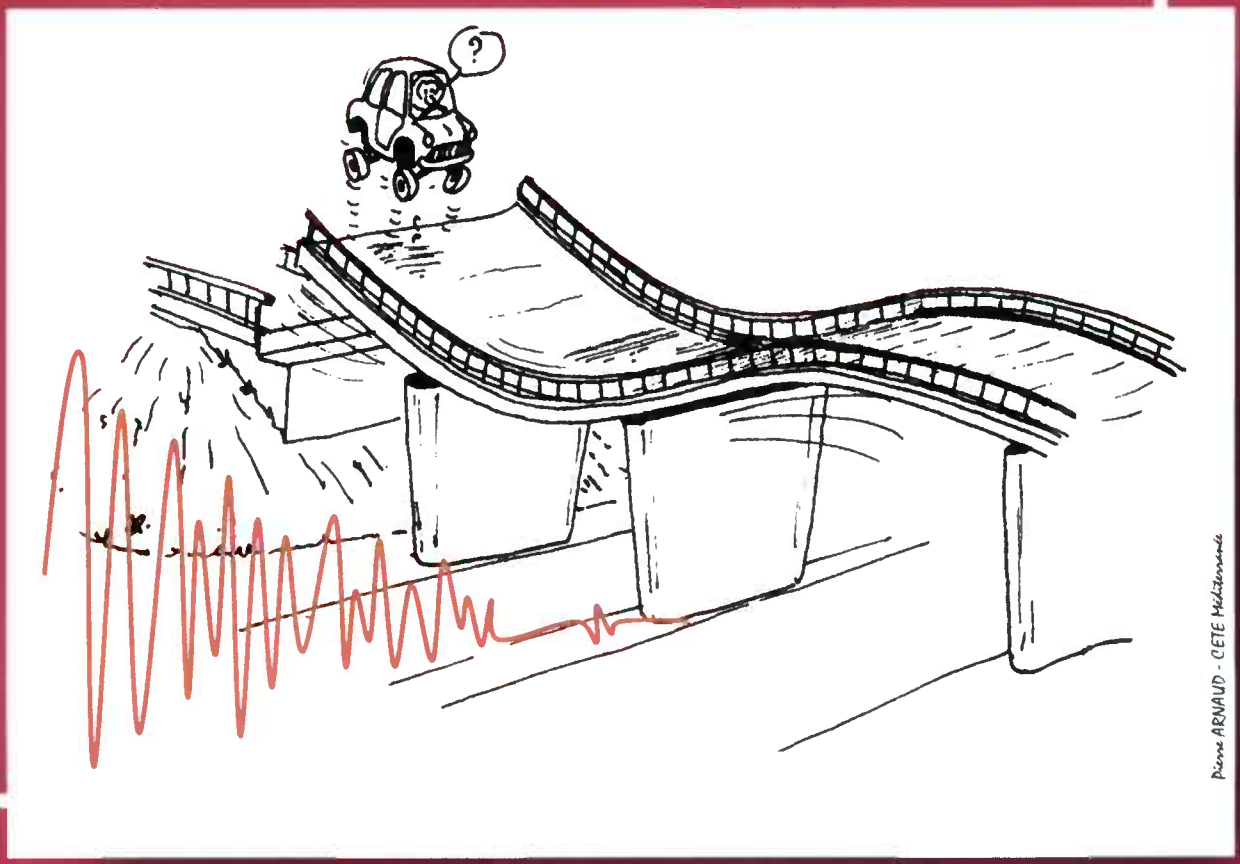
Ministère
de l'Equipement,
des Transports
et du Logement

PONTS COURANTS en ZONE SISMIQUE

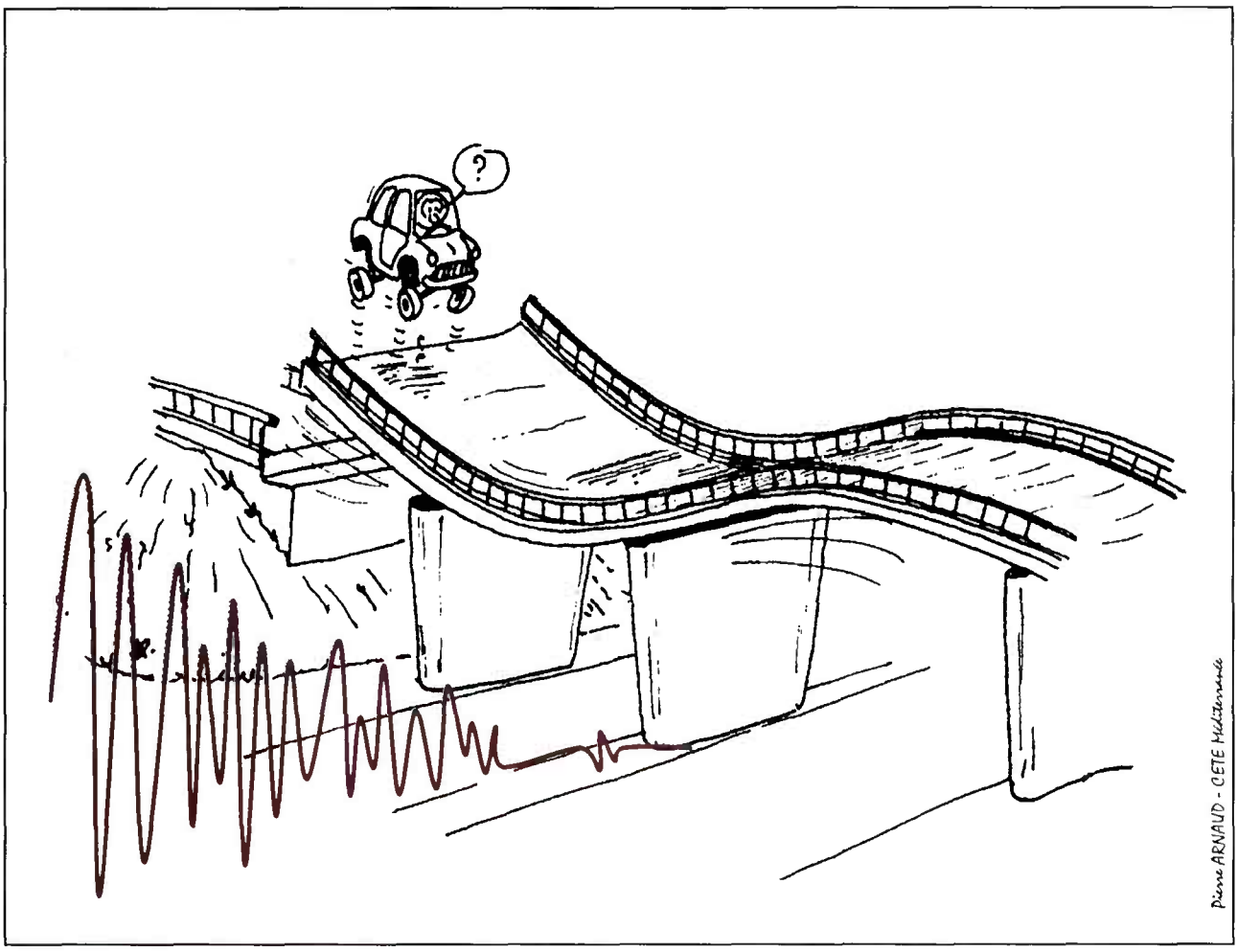
GUIDE de CONCEPTION



SETRA
Service d'Etudes Techniques
des Routes et Autoroutes

SNCF
Direction de l'Equipement

Page laissée blanche intentionnellement



PONTS COURANTS EN ZONE SISMIQUE
GUIDE DE CONCEPTION
Janvier 2000

Document réalisé par :

SERVICE D'ETUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES
CENTRE DES TECHNIQUES D'OUVRAGE D'ART
46 avenue Aristide Briand, BP100, 92225 BAGNEUX Cedex

SNCF
DIRECTION DE L'INGENIERIE
Département des ouvrages d'art (IGON)
122 rue des poissonniers
75876 PARIS Cedex 18

Ce guide a été élaboré par le groupe de travail SNCF/CETE/SETRA, animé par Monsieur Pierre CORFDIR, CETE de l'Est - DOA, et auquel ont participé Messieurs :

Alain CHABERT[1]	CETE de Lyon - DOA
Alain CONTE	CETE Méditerranée - DOA
Van-Tho DOAN	SNCF - Direction de l'ingénierie
Kian GAVTACHE	SNCF - Direction de l'ingénierie
Michel KAHAN	SETRA - CTOA
Vu LE KHAC	SETRA - CTOA
Frédéric LÉGERON	SETRA - CTOA
Jacques RESPLENDINO	CETE Méditerranée - DOA
Rémi TARDY	SETRA - CTOA
Pierre PEYRAC	SETRA - CTOA
Michel LEBAS	CETE Normandie Centre - DOA

La rédaction de ce document a été enrichie des observations et avis de Messieurs :

Jacques BETBEDER-MATIBET (EDF), Alain CAPRA (Campenon-Bernard SGE), Yves GUILLON (EEG), Thierry KRETZ (LCPC) et Serges MONTENS.

L'illustration en couverture est due à Messieurs Pierre ARNAUD (CETE Méditerranée) et Rémi TARDY (SETRA).

Les cartes du zonage sismique sont extraites du " Guide d'information : Réglementation parasismique, bâtiments de la catégorie dite à risque normal ", Ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement, Direction de l'Habitat et de la Construction, novembre 1997.

Les photographies illustrant ce guide ont été fournies par la DDE des Pyrénées Orientales, les CETE Normandie Centre et Méditerranée, le Taiwan Freeway Bureau, la SNCF et le SETRA.

[1] Alain CHABERT est maintenant à la DDE du Var

AVANT-PROPOS

Ce guide est destiné aux ingénieurs qui ont à concevoir un ouvrage d'art en zone sismique. Depuis le début de l'année 1996 tous les nouveaux ponts sont en effet soumis, quel qu'en soit le maître d'ouvrage, à une réglementation qui impose de s'assurer de leur stabilité en cas de séisme.

