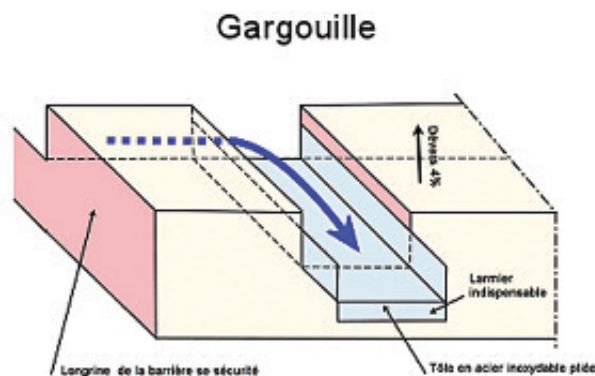


Figure n° 15 : gargouille servant de déversoir

La partie finale d'une gargouille servant de déversoir directement vers l'extérieur est assimilable à une **chute d'eau**.

Pour faciliter l'entonnement des eaux du caniveau, il est préférable que le tracé en plan de la gargouille soit biais pour faciliter l'entonnement des eaux surtout si la pente longitudinale du caniveau est importante, sinon, il faut multiplier le nombre des gargouilles.

Suivant son tracé en plan, la pente longitudinale de la gargouille est, soit égale à la pente transversale de la chaussée «**pt**» (cas du tracé perpendiculaire au caniveau), soit la combinaison des pentes transversale «**pt**» et longitudinale «**pl**» de la chaussée (cas du tracé en plan biais). La pente de la gargouille peut être, suivant le cas, inférieure ou supérieure à la **pente critique**.

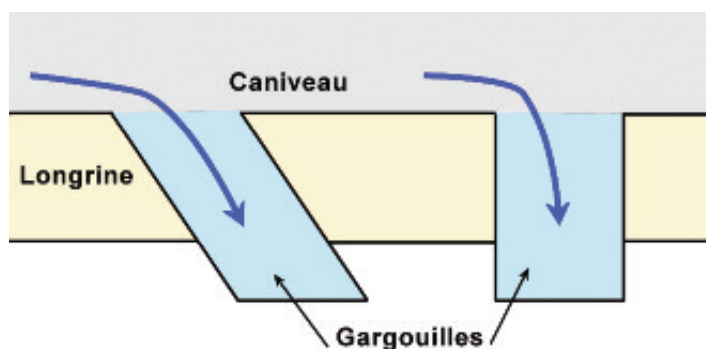


Figure n° 16 : tracé en plan des gargouilles

> Caractéristique de la gargouille :

- rectiligne sur une longueur d'environ 20 fois la hauteur d'eau pour que l'écoulement soit stabilisé ;
- **b** (m) largeur constante de la section de forme rectangulaire ;
- **y_n** (m) hauteur d'eau en amont de la gargouille qui est fonction du type d'écoulement.

D'après ce qui a été exposé précédemment, le débit qui peut transiter par la gargouille ne peut dépasser le **débit critique « Q_c »** et qui est le **débit « Q »** qui transite dans le caniveau.

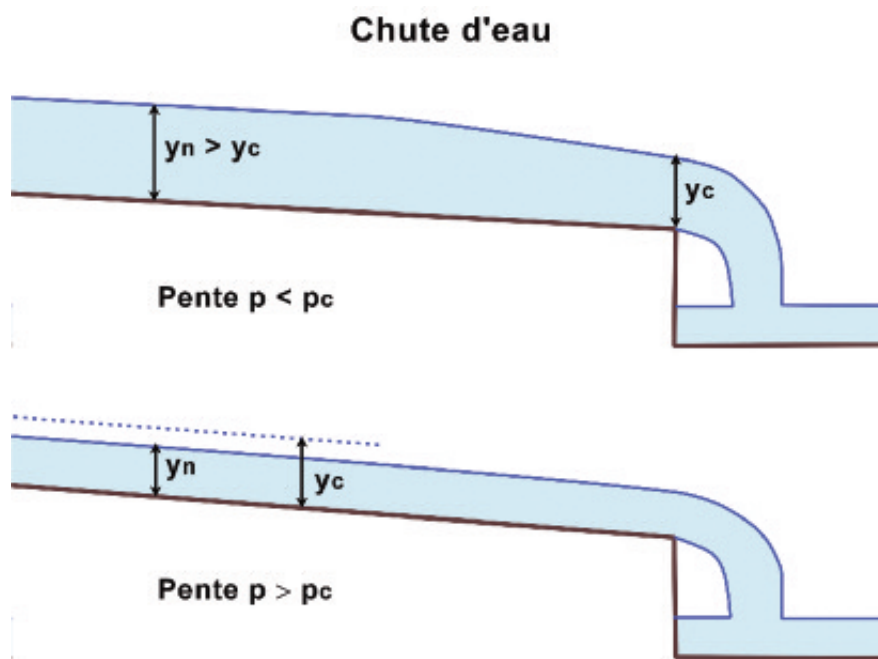


Figure n° 17 : schéma d'une chute d'eau

> Deux cas se présentent :

- si la pente de la gargouille est inférieure à **la pente critique**, l'écoulement dans la gargouille est tout d'abord fluvial et de profondeur $y_n > y_c$. Il devient ensuite critique et la hauteur d'eau au droit de la chute devient égale à y_c ;
- si la pente de la gargouille est supérieure à **la pente critique**, l'écoulement dans la gargouille est torrentiel mais, il reste uniforme jusqu'au niveau de la chute en conservant la même hauteur d'eau $y_n < y_c$.

Rappel : la pente critique est donnée par les formules [10] dans le cas général et [11] dans le cas d'une section rectangulaire.

> Afin d'éviter un remous préjudiciable à l'écoulement au niveau de l'entonnement de l'eau dans la gargouille, il faut que :

■ y_n dans la gargouille $\leq y_n$ dans le caniveau

Tout en respectant : $y_n > y_c$ ou $y_n < y_c$ suivant le type d'écoulement lié à la pente.

> La formule de Manning-Strickler : $Q = K.R_h^{2/3}.S.p^{1/2}$

avec $S = b.y_n$ et $P = b + 2.y_n$ et $R_h = \frac{S}{P}$ qui sont des fonctions de « y_n » et « b », permet de déterminer « b » en fonction de la valeur retenue pour « y_n ». Le calcul se fait par approximations successives.

Nota : la surface de la gargouille, offerte à la pluie, a ici été négligée.

Annexe 4

Dimensionnement
des dispositifs d'évacuation
des eaux de ruissellement
d'un pont-route

9

CAS DU COLLECTEUR

9.1 Généralités

9.2 Caractéristiques hydrauliques
d'un tuyau collecteur

9.3 Calcul du collecteur

Lorsque qu'un caniveau fil d'eau n'a pas une capacité suffisante, il est aussi possible de mettre en place un **collecteur** alimenté par des avaloirs dans le cas où une canalisation sert de collecteur (collecteur fermé).

Le calcul de ce collecteur se fait en utilisant les mêmes formules que celles utilisées pour les caniveaux (écoulement à surface libre).

> Il convient de définir :

- la géométrie, le matériau constitutif et la texture du collecteur qui permettent d'en déduire les paramètres de calcul : la surface mouillée «**S**», le périmètre mouillé «**P**» et le coefficient de rugosité «**K**» ;
- la pente équivalente «**p**» ;
- le débit d'eau «**Q**» à évacuer.

La capacité limite du collecteur est la mise en charge du tuyau.

*De plus, il convient de s'assurer que la **vitesse du courant** est suffisante pour ne pas provoquer de dépôts et ne pas être trop élevée pour ne pas favoriser une abrasion excessive du collecteur.*

- **normalement** : $1 \text{ m/s} \leq V \leq 3 \text{ m/s}$ à 6 m/s selon la nature du matériau de la canalisation ;
- **au minimum** : $V \geq 0,6 \text{ m/s}$.