L'arrêté du 15 septembre 1995 donne la valeur de l'action sismique à prendre en compte et renvoie aux règles de construction définies soit dans le " Guide AFPS 92 pour la protection parasismique des ponts " publié par l'Association française du génie parasismique, soit dans le document d'application national de l'Eurocode 8, partie 2 (ENV 1998-2, DAN).

Toutefois, il faut reconnaître que la complexité du comportement dynamique est telle que l'application de ces règles nécessite l'usage d'un guide. Telle est l'objectif de cet ouvrage dont le domaine d'application a été volontairement limité aux cas des ouvrages les plus courants.

Le présent guide rappelle les règles fournies dans les documents cités par l'arrêté, explique les phénomènes mécaniques et dynamiques sous-jacents, décline les principes de conception et de calcul dans le cas des ouvrages courants, détaille les dispositions constructives, et fournit un exemple de calcul d'un pont dalle à trois travées. Il rassemble en un seul document l'ensemble des éléments nécessaires au dimensionnement parasismique des ponts courants.

Nous espérons que ce guide fait dans le cadre d'une collaboration entre le SETRA et la SNCF permettra aux ingénieurs de résoudre un grand nombre de cas fréquents, tout en sachant que les grands ponts ou ceux qui présentent des irrégularités significatives dans leurs caractéristiques devront faire l'objet d'une analyse dynamique spécifique hors du champ d'application de ce guide.

Le lecteur pourra apprécier à la lecture et à l'usage de ce document, l'importance du travail fourni par le groupe qui l'a élaboré et nous en remercions tous les membres dont les noms sont rappelés ci-contre.

Christian BINET

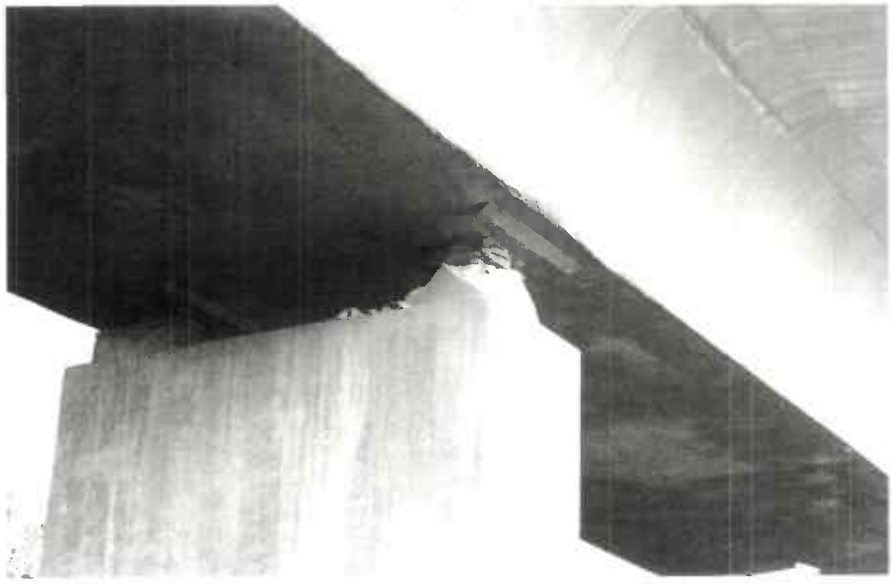
Directeur du Centre des Techniques

d'Ouvrages d'Art du SETRA

Les échappements d'appui...

Echappement d'appui
(photo Taiwan Freeway Bureau)

...ou la ruine des appareils d'appui sont des accidents fréquents sous séisme.

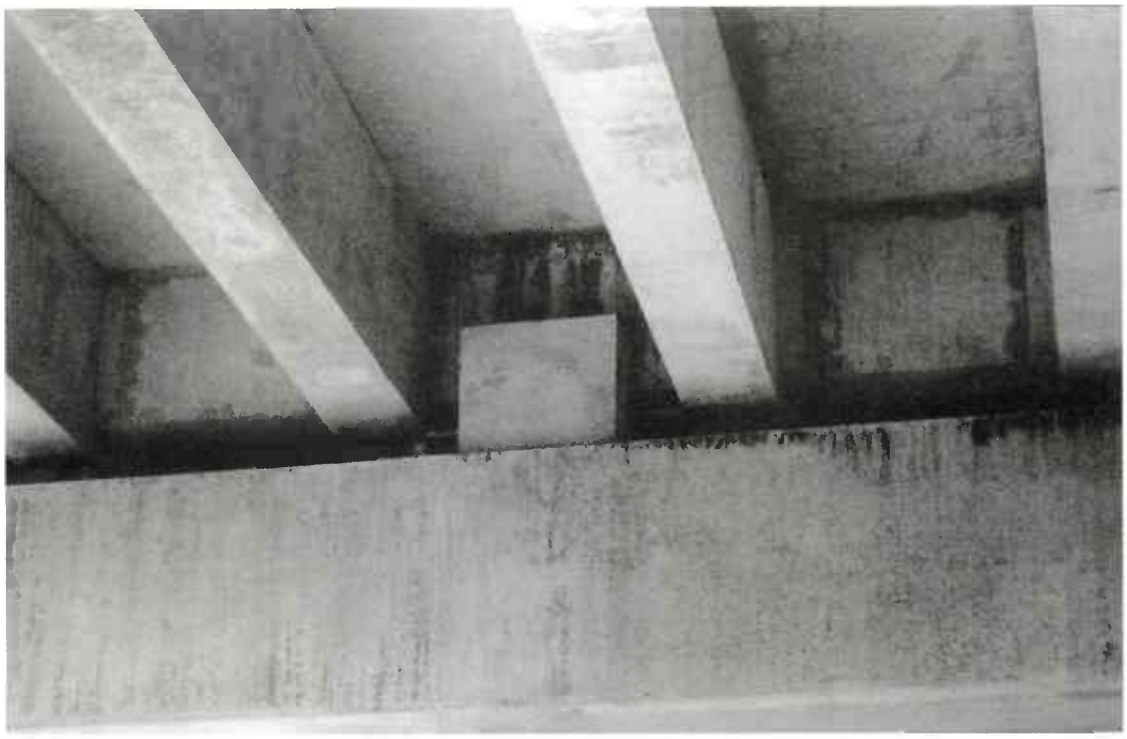


Dé d'appareils d'appui fixe sous-dimensionné (photo Taiwan Freeway Bureau)

Ils peuvent être évités par un dimensionnement sécurisé des appareils d'appui...

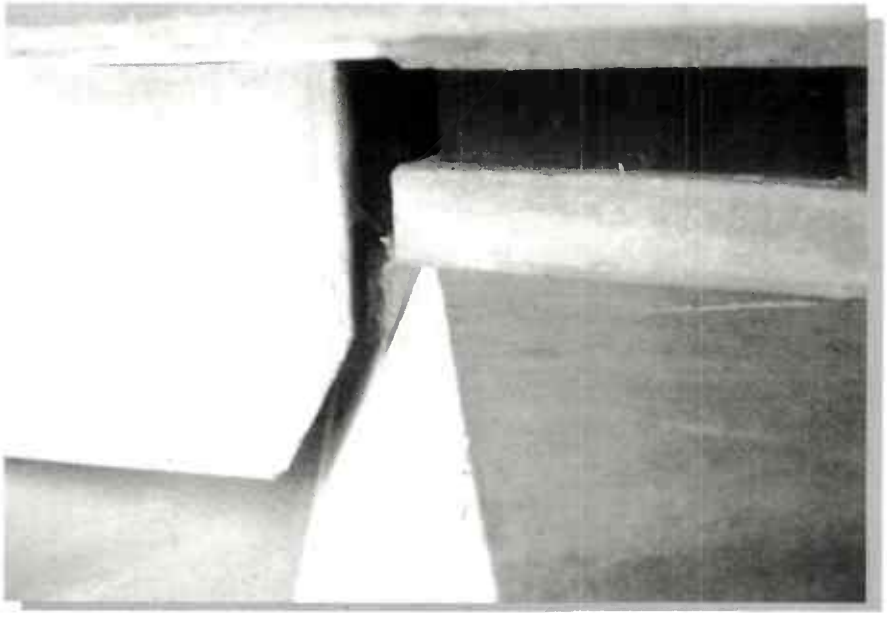
Butées de blocage latéral
(photo SETRA)

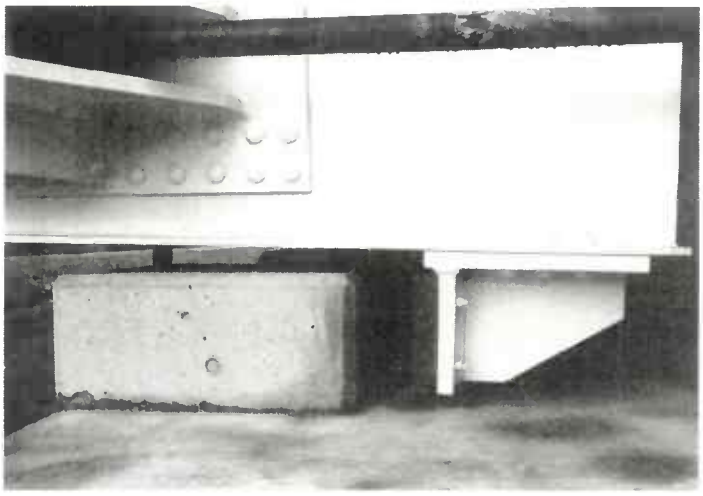
...par la mise en place de butées sur les piles...



Butées latérales de sécurité
(photo CETE Normandie centre)

...et par des butées sur les culées.