Matériaux	Vitesse limite m/s)
Béton sans revêtement	3
Béton avec revêtement époxy, PVC, métal avec revêtement de protection	6

Tableau n° 5 : vitesses limites dans les canalisations

*Dans le cas où il n'est pas exclu qu'un **véhicule chargé de produits inflammables** puisse se renverser sur ou à proximité d'un pont et déverser sa cargaison dans le réseau d'évacuation des eaux, **il faut éviter de mettre en œuvre des canalisations à base de matières plastiques** (PVC, polyester fibrés...) incapables de résister à **un éventuel incendie**.*

Les formules développées ci-après sont à adapter aux formes et aux dimensions du collecteur retenu (ici une canalisation circulaire).

> Le coefficient de rugosité «K» (sans dimension) ou coefficient de Manning-Strickler peut être pris égal à :

- 80 pour un collecteur en béton armé avec un revêtement d'étanchéité à base de brai époxy ;
- 90 pour un collecteur en fonte non revêtu intérieurement ;
- 105 pour une canalisation en ciment fibré ;
- 105 pour un caniveau en tôle métallique ;
- 120 pour un collecteur en PVC...

Remarque : il est possible de prendre d'autres valeurs pour tenir compte du vieillissement des canalisations.

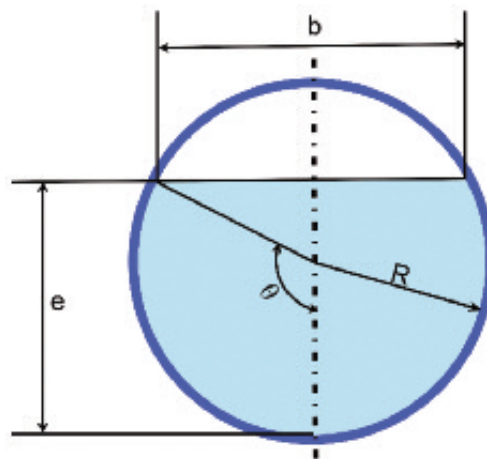


Figure n° 18 : schéma d'un tuyau collecteur

Rappel : le matériau de la canalisation doit être résistant à la corrosion à cause de la présence des sels de déneigement.

$$\theta = \arccos \left(1 - \frac{e}{R} \right) \text{ avec } \theta \leq \pi$$

- angle θ :
- largeur de la nappe d'eau : $b = 2R \cdot \sin \theta$
- surface mouillée : $S = R^2 (\theta - \sin \theta \cdot \cos \theta)$.
- périmètre mouillé : $P = 2R \cdot \theta$

ATTENTION : dans la formule « θ » est exprimé en radians.

> Capacité maximale :

En écoulement à surface libre, la capacité maximale d'un tuyau n'est pas obtenue lorsque le tuyau est entièrement rempli où lorsque la canalisation se met en charge avec un écoulement sous pression. Le graphique ci-dessous montre que la capacité maximale théorique est obtenue pour une hauteur d'eau égale à 93,82% du diamètre de la canalisation.

ATTENTION : pour tenir compte que la surface de la canalisation voit son coefficient de rugosité augmenter avec l'âge et sa surface diminuer à cause des dépôts adhérents, il est conseillé de dimensionner la canalisation pour **une hauteur d'eau ne dépassant pas 80% de son diamètre**.

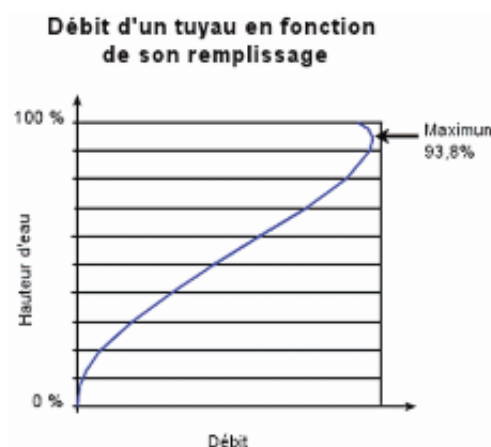


Figure n° 19 : courbe des débits d'une canalisation (écoulement à surface libre)

Il convient de déterminer par une **méthode itérative** et pour chaque point caractéristique du collecteur le temps de concentration. Ce temps permet d'évaluer le débit maximal à évacuer, qui doit être comparé au débit capable du collecteur retenu.

> **Les points remarquables sont, par exemple :**

- les points d'alimentation (branchements) au niveau des différents avaloirs ou gargouilles ;
- les points de changement de section ;
- l'exutoire final...

Rappel : il faut tenir compte des débits complémentaires venant de l'amont de l'ouvrage.

Note : le calcul peut être rapide, comme le montre l'exemple ci-après, pour un pont de faible ou moyenne longueur où l'intensité de l'averse est constante et maximale et lorsque la pente du tablier et de l'ensemble du collecteur est constante

> **Exemple : détermination des caractéristiques du collecteur au niveau du dernier avaloir juste avant l'extrémité du pont.**

La surface de l'impluvium est celle du demi-tablier et le volume à évacuer vaut :

$$Q = c.i. \frac{I.L}{2}$$

- **I** la largeur totale de la plateforme (chaussée + deux trottoirs)
- **L** la longueur du tablier
- **i** l'intensité de l'averse
- **c** coefficient de ruissellement (0,95)

Attention aux unités des différents paramètres dans les formules pour éviter des erreurs de dimensions ; en particulier, le débit s'exprime en m³/s.

Ce débit «Q» doit pouvoir transiter dans le collecteur de débit capable «**Q_c**». Le calcul de son diamètre relève de la **formule de Manning-Strickler** comme suit :

$$Q_c = Q = K.R_h^{2/3}.S.p^{1/2}$$

De la formule on tire la section du collecteur et son diamètre minimum (formules dans lesquelles R_h est aussi une inconnue liée à S et p) :

$$S = \frac{Q}{K \cdot R_h^{2/3} \cdot p^{1/2}} \text{ d'où } R = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\frac{4Q}{\pi \cdot K \cdot R_h^{2/3} \cdot p^{1/2}}}$$

- Q est le débit par seconde que doit absorber le collecteur
- K est le coefficient sans dimension de Manning-Strickler qui dépend du matériau et de sa rugosité (90 pour un collecteur en fonte, 120 pour un collecteur en plastique...)
- R_h est le rayon hydraulique (S/P)
- p est la pente du collecteur en m/m (ou en %) coefficient sans dimension.

Il faut se fixer une hauteur de remplissage ce qui permet de calculer R_h en fonction du rayon R pris comme inconnue.

> Par exemple, en admettant un remplissage sur une hauteur égale à 80% du diamètre de la conduite, soit $e = 1,6.R$, il vient :

- $\theta = 2,214297 \text{ rd } (\theta = \arccos(1-e/R))$
- $S = 2,694297 \cdot R \cdot (\theta - \sin\theta \cdot \cos\theta)$
- $P = 4,429940 \cdot R \cdot (2R \cdot \theta)$
- $R_h = 0,608386 \cdot R \text{ } (R_h = S/P)$

$$R = \left(\frac{Q}{1,934478 \cdot K \cdot p^{1/2}} \right)^{3/8}$$

D'où la valeur du rayon de la conduite R :

La vitesse du courant égale au rapport Q/S s'élève à :

$$V = K \cdot R_h^{2/3} \cdot p^{1/2} = K \cdot 0,717992 \cdot R^{2/3} \cdot p^{1/2}$$

ATTENTION : cette vitesse doit permettre l'auto-curage du collecteur mais sans y entraîner de risques d'érosion.

Annexe 4

Dimensionnement
des dispositifs d'évacuation
des eaux de ruissellement
d'un pont-route

10

CAS DES DESCENTES D'EAU SUR TALUS

Les descentes d'eau sur talus de remblai ou déblai sont le plus souvent constituées par des éléments préfabriqués en forme de tuile et qui s'emboîtent les un dans les autres (le recours à des cunettes ou des caniveaux en béton coulés en place, ou des canalisations enterrées est également possible lorsque les débits à évacuer sont importants, ou lorsque se posent des problèmes impératifs de ravinements, d'étanchéité ...) Ces descentes d'eau se déversent ensuite dans des cunettes ou des fossés en pied de talus... Elles sont alimentées, soit par un caniveau, soit par un fossé en tête de talus.