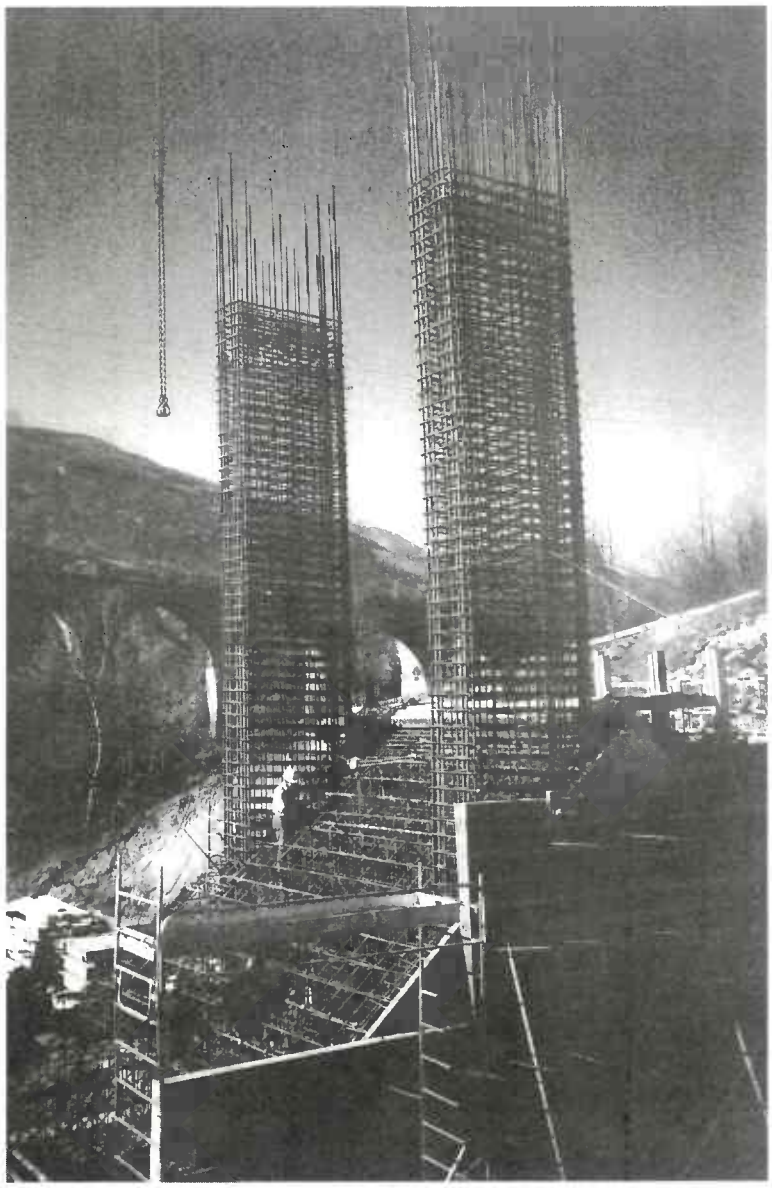
(photos SETRA)

Pour éviter les ruptures fragiles par cisaillement...

...et permettre le développement de rotules plastiques,

(photos SETRA)

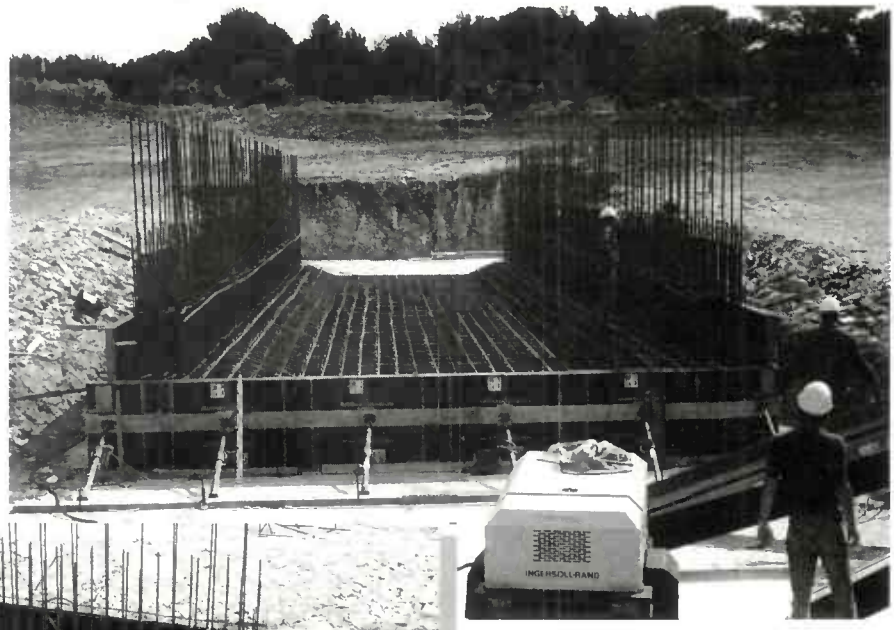
il convient de ferrailler fortement tranversalement et d'éviter les recouvrements en « zone critique», ce qui conduit à des dispositions contraignantes sur chantier.

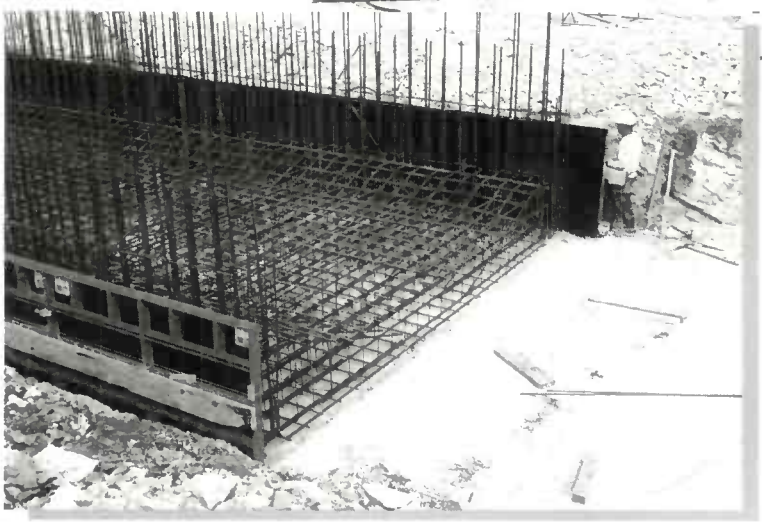


(photo SETRA)

Les recouvrements en zone critique étant fortement déconseillés les attentes peuvent être de grande longueur.

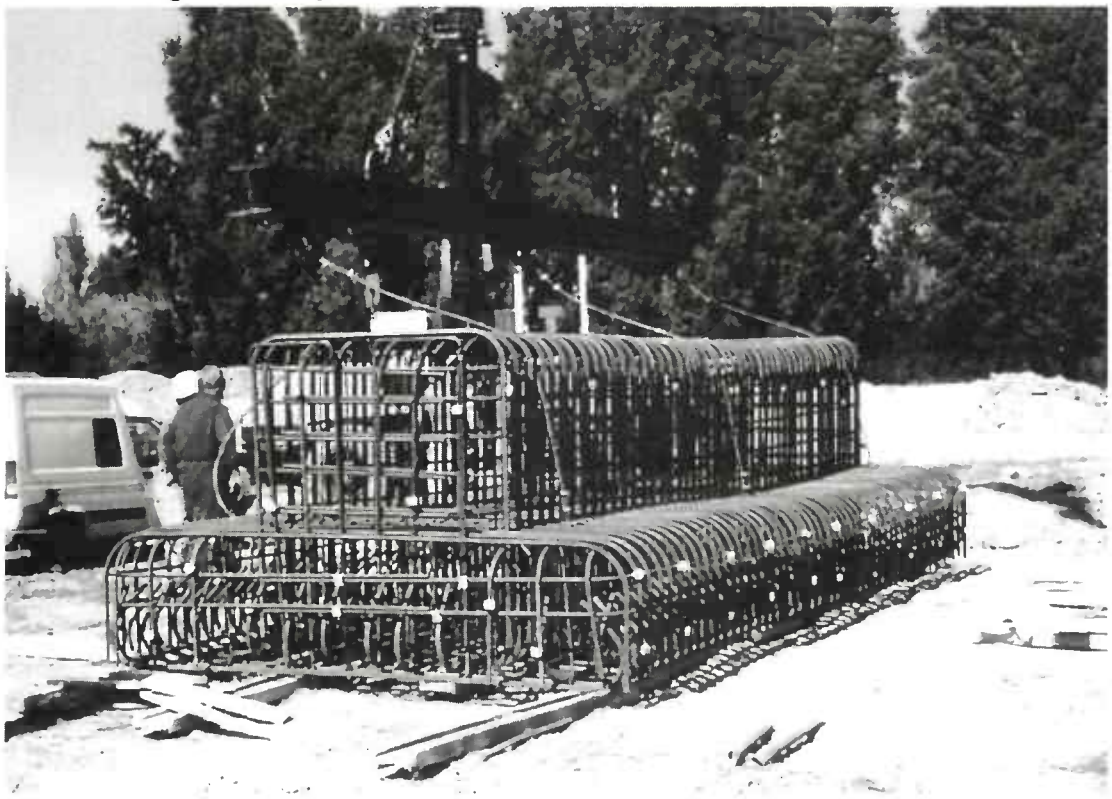
Les dispositions constructives prévoient un ferraillage minimal important.





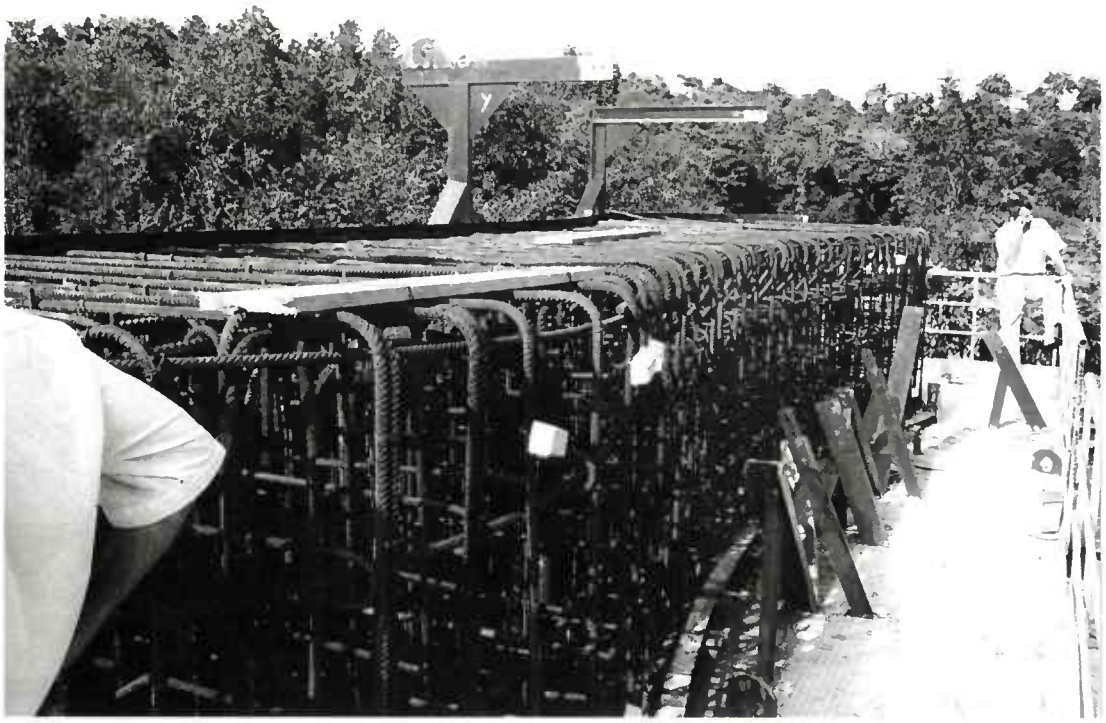
(photos SCNCF)

Le ferraillage conséquent des semelles...