La pente d'une telle descente d'eau est supérieure à la pente critique « i_c » déjà évoquée dans la présente annexe, la capacité de débit de la descente d'eau est au plus égale à son débit critique « Q_c ». Pour dimensionner une telle descente, il faut s'assurer que le débit du caniveau ou du fossé de tête de talus qui se déverse à l'entrée de la descente d'eau ne dépasse pas « Q_c ».

> Dans la pratique (se reporter au guide SETRA de 1982), on utilise deux types de descentes d'eau préfabriquées dont les débits sont connus :

- le petit modèle : 30 à 50 l/s ;
- le grand modèle : 200 à 250 l/s.

Dans la majorité des cas, les débits à évacuer sont inférieurs aux capacités susvisées des descentes d'eau.

Annexe 4

Dimensionnement
des dispositifs d'évacuation
des eaux de ruissellement
d'un pont-route

11

EXEMPLE DE CALCUL DES DISPOSITIFS D'ÉVACUATION DES EAUX D'UN PONT COURANT en maçonnerie

Les deux exemples développés ci-après montrent que dans le cas de ponts courants en maçonnerie, le calcul des dispositifs d'évacuation des eaux peut être simplifié.

> Énoncé :

Soit un pont symétrique en dos d'âne de 60 m de longueur portant une chaussée de 6 m de large et deux trottoirs de 1 m de large. La **pente équivalente du profil en long est de 2%**. Ce pont est soumis à une averse décennale d'intensité «i» de 150 l/m²/h soit 0,417.10⁻⁴ m³/m²/s. Le caniveau a une pente transversale «pf» de 2% identique à celle de la chaussée.

> Solution :

Vu la faible surface du pont qui, de plus, se décompose en **4 impluviums**, il n'est pas nécessaire de calculer le temps de concentration «t_c». L'intensité de l'averse est prise égale à la valeur maximale «i_{max}» soit de 0,417.10⁻⁴ m³/s.

L'aire de chaque impluvium (le quart de la surface du pont) : $A = \frac{1}{4} \cdot (6 + 2) \cdot 60 = 120 \text{ m}^2$

Débit maximal à évacuer par impluvium avec un coefficient de ruissellement de «c = 0,95» :

$$Q = c \cdot i \cdot A = 0,95 \cdot 0,417 \cdot 10^{-4} \cdot 120 = 4,754 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} \text{ (4,754 l/s)}$$

> Paramètres du caniveau avec une nappe d'eau de largeur maximale «b» de 1,00 m (application des formules du tableau ci-devant) :

■ hauteur d'eau «e» dans le caniveau : $e = p_f \cdot b = 0,02 \cdot 1 = 0,02 \text{ m}$

$$S = \frac{e^2}{2 \cdot p_f} = \frac{0,02^2}{2 \cdot 0,02} = 0,01 \text{ m}^2$$

■ section mouillée «S» :

■ périmètre mouillé «P» :

$$P = e \cdot \left[1 + \sqrt{1 + \frac{1}{p_f^2}} \right] = 0,02 \cdot \left[1 + \sqrt{1 + \frac{1}{0,02^2}} \right] = 1,0202 \text{ m}$$

■ rayon hydraulique «R_H» :

$$R_H = \frac{S}{P} = \frac{0,01}{1,0202} = 9,802 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

Le débit maximal que peut évacuer le caniveau dont la pente longitudinale (celle du pont) «i» est de 2% est obtenu par application de la formule de Manning-Strickler avec un coefficient «K» de rugosité de 80 :

$$Q_c = K \cdot R_H^{2/3} \cdot S \cdot p^{1/2} = 80 \cdot (9,802 \cdot 10^{-3})^{2/3} \cdot 0,01 \cdot 0,02^{1/2} = 0,005182 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (5,182 l/s)}$$

Conclusions : le débit «Q_c» que peut acheminer le caniveau est légèrement supérieur à la quantité d'eau «Q» apportée par l'averse ; il n'est donc pas nécessaire de prévoir des avaloirs intermédiaires.

> Énoncé :

Soit le même pont, soumis à la même pluie mais avec une pente constante de 2% sur toute sa longueur.

Le nombre d'impluviums est réduit à deux et la surface d'un impluvium est le double de ce qu'elle était pour le pont précédent. La quantité d'eau à évacuer double également et atteint 9,51 l/s soit presque le double du débit que le caniveau est capable d'absorber. Il faut donc prévoir un ou plusieurs avaloirs sur le tracé du caniveau.

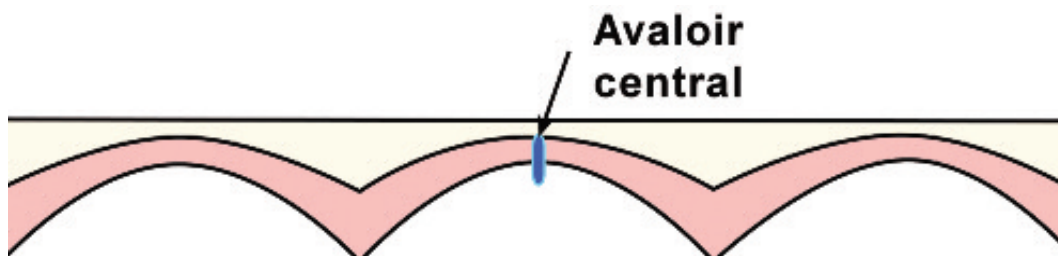


Figure n° 20 : schéma d'implantation de l'avaloir

Par exemple, un avaloir peut être implanté au milieu du pont et déboucher à l'air libre sous l'intrados la voûte centrale. Il s'agit ici d'un avaloir simple sans grille.

Le débit qui arrive au centre du pont est de : $4,754 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$ est légèrement inférieur au débit maximal de $5,182 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$. Il faut donc calculer la hauteur d'eau «e» dans le caniveau avec la formule de Mannig-Strickler :

■ La pente transversale du caniveau vaut : $p_f = 0,02$

■ la section mouillée :
$$S = \frac{e^2}{2 \cdot p_f} = \frac{e^2}{2 \cdot 0,02} = 25 \cdot e^2 \text{ m}^2$$

■ le périmètre mouillé :
$$P = e \cdot \left[1 + \sqrt{1 + \frac{1}{p_f^2}} \right] = e \cdot \left[1 + \sqrt{1 + \frac{1}{0,02^2}} \right] = 51,001 \cdot e \text{ m}$$

■ le rayon hydraulique :
$$R_H = \frac{S}{P} = \frac{25 \cdot e^2}{51,001 \cdot e} = 0,49 \cdot e \text{ m}$$

■ la formule de Manning-Strickler :
$$Q = K \cdot R_H^{2/3} \cdot S \cdot p^{1/2} = 4,754 \cdot 10^{-3} = 80 \cdot (0,40e)^{2/3} \cdot 25 \cdot e^2 \cdot 0,02^{1/2}$$

D'où
$$e = \left(\frac{4,754 \cdot 10^{-3}}{175,796023} \right)^{3/8} = 0,0194 \text{ m soit } 2\text{cm (la différence est négligeable)}$$

Le débit que cet avaloir est capable d'absorber est obtenu par la **formule des écoulements à travers un orifice** situé sur le fond d'un réservoir, d'un chenal (formule (13) du paragraphe 7.4 ci-dessus). Dans cette formule, la hauteur «H» est la distance entre le dessus de la nappe d'eau du caniveau et la sortie de l'avaloir, soit la hauteur d'eau du caniveau (0,02 m) plus la hauteur de l'avaloir (0,20 m). Il est possible de négliger le moignon de tuyau vertical qui prolonge l'avaloir sur environ 0,80 m. La détermination de la section de l'avaloir se fait par approximation successive. On se fixe le diamètre de l'avaloir (au minimum 100 mm pour limiter les risques d'obstruction par les débris) et on calcule le débit capable de l'avaloir que l'on compare soit 4,75 l/s.