(photo DDE 66)

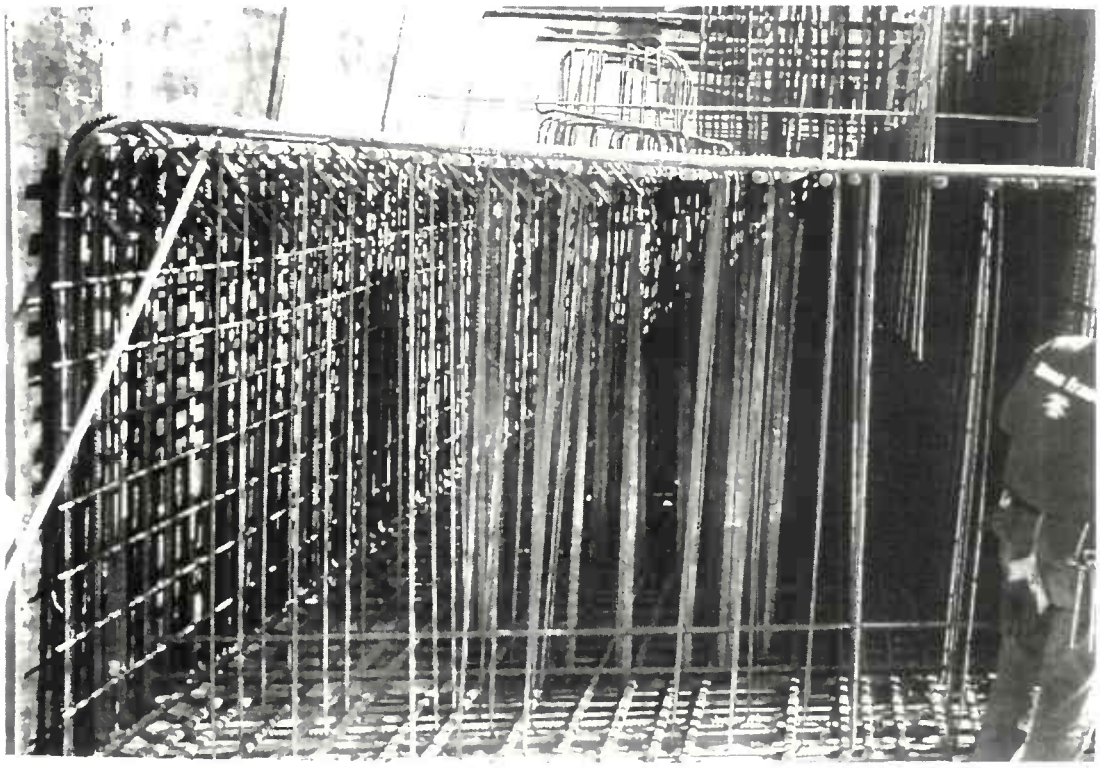
... ou des noeuds d'ossature comme ce chevêtre...



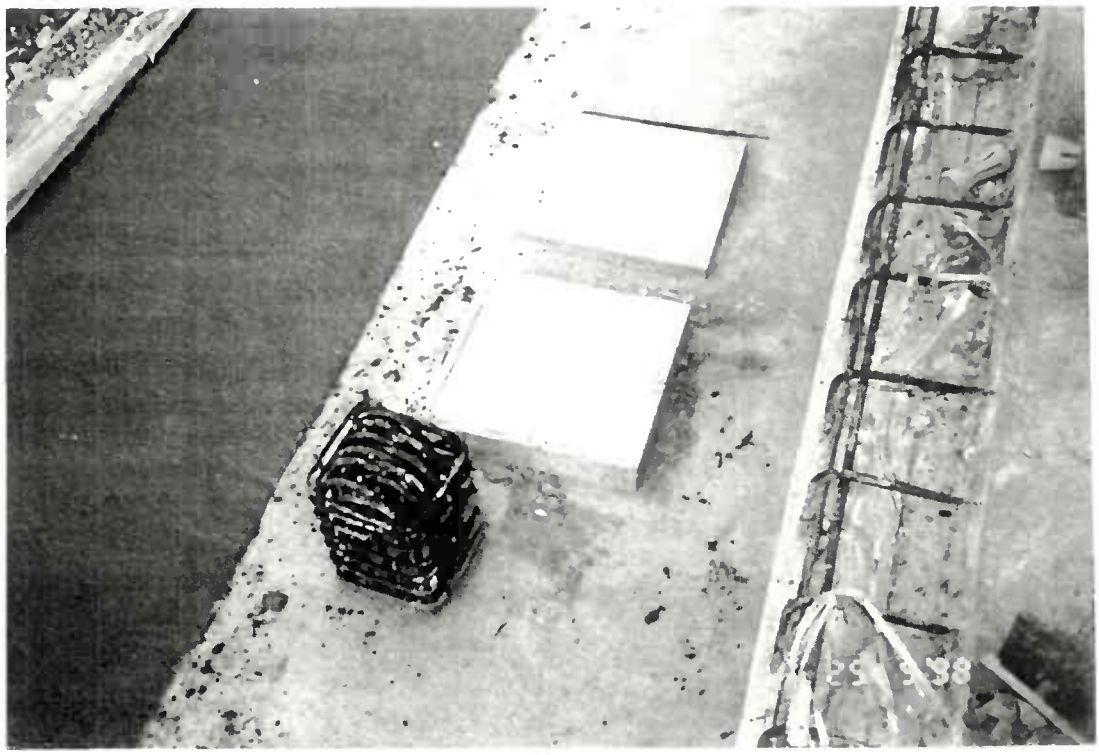
(photo CETE Normandie Centre)

... doit faire l'objet d'un soin particulier.

Maintien des barres longitudinales étriers.



Ferraillage d'une butée.



(photos DDE 66)

Les têtes de pieux sont soumises à des efforts importants

(photo Taiwan Freeway Bureau)

...et il convient de les ferrailler en conséquence.

(photo DDE 66)

SOMMAIRE

Pages

1 INTRODUCTION 17
1.1 FINALITÉ DU GUIDE 17
1.2 TEXTES CONCERNANT LA PROTECTION PARASISMIQUE DES PONTS 17
1.2.1 Décrets & Arrêtés 17
1.2.2 Règlements de calculs 20
1.3 RESPONSABILITÉS PARTICULIÈRES DU MAÎTRE D'OUVRAGE 20
1.4 DOMAINE D'APPLICATION 21
1.4.1 Les ponts routes 21
1.4.2 Les pont rails 21

2 GÉNÉRALITÉS SUR LES PROBLÈMES SISMIQUES 23
2.1 ACTION SISMIQUE 23
2.1.1 Généralités 23
2.1.1.1 Origine des séismes 23
2.1.1.2 Foyer et épicentre 23
2.1.1.3 Ondes sismiques 23
2.1.1.4 Données quantifiant le mouvement sismique 24
2.1.1.5 Sismographe 25
2.1.2 Action sismique de calcul sur un site donné 26
2.1.2.1 Evaluation de l'aléa sismique 26
2.1.2.2 Zonage sismique 26
2.1.2.3 Détermination de l'action sismique 26
2.2 PRINCIPES DE BASE DU CALCUL DYNAMIQUE DES STRUCTURES 30
2.2.1 Introduction – Quelques rappels de dynamique 30
2.2.2 Méthodes d'analyse 30
2.2.2.1 Analyse modale spectrale 30
2.2.2.2 Analyse spectrale monomodale 32
2.2.2.3 Analyse modale temporelle 32
2.2.2.4 Analyse temporelle par intégration directe 33
2.2.3 Comportement d'un pont sous séisme 33
2.2.3.1 Généralités 33
2.2.3.2 Influence des différents paramètres sur le comportement d'un pont sous séisme 41
2.2.3.3 Prise en compte de l'interaction sol-structure 45

3 CONCEPTION DES PONTS COURANTS EN ZONE SISMIQUE 46
3.1 DÉFINITION DU NIVEAU DE PROTECTION 46
3.2 CONCEPTION GÉNÉRALE DES OUVRAGES D'ART COURANTS 46
3.2.1 Implantation de l'ouvrage 46
3.2.2 Répartition des travées / Implantation des appuis 47
3.2.3 Appuis 48
3.2.4 Tablier 48

3.3 CHOIX DES STRUCTURES 48
3.3.1 Tabliers de ponts indépendants des appuis 48
3.3.2 Ouvrages enterrés 49
3.4 CHOIX DU SYSTÈME D'APPUI DE L'OUVRAGE 49
3.4.1 INTRODUCTION 49
3.4.2 Comportement d'un tablier de pont reposant sur des appareils d'appui en élastomère fretté sous séisme longitudinal 52
3.4.3 Comportement d'un tablier de pont reposant sur des appareils d'appuis fixes sous séisme longitudinal 53
3.4.4 Critère de choix entre appareil d'appui fixe / appareil d'appui en élastomère fretté 54
3.4.5 Exemple 55
3.5 CONCEPTION DES PILES, DES CULÉES ET DES FONDATIONS 56
3.5.1 Les piles 56
3.5.2 Les culées 57
3.5.3 Fondations 57
3.6 CONCEPTION DÉTAILLÉE 58
3.6.1 Repos d'appui 58
3.6.2 Butées 58
3.6.3 Conceptions des zones d'about , joints de chaussées (pont route) 59
3.6.4 Conception des zones d'about , joints et couvre-joints des tabliers de ponts rails 62
3.6.5 Equipements 62
3.6.6 Drainage 62