> Cas d'un avaloir de 100 mm de diamètre

Section de l'avaloir : $A_s = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = \frac{\pi \cdot 0,1^2}{4} = 0,7854 \cdot 10^{-3} m^2$, $g = 9,81 m/s^2$, $H = 0,02 + 0,20 = 0,22 m$, la vitesse dans le caniveau est négligée ($V = Q_c / S_c$) ce qui est défavorable et C est le coefficient de contraction d'un orifice valant 0,6 :

$$Q_s = C \cdot A_s \sqrt{2 \cdot g \cdot H} = 0,6 \cdot 0,7854 \cdot 10^{-3} \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,22} = 9,7905 \cdot 10^{-5} m^3 / s \text{ soit } 9,7905 l / s$$

> Conclusions : les résultats du calcul montrent que le débit de l'avaloir de 100 mm est amplement suffisant pour absorber le débit du caniveau qui récolte la pluie qui affecte un quart de la surface totale du tablier.

LISTE DES FIGURES

Figure n° 1 :	Carte des zones de pluviométrie homogènes de l'instruction technique de 1977	191
Figure n° 2 :	Courbes IDF proposées	192
Figure n° 3 :	Exemple d'impluviums.....	197
Figure n° 4 :	Evolution du débit à l'exutoire	198
Figure n° 5 :	Profil en long d'un impluvium.....	203
Figure n° 6 :	Ecoulement permanent uniforme à surface libre	208
Figure n° 7 :	Courbe (C1) charge/tirant d'eau et courbe (C2) tirant d'eau/débit.....	210
Figure n° 8 :	Effet d'un changement de pente	211
Figure n° 9 :	Vérification de l'intensité de l'averse sur la courbe IDF	216
Figure n° 10 :	Caniveaux double et simple	218
Figure n° 11 :	Avaloir de pont avec grille (avaloir type HSD-2®)	223
Figure n° 12 :	Principe de fonctionnement d'un avaloir	225
Figure n° 13 :	Schéma de la liaison entre un avaloir et une canalisation servant de collecteur	226
Figure n° 14 :	Schéma donnant l'espacement des avaloirs.....	228
Figure n° 15 :	Gargouille servant de déversoir	232
Figure n° 16 :	Tracé en plan des gargouilles.....	232
Figure n° 17 :	Schéma d'une chute d'eau.....	233
Figure n° 18 :	Schéma d'un tuyau collecteur.....	237
Figure n° 19 :	Courbe des débits d'une canalisation (écoulement à surface libre)	238
Figure n° 20 :	Schéma d'implantation de l'avaloir.....	245

LISTE DES PHOTOS

Photo n°1 :	Pont en maçonnerie où l'évacuation des eaux ne pose pas de difficultés (crédit photo D. Poineau).....	215
-------------	---	------------

LISTE DES TABLEAUX

Tableau n° 1 :	Valeurs du coefficient de fréquence.....	190
Tableau n° 2 :	Coefficients de Montana	191
Tableau n° 3 :	Valeurs des paramètres	218
Tableau n° 4 :	Valeurs du coefficient de perte de charge unitaire.....	227
Tableau n° 5 :	Vitesses limites dans les canalisations.....	236



Le comité de pilotage et de révision des guides révisés « Maçonnerie » était composé de :

Christian TRIDON, président du STRRES
Bernard FARGEOT, président d'honneur du STRRES
Gérard COLLE, vice-président d'honneur du STRRES
Jean-Pierre GADRET, vice-président d'honneur du STRRES
Hubert LABONNE, vice-président d'honneur du STRRES
Didier CHABOT, COFEX ILE-DE-FRANCE
Gil CHARTIER, RCA
Christian TOURNEUR, FREYSSINET
Jeanne NGO BIBINDE, FNTP
Régis DORBESSAN, OPPBTP
Patrick MOUTEL, OPPBTP
Michel FRAGNET, expert
Yves PICARD, expert

Les guides révisés « Maçonnerie » ont été rédigés par :

Daniel POINEAU (expert) et **Alain BOUINEAU** (expert)

avec la participation de :

Jean-Pierre LEVILLAIN, (JPL conseil)
Gilles PINGANAUD, (PAREXLANKO)
Christian TRIDON, (ARTEM)
Gérard COLLE, (COFEX LITTORAL)
Bernard PLU, (SNCF)

Ce document a été réalisé avec le concours
de la Fédération Nationale des Travaux Publics (FNTP)
et de la Fédération Française du Bâtiment (FFB)