4 PRINCIPES DE BASE DU CALCUL SISMIQUE 63
4.1 DÉTERMINATION DES ACTIONS SISMIQUES 63
4.1.1 Accélération nominale a_N 63
4.1.2 Spectres de réponse élastique réglementaires 63
4.1.3 Spectres de réponse élastique conseillés pour ouvrages courants 67
4.1.4 Spectre de dimensionnement 68
4.1.5 Définitions des sites 69
4.1.5.1 Classes de sol 69
4.1.5.2 Type de site 70
4.2 MÉTHODE D'ANALYSE 71
4.2.1 Principes 71
4.2.1.1 Principes du calcul élastique 71
4.2.1.2 Principes du calcul inélastique 71
4.2.2 Modélisation 72
4.2.2.1 Masses 72
4.2.2.2 Raideurs 73
4.2.2.3 Amortissement 76
4.2.3 Analyse monomodale 77
4.2.3.1 Séisme longitudinal 79
4.2.3.2 Séisme latéral 80
4.2.3.3 Torsion d'axe longitudinal dans le tablier sous séisme transversal 84
4.2.3.4 Séisme vertical 85
4.2.4 Calcul des efforts dans les appuis 87
4.2.5 Calcul des efforts dans les fondations profondes 88
4.2.5.1 Efforts dans les pieux provenant des actions inertielles de la structure en élévation 88
4.2.5.2 Efforts dans les pieux provenant d'un déplacement imposé par le sol 88

4.2.6 Prise en compte d'un comportement inélastique ... 90
4.2.6.1 Valeur maximale du coefficient q ... 90
4.2.6.2 Rotules plastiques et diagramme des moments ... 91
4.2.6.3 Critère de cohérence - exigence de plastification ... 93
4.2.6.4 Dimensionnement à l'effort tranchant ... 94
4.2.7 Choix du coefficient de comportement en fonction de la direction d'excitation ... 94
4.2.8 Prise en compte de l'action dynamique des terres sur les murs : méthode de Mononobe-Okabe ... 94

4.3 CALCULS JUSTIFICATIFS DE L'OUVRAGE ... 97
4.3.1 Combinaisons sismiques ... 97
4.3.1.1 Combinaisons des directions ... 97
4.3.1.2 Combinaisons des effets des actions sismiques ... 97
4.3.2 Vérification de la résistance des sections ... 98
4.3.3 Tablier ... 99
4.3.4 Appuis ... 100
4.3.4.1 Appareils d'appui ... 100
4.3.4.2 Piles ... 100
4.3.4.3 Culées ... 102
4.3.5 Fondations ... 104
4.3.5.1 Fondations superficielles ... 104
4.3.5.2 Fondations profondes ... 105
4.3.5.3 Micropieux ... 105
4.4 ORGANES D'APPUI DES TABLIERS ... 106
4.4.1 Généralités ... 106
4.4.2 Actions de calcul ... 106
4.4.3 Prescription pour les appareils d'appui en caoutchouc fretté ... 106
4.4.3.1 Résistance à la compression ... 106
4.4.3.2 Flambement ... 107
4.4.3.3 Distorsion ... 107
4.4.3.4 Glissement ... 108
4.4.4 Vérifications des appareils d'appui spéciaux ... 108
4.4.5 Dispositions constructives complémentaires ... 108
4.4.5.1 Butées ... 108
4.4.5.2 Repos d'appui minimal ... 110
4.4.5.3 Conception des butées selon l'option de calcul choisie ... 111
4.4.6 Emploi de dispositifs particuliers ... 111

5 PONTS-CADRES ET PORTIQUES ... 112
5.1 INTRODUCTION ... 112
5.2 DÉTERMINATION DES PARAMÈTRES ... 112
5.2.1 Coefficients sismiques ... 112
5.3 COMBINAISONS ET VÉRIFICATIONS ... 112
5.3.1 Combinaisons ... 112
5.3.2 Vérifications ... 113
5.4 SOLLICITATIONS DUES AU SÉISME ... 113
5.4.1 Sollicitations verticales dues au séisme ... 113
5.4.2 Sollicitations horizontales dues au séisme ... 113
5.5 CONCLUSION ... 118

6 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES 119
6.1 DISPOSITIONS GÉNÉRALES 119
6.1.1 Généralités 119
6.1.2 Recouvrement 119
6.1.3 Aciers de coutures 119
6.2 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES RÉGLEMENTAIRES 121
6.2.1 Pièces comprimées 121
6.2.2 Pièces fléchies 123
6.3 APPLICATION AUX ÉLÉMENTS STRUCTURAUX OU TYPES DE STRUCTURES 125
6.3.1 Fûts des piles ou des culées 125
6.3.2 Semelles superficielles 133
6.3.3 Semelles sur pieux 133
6.3.4 Chevêtres des piles ou culées 134
6.3.5 Portiques, cadres, dalots et murs de soutènement 134
6.3.6 Tabliers 134
6.3.7 Fondations spéciales 135
6.3.8 Tableau récapitulatif 138

7 EXEMPLE DE DIMENSIONNEMENT D'UN PONT DALLE EN ZONE SISMIQUE 141
7.1 DONNÉES GÉNÉRALES 142
7.1.1 Présentation de l'ouvrage 142
7.1.2 Principes de conception parasismique 142
7.1.3 Préambule concernant les unités 143
7.1.4 Caractéristiques des matériaux de l'exemple 143
7.1.5 Chargements statiques 143
7.1.6 Résultats de l'étude sous charges de service 144
7.1.7 Détermination des actions sismiques 145
7.2 DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUI 146
7.2.1 Prédimensionnement des appareils d'appui 146
7.2.2 Détermination des sollicitations sismiques longitudinales 147
7.2.3 Détermination des sollicitations sismiques transversales 150
7.2.4 Détermination des sollicitations sismiques verticales 150
7.2.5 Vérifications des appareils d'appui 151
7.3 PILES 157
7.3.1 Détermination des sollicitations 157
7.3.2 Dimensionnement du ferraillage 159
7.4 FONDATIONS – CAS D'UNE FONDATION SUPERFICIELLE 160
7.4.1 Détermination des sollicitations 160
7.4.2 Vérifications des fondations 162
7.4.3 Dimensionnement du ferraillage 163
7.5 FONDATIONS – CAS D'UNE FONDATION PROFONDE 164
7.5.1 Détermination des sollicitations 167
7.5.2 Dimensionnement du ferraillage 168
7.5.3 Vérification de la capacité portante des pieux 169

7.6 CULÉES 169
7.6.1 Plan des culées 169
7.6.2 Détermination des sollicitations en statique 170
7.6.3 Détermination des sollicitations sismiques 175
7.6.4 Dimensionnement du ferraillage des poteaux 176
7.6.5 Vérification de la stabilité de la fondation 176
7.7 MUR GARDE-GRÈVE FUSIBLE 177
7.7.1 Généralités 177
7.7.2 Dimensionnement sous freinage Bc 178
7.7.3 Vérification de la rupture sous séisme 179

Annexe 1 : Condition sur le biais et la courbure pour appliquer la méthode monomodale 180

Annexe 2 : Dimensionnement des fondations profondes tenant compte des déplacements imposés par le sol et des actions inertielles provenant de la structure en élévation 182

Annexe 3 : Prise en compte de l'interaction sol-pieux 183

Annexe 4 : Poussée active du terrain – Méthode de Mononobe-Okabe 186

Annexe 5 : Les murs garde-grève fusibles 189

Annexe 6 : Zonage sismique 193

Références - Bibliographie sommaire 207

1 INTRODUCTION

1.1 FINALITÉ DU GUIDE

En France, la prise en compte du risque sismique est désormais obligatoire pour l'élaboration des projets d'ouvrages d'art. Les règlements, relativement récents, présentent quelques difficultés d'interprétation et d'utilisation pour l'ingénieur. Leur mise en application requiert la compétence de spécialistes dans le domaine du génie parasismique. Il était donc opportun d'apporter une aide sur la conception parasismique aux nombreux bureaux d'études travaillant sur les ouvrages courants.

L'objectif de ce document est de fournir un guide de conception et de justification des ouvrages courants. Par souci de commodité, l'ensemble des textes relatifs à la protection parasismique des ouvrages sont repris dans le guide de manière à en faire un document autonome. Les règles de justification reposent sur celles édictées par le Guide AFPS 92 pour la protection parasismique des ponts, adaptées spécifiquement au cas des ouvrages courants avec de nombreux commentaires explicatifs.

Son architecture repose sur la démarche logique du projeteur. Il développe les principes généraux de la conception parasismique (chapitre n°3), l'ensemble des règles de justification (chapitres n°4 et 5) et les dispositions constructives (chapitre n°6). Le chapitre n°7 propose un exemple numérique complet.

Compte-tenu de la relative nouveauté en France de la prise en compte du risque sismique pour les ouvrages d'art, le guide fournit au lecteur quelques apports théoriques permettant de comprendre le fonctionnement des structures sous séisme (chapitre n°2).

1.2 TEXTES CONCERNANT LA PROTECTION PARASISMIQUE DES PONTS

1.2.1 Décrets & Arrêtés

a) le Décret n° 91-461 du 14 mai 1991 relatif à la prévention du risque sismique

Ce décret fixe :

☞ la définition des ouvrages dits «à risque normal» ou «à risque spécial» :

Art. 3. *- La catégorie dite «à risque normal» comprend les bâtiments, équipements et installations pour lesquels les conséquences d'un séisme demeurent circonscrites à leurs occupants et à leur voisinage immédiat. ...*

Art. 6. *- La catégorie dite «à risque spécial» comprend les bâtiments, les équipements et les installations pour lesquels les effets sur les personnes, les biens et l'environnement de dommages même mineurs résultant d'un séisme peuvent ne pas être circonscrits au voisinage immédiat desdits bâtiments, équipements et installations*

Commentaire : L'ensemble des ouvrages d'art, hormis les ponts-canaux, relève du risque normal. Toutefois, les ouvrages incorporés à des structures relevant de classements spéciaux ou les couvrant peuvent sortir du domaine normal.

☞ le zonage sismique de la France :

Art. 4. *- Pour l'application des mesures de prévention du risque sismique aux bâtiments, équipements et installations de la catégorie dite «à risque normal», le territoire national est divisé en cinq zones de sismicité croissante : Zones 0, Ia, Ib, II et III.*

La répartition des départements, des arrondissements et des cantons entre ces zones est définie par l'annexe au présent décret.

Annexe - *... L'appartenance d'un site donné à une zone sismique est déterminée par l'appartenance de ce site à un département, à un arrondissement ou à un canton, par référence au découpage administratif valable le 1er janvier 1989, quelles que puissent être les modifications ultérieures de ce découpage.*

Le zonage détaillé par canton est donné en annexe 6 à ce document.

b) l'Arrêté du 15 septembre 1995 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux ponts de la catégorie dite «à risque normal» telle que définie par le décret n° 91-461 du 14 mai 1991 relatif à la prévention du risque sismique

Art. 1er. *- ... Sont visés par le présent arrêté les ponts nouveaux définitifs, publics ou privés, ainsi que les murs de soutènement qui en sont solidaires.*

Les ponts construits en utilisant tout ou partie des fondations d'un ouvrage antérieur sont considérés, pour l'application du présent arrêté, comme ponts nouveaux.

Commentaire : Le réemploi d'appui (pile ou culée) n'est en général possible que si la liaison tablier / appui est réalisée à l'aide d'un appareil d'appui glissant. Il convient alors de créer un appui fixe pour l'ouvrage sur un appui qui sera alors soit renforcé, soit remplacé.

Cet arrêté fixe :

☞ la classe des ponts de la catégorie dite «à risque normal» :

Art. 2. *- Pour application du présent arrêté les ponts de la catégorie dite «à risque normal» sont classés comme suit :*

En classe A :

les ponts qui n'appartiennent pas au domaine public et ne desservant pas d'établissement recevant du public.

En classe B :

les ponts qui n'appartiennent pas au domaine public mais qui desservent un établissement recevant du public, ainsi que les ponts qui appartiennent au domaine public et ne sont rangés ni en classe C ni en classe D.

En classe C :

les ponts qui appartiennent au domaine public et qui portent, franchissent ou longent au moins une des voies terrestres ci-après :

- *autoroutes mentionnées à l'article L.122-1 du code de la voirie routière ;*
- *routes express mentionnées à l'article L.151-1 du code de la voirie routière ;*
- *liaisons assurant la continuité du réseau autoroutier (L.A.C.R.A.) mentionnées au schéma directeur routier national approuvé par le décret n° 92-379 du 1er avril 1992 ;*
- *grandes liaisons d'aménagement du territoire (G.L.A.T.) mentionnées au même schéma ;*
- *voies à grande circulation définies à l'article R 1 du code de la route ;*
- *liaisons ferroviaires à grande vitesse mentionnées au décret n° 92-355 du 1er avril 1992 ;*
- *les ponts-canaux qui n'appartiendraient pas à la catégorie à risque spécial ;*
- *les ponts situés dans les emprises des ports maritimes et fluviaux, à l'exclusion des ports de plaisance ;*
- *les ponts de piste d'avion qui ne sont pas rangés en classe D.*

En classe D :

les ponts de piste d'avion appartenant à des aérodromes des catégories A, B, C2 suivant les I.T.A.C. (instructions techniques pour les aérodromes civils édictées par la direction générale de l'aviation civile), dénommées respectivement 4C, 4D et 4E suivant le code O.A.C.I. (organisation de l'aviation civile internationale) ; les ponts dont l'utilisation est primordiale pour les besoins de la sécurité civile, de la défense nationale ainsi que pour le maintien de l'ordre public. Le classement en catégorie D est prononcé par le préfet chaque fois que l'ouvrage constitue un point essentiel pour l'organisation des secours.

Tout pont nouveau définitif dont l'endommagement pourrait provoquer des dommages à un bâtiment, équipement ou installation de classe désignée par une lettre de rang alphabétique supérieur reçoit ce dernier classement.

Commentaire : Un pont qui longe mais ne risque pas de provoquer des dommages à l'une des voies concernées par la classe C demeure en classe B (voir le dernier paragraphe de cet article : «Tout pont nouveau définitif ...»).

☞ les règles de construction à appliquer :

Art. 4. *- Les règles de construction à appliquer aux ponts nouveaux définitifs mentionnés à l'article 3 du présent arrêté sont celles du document «Guide AFPS 1992 pour la protection parasismique des ponts», publié par l'Association française du génie parasismique (Presses de l'ENPC, 1995), ou celles du document d'application national de l'Eurocode 8, partie 2, Ponts ...*

(voir paragraphe 1.2.2)

☞ les accélérations nominales :

Art. 4. *- ... Ces règles doivent être appliquées au moyen d'une accélération nominale notée «a_N», qui caractérise l'action sismique à prendre en compte et dont la valeur résulte à la fois de la situation du pont au regard de la zone sismique et de la classe du pont. ...*

Les valeurs de « a_N» exprimées en m/s² sont données par le tableau suivant :

Zones	Classes			
	A	B	C	D
0	① ③	①	①	①
IA	③	1.0 ②	1.5 ②	2.0
IB	③	1.5 ②	2.0	2.5
II	③	2.5	3.0	3.5
III	③	3.5	4.0	4.5

① pour les ponts situés en zone 0, le risque sismique n'est pas à prendre en considération.

② lorsque la valeur de l'accélération nominale «a_N» n'excède pas 1.5, l'application des règles définies dans le Guide AFPS 92 ne conduit pas à modifier la conception des ouvrages courants découlant de l'analyse statique sous charges routières dès lors que les recommandations des guides de conceptions ad-hoc sont appliquées.

③ pour les ponts de classe A, les textes réglementaires n'imposent aucune conception parasismique particulière. Naturellement, le maître d'ouvrage qui souhaite protéger son ouvrage d'art vis à vis du risque sismique pourra utilement s'inspirer des recommandations de ce guide pour les ouvrages de classe B.

Commentaire : Les ouvrages d'une surface de tablier inférieure à 150 m² ne feront l'objet que de mesures constructives destinées à assurer la sécurité de l'ouvrage sauf pour les ouvrages situés sur des itinéraires relevant de la classe D. Les mesures constructives comprennent à la fois la détection du risque de liquéfaction du sol (cf paragraphe 1.3 - Guide AFPS 92), la mise en place d'organes évitant l'échappement du tablier de ses appuis (cf paragraphe 3.6 - Guide AFPS 92), ainsi que les dispositions constructives détaillées dans le présent guide (cf chapitre 6 - Guide AFPS 92).

1.2.2 Règlements de calculs

Plusieurs documents abordent la justification des ouvrages en zone sismique et notamment:

- Le Guide AFPS 92 pour la protection parasismique des ponts, ci-après appelé "Guide AFPS 92", publié par l'Association française du génie parasismique (Presses de l'ENPC, 1995).
- Les règles de construction parasismique - Règles PS applicables aux bâtiments - **PS 92** publiées sous la norme **NFP 06-013**.

Comme son titre l'indique, ce document concerne la conception des bâtiments. Toutefois certains paragraphes peuvent servir de référence (ex : les fondations sur pieux).

- L'**ENV_1998-2**, ci-après appelé "Eurocode 8-2", et son **DAN** (Document d'Application Nationale).
- Le DAN commente l'Eurocode et fixe la valeur de certains coefficients propres au territoire français.
- **Les recommandations AFPS 90** pour la rédaction de règles relatives aux ouvrages et installations à réaliser dans les régions sujettes aux séismes (3 tomes - Presses de l'ENPC).

Cet ouvrage a servi de base à la rédaction du Guide AFPS 92. Dans certains paragraphes du présent guide il est fait référence aux recommandations AFPS 90, pour certains points qui n'ont pas été repris dans le guide AFPS92.

La conception parasismique des ouvrages devra être menée en conformité avec les règles développées dans le guide AFPS92 ou dans le DAN de l'Eurocode 8-2.

Le présent guide repose sur les règles du guide AFPS 92, adaptées spécifiquement aux ouvrages d'art. Quelques emprunts ont été faits dans les recommandations AFPS 90, et l'Eurocode 8-2 a inspiré quelques modèles de calculs simplifiés (modèle de la pile équivalente par exemple).

Nous rappelons toutefois qu'un règlement constitue une chaîne de justifications complète et homogène, depuis les hypothèses jusqu'aux combinaisons de calculs. Il n'est par conséquent pas recommandé de mélanger les prescriptions de plusieurs documents.

1.3 RESPONSABILITÉS PARTICULIÈRES DU MAÎTRE D'OUVRAGE

Le Maître d'ouvrage doit assurer l'étude de faisabilité et définir, dans le programme, les objectifs de l'opération et les besoins qu'elle doit satisfaire, ainsi que les contraintes et exigences relatives à la réalisation et à l'utilisation de l'ouvrage.

De ce fait, il doit définir les conditions administratives et techniques. Autrement dit, il doit fixer, en liaison avec les autorités compétentes (tant à l'échelon central (ministère) qu'à l'échelon local (préfecture)), le classement des ouvrages à réaliser.

Dans le cas des ouvrages ferroviaires, il doit définir également les dispositions à apporter pour assurer l'exploitation des installations vis-à-vis d'une action sismique minorée.

Il appartient également au Maître d'ouvrage de faire réaliser les investigations géotectonique, géologique et géotechnique, pour définir les aléas sismiques (détection des zones de failles, microzonage, détermination des effets de site, des risques de liquéfaction). C'est à lui-même de retenir les règles techniques (règles nationales, Eurocodes...) ainsi que les exigences de comportement (élastique ou élasto-plastique) des éléments structurels.

1.4 DOMAINE D'APPLICATION

1.4.1 Les ponts routes

Le domaine d'application du guide est les ouvrages courants, qui sont définis dans la circulaire du 5 Mai 1994. Toutefois, quelques restrictions sont nécessaires.

En effet, tous les ouvrages dits courants au sens de la circulaire du 5 Mai 1994 ne peuvent être justifiés vis-à-vis de l'action sismique à partir d'une approche sismique simplifiée qui est la seule traitée par le présent guide.

Les limites du domaine d'application des méthodes simplifiées portent sur les points suivants :

- La hauteur des piles est inférieure à quinze mètres (15 m).
- Dans le cas d'un tablier de pont reposant sur plusieurs lignes d'appuis fixes, celles-ci devront avoir même hauteur, même coffrage et même système de fondations, si un coefficient de comportement supérieur à 1 est envisagé (cf.paragraphe 4.2.1).
- Le biais de la structure (angle aigu entre l'axe longitudinal de l'ouvrage et l'axe des appuis) est supérieur à 70 grades.
- Le rapport de la longueur de la travée de rive à la longueur de la travée adjacente est supérieur à 0,6.
- Les sols susceptibles de liquéfactions (sols de classe c, cf.paragraphe 4.1.5.1) ont une épaisseur superficielle permettant d'envisager des fondations profondes (h< 10 mètres).

Pour ces ouvrages courants à tablier, on pourra adopter une procédure de calcul sismique très simplifiée reposant sur l'analyse monomodale du comportement du tablier de pont sous l'action sismique (cf.chapitre 4).

Pour des ouvrages courants enterrés, on adoptera la procédure de calcul proposée dans le chapitre 5 de ce guide.

Pour les ouvrages courants plus complexes, il conviendra de procéder à une étude complète du comportement de l'ouvrage vis-à-vis du séisme en s'appuyant sur le guide AFPS 92 ou sur l'Eurocode 8-2.

1.4.2 Les ponts rails

Le présent guide s'applique également aux ouvrages courants du domaine ferroviaire suivants :

a) Les ouvrages multi-travées dont :

- La longueur est inférieure ou égale à 80 m et la portée principale n'excède pas 25 m,
- La hauteur des piles est inférieure à 15 m,
- Le nombre de voies portées est inférieur ou égal à 2.

On adoptera pour les ouvrages courants à tablier une procédure de calcul sismique très simplifiée reposant sur l'analyse monomodale, s'ils satisfont outre les conditions du 4.2.3, aux conditions ci-après :

- Le biais de la structure (angle aigu entre l'axe longitudinal de l'ouvrage et l'axe des appuis) est supérieur à 70 grades.
- Dans les cas d'un tablier reposant sur plusieurs lignes d'appuis fixes dans le sens longitudinal, celles-ci devront avoir même hauteur et même coffrage et même système de fondations.

b) Les ponts cadres et portiques enterrés ou sous voies (ballastées), les tranchées couvertes (constituées de cadres ou portiques simples), les dalots, les murs de soutènement en béton armé sans tirants d'ancrage :

Pour ces ouvrages, on adoptera les méthodes de calcul proposées dans ce guide.

c) Pour tous les autres ouvrages courants :

Il convient de procéder à une étude complète du comportement de l'ouvrage vis-à-vis du séisme en s'appuyant sur le chapitre 8 du Livret 2.01 du Cahier des Prescriptions Communes de la SNCF.

2 GÉNÉRALITÉS SUR LES PROBLÈMES SISMIQUES

2.1 ACTION SISMIQUE

2.1.1 Généralités

Le calcul sismique a pour objectif la détermination de la réponse d'un ouvrage à un mouvement tellurique sollicitant ses fondations. On entend par réponse le calcul des sollicitations, des déplacements, des vitesses et des accélérations subis par l'ouvrage. Ce calcul, qui relève du domaine de la dynamique des structures, se révèle délicat du fait de l'aspect aléatoire de l'excitation.

2.1.1.1 Origine des séismes

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent et atteignent la surface du sol.

2.1.1.2 Foyer et épicentre

Le point de la surface du sol à la verticale du foyer à partir duquel proviennent les ondes sismiques est son épicentre. La détermination de sa position est un problème complexe et donne des résultats plus ou moins précis car la libération d'énergie est un événement ni ponctuel, ni instantané.

2.1.1.3 Ondes sismiques

A partir du foyer, la secousse sismique se propage dans le sol sous forme d'ondes de divers types (Fig.1).

a) Ondes de volume

Il existe deux types d'ondes dites de volume :

☞ *Ondes longitudinales ou primaires (P)* : ces ondes se propagent suivant des cycles de compression-décompression du sol. Elles se propagent plus rapidement que les autres et sont généralement peu destructrices.

☞ *Ondes transversales ou secondaires (S)* : ces ondes s'accompagnent, sans changement de volume, d'une distorsion dans le plan perpendiculaire à la direction de propagation.

Les ondes S sont plus lentes que les ondes P dans un rapport variant de 1,5 à 2.

b) Ondes de surfaces

Les ondes de volume qui arrivent à la surface de la terre produisent des ondes de surface de deux types :

☞ *Ondes de Love (L)* : Ce sont des ondes de cisaillement qui se produisent quand le massif comporte dans sa partie superficielle une superposition de couches horizontales de caractéristiques différentes.

☞ *Ondes de Rayleigh (R)* : Elles se propagent le long de la surface libre limitant un massif semi-infini. Ce sont des ondes pour lesquelles les points du sol décrivent des ellipses dans le plan vertical de propagation.

Les ondes de cisaillement (S) et (L) sont plus dangereuses pour les constructions que les ondes P. Les ondes S et P se propagent généralement quasi-verticalement.

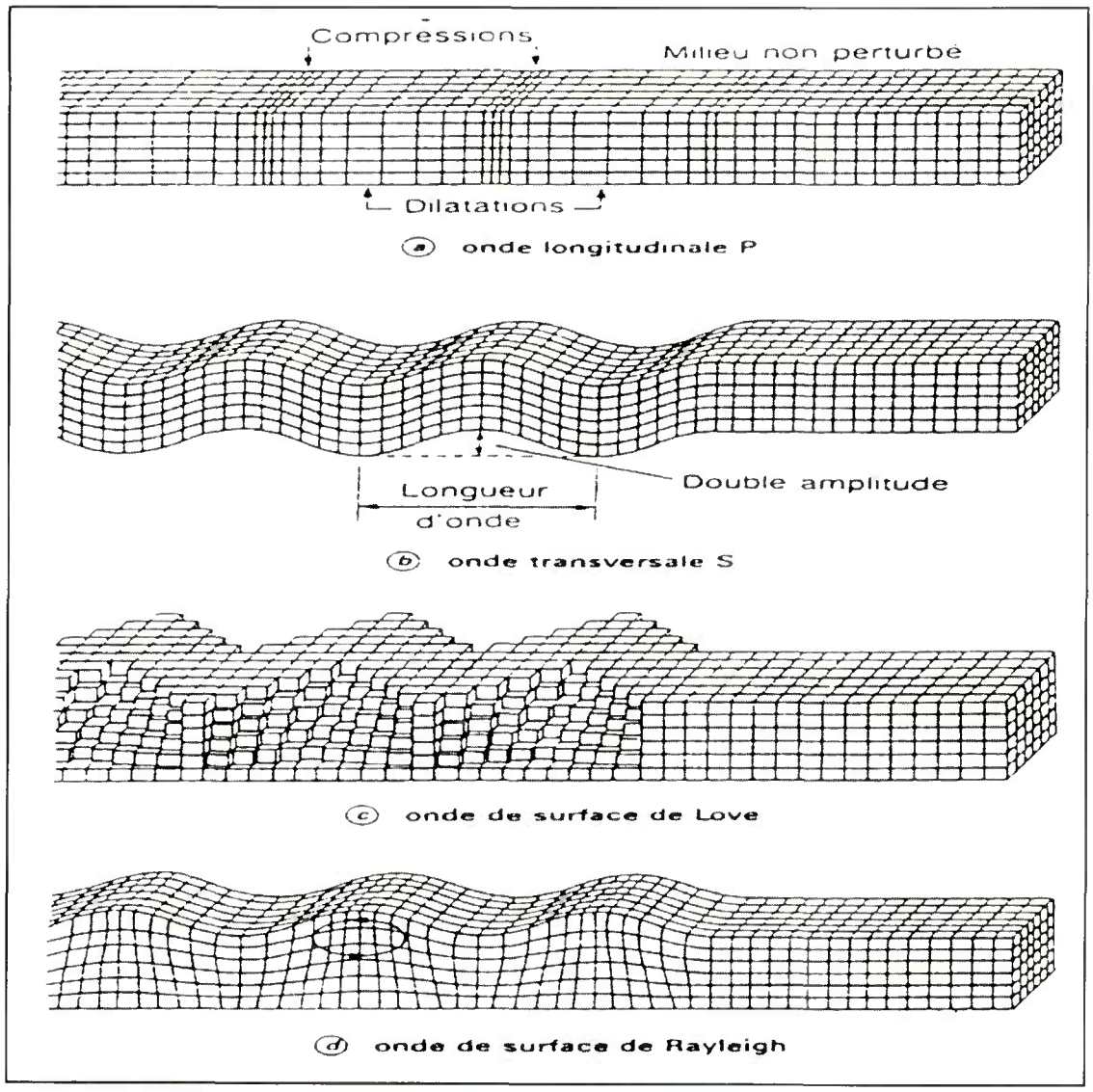


Fig. 1 : Exemple d'ondes sismiques se propageant horizontalement

(Jacques BETBEDER MATIBET – Techniques de l'Ingénieur)

2.1.1.4 Données quantifiant le mouvement sismique

Les mouvements sismiques qui intéressent l'ingénieur sont ceux qui se produisent à la surface du sol ou à son voisinage immédiat.

a) Données d'observations : Echelles d'intensité

De nombreuses échelles d'intensité ont été proposées pour apprécier l'effet du séisme sur les constructions. Le tableau 1 présente la description abrégée de l'échelle MSK (Medvedev, Sponheuer et Karnik) actuellement utilisée en Europe.

Cette échelle comporte 12 degrés qui caractérisent les dégâts observés dans les constructions, les impressions ressenties par les témoins et les comportements des sites naturels (sols, pentes, ...).

Degré	Effets
I	Secousse imperceptible à l'homme.
II	Secousse ressentie par un petit nombre d'observateurs et, surtout par ceux situés aux étages supérieurs des maisons.
III	Secousse ressentie par un certain nombre d'habitants.
IV	Ebranlement constaté par beaucoup à l'intérieur des maisons: vibration de vaisselle, craquements des planchers et des plafonds.
V	Ebranlement constaté par toute la population: réveil des dormeurs, Ebranlement de meubles et de lits.
VI	Des personnes effrayées sortent des habitations: tintement général des sonnettes, chute de plâtras.
VII	Maisons légèrement endommagées, lézardes dans les murs; chutes de cheminées en mauvais état.
VIII	Sérieux dommages, fentes béantes dans les murs, chute de la plupart des cheminées; chutes de rochers en montagne.
IX	De solides maisons de construction européenne sont sérieusement endommagées; un grand nombre rendues inhabitables.
X	La plupart des bâtiments sont détruits avec leurs fondations: rails de chemins de fer légèrement recourbés; dommages aux ponts.
XI	Destruction totale des bâtiments de pierre, des ponts, des digues; grands éboulements de terrain.
XII	Rien ne demeure plus des oeuvres humaines; changement dans la topographie.

Tableau n°1 : Echelle d'intensité MSK

b) Données instrumentales : Magnitude

La magnitude, définie en 1935 par Richter, pour mesurer l'énergie des séismes, est fonction de l'amplitude maximum qu'enregistrerait un sismographe étalon placé à 100 km de l'épicentre.

Les séismes de magnitude inférieure à 3~3,5, même proches de la surface donnent rarement, même à l'épicentre, une intensité supérieure à II et ne sont donc pas ressentis par l'homme. En France, on enregistre environ 1500 séismes par an, dont plus d'une dizaine de magnitude supérieure à 4, dont la provenance vient de la France ou de pays limitrophes.

2.1.1.5 Sismographe

Cet instrument mesure les mouvements du sol lors d'un séisme. Le résultat de l'enregistrement est le sismogramme. Ce dernier est appelé accélérogramme si l'instrument de mesure est un accéléromètre.

Les enregistrements donnent pour chacune des trois composantes, l'accélération en fonction du temps soit a(t). Les vitesses v(t) et les déplacements d(t) s'en déduisent par intégrations successives (Fig. 2).

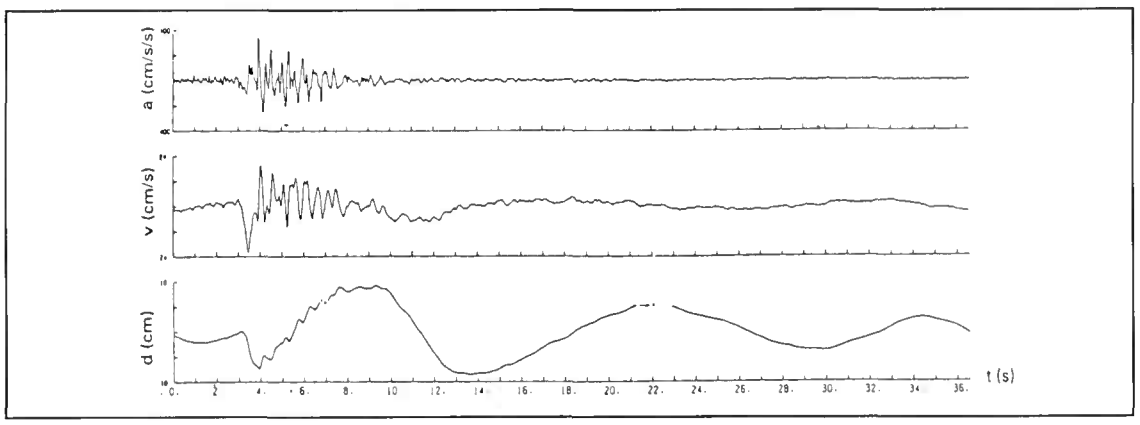


Fig. 2 : Enregistrement du séisme du Frioul en Italie (1976)
(V. DAVIDOVICI : Génie Parasismique – ENPC)

2.1.2 Action sismique de calcul sur un site donné

2.1.2.1 Evaluation de l'aléa sismique

L'aléa est la probabilité d'atteindre ou de dépasser un certain niveau d'un phénomène naturel.

L'évaluation de l'aléa sismique sur un site donné consiste à déterminer les mouvements sismiques les plus agressifs dont l'occurrence sur le site est à considérer comme possible. Cette définition est de nature probabiliste car la notion d'occurrence possible est toujours liée à la fixation d'un seuil de probabilité au-dessus duquel l'aléa est considéré comme négligeable.

L'établissement des cartes où apparaissent les courbes d'isovaleurs des paramètres tels que la probabilité annuelle de ressentir en un site une secousse d'intensité supérieure ou égale à une valeur donnée, ou l'intensité de la secousse donnée du site pouvant être atteinte ou dépassée pour une période de temps donnée ou une probabilité fixée par avance, a permis de réaliser le zonage sismique en France.

Les données nécessaires pour ces études sont des données relatives à la sismicité instrumentale pour les périodes très récentes ou des données relatives à la sismicité historique d'une région pour les périodes lointaines. Ces dernières sont généralement difficiles à obtenir et souvent peu fiables, particulièrement en ce qui concerne les localisations d'épicentre.

2.1.2.2 Zonage sismique

Dans le cas de la France, l'ensemble du territoire est réparti en cinq zones de sismicité croissante selon l'article 4 du décret du 14 mai 1991:

- zone 0 : sismicité nulle ou négligeable
- zone Ia : sismicité très faible
- zone Ib : sismicité faible
- zone II : sismicité moyenne
- zone III : sismicité forte

Pour les ouvrages à «risque normal», au sens du décret du 14 mai 1991, les règlements parasismiques définissent les dispositions permettant de satisfaire aux exigences de comportement représentant la «protection nominale» requise par la Puissance Publique. Cette dernière impose forfaitairement des valeurs dites «nominales» qui traduisent un choix résultant d'un compromis entre l'aléa sismique et le surcoût économique des mesures de protection.

Les paramètres retenus pour exprimer ces valeurs nominales sont des accélérations nominales (a_N) dont la grandeur est fixée en fonction de la zone sismique et de l'importance socio-économique de l'ouvrage.

2.1.2.3 Détermination de l'action sismique

Les séismes provoquent des mouvements du sol qui excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. L'action du séisme sur une structure peut être modélisée par des spectres de réponse ou par des accélérogrammes (enregistrements réels ou accélérogrammes artificiels construits à partir de spectres de réponses par des méthodes statistiques).

a) Accélérogramme

Comme il a été mentionné ci-dessus, l'accélérogramme est une représentation de l'accélération du mouvement sismique en fonction du temps. Elle est définie par des courbes qui fluctuent de manière irrégulière autour de la valeur nulle et dont la durée est très variable, de l'ordre de quelques secondes à quelques dizaines de secondes.

Les principales caractéristiques d'un accélérogramme sont :

- sa durée totale,
- ses maxima de l'accélération, de la vitesse et du déplacement (Amax , Vmax , Dmax),

b) Spectre de réponse

Schématiquement, les spectres de réponse sont obtenus de la façon suivante:

On considère une collection d'oscillateurs élastiques linéaires dont les périodes propres balaient une plage de valeurs couramment rencontrées dans les structures de génie civil (Fig. 4) et dont le taux d'amortissement est pris égal à ξ. Chacun des oscillateurs simples est caractérisé par sa masse m_i et sa raideur k_i, sa pulsation propre ω_{0i}

($\omega_{0i} = \sqrt{\frac{m_i}{k_i}}$ ou sa période propre $T_{0i} = 2\pi\sqrt{\frac{m_i}{k_i}}$)

Chaque oscillateur est soumis à une force p(t), fonction du temps, et l'équation du mouvement s'écrit:

$$m_i \ddot{u} + 2m_i\xi\omega_{0i}\dot{u} + m_i\omega_{0i}u = p(t)$$

u(t) désigne l'abscisse de la masse de l'oscillateur relativement à sa base

Dans le cas d'un déplacement d'appui de l'oscillateur tel un séisme, la force p(t) est calculée à partir de l'accélération imposée à l'appui $\gamma_g(t)$ ($\gamma_g(t) = \ddot{u}_g$) (Fig. 3).

$$p(t) = - m\gamma_g(t)$$

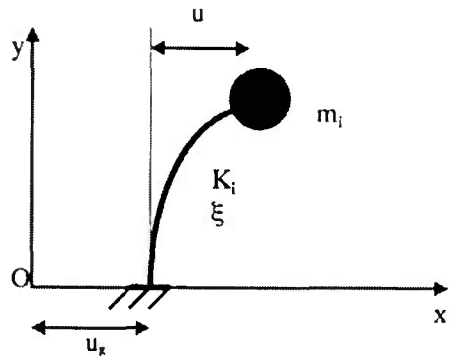


Fig. 3

La résolution de l'équation différentielle ci-avant donne le déplacement u(t) et le déplacement maximal U_{imax} de chaque oscillateur par rapport à un repère lié aux fondations. Ce dernier ne dépend que des paramètres T_i ou ω_i et ξ de l'oscillateur.

S'il est possible de disposer de suffisamment d'oscillateurs, la courbe donnant les déplacements maximaux, en fonction des périodes propres, est relativement régulière et est appelée Spectre de déplacement (Sd). On définit également les spectres de pseudo-vitesse Sv et de pseudo-accélération Sa.

Sv (pseudo-vitesse) = ω Sd

Sa (pseudo-accélération) = ω^2 Sd

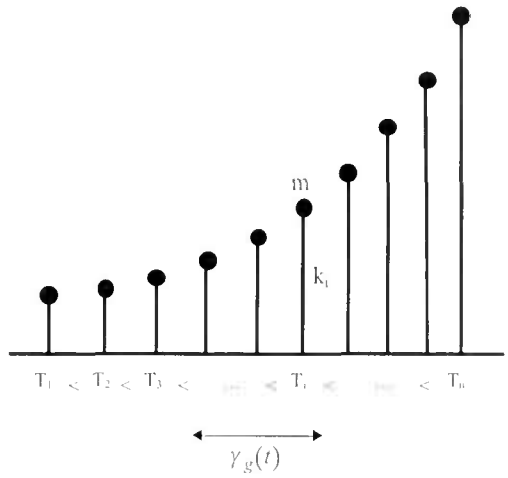


Fig. 4 : Oscillateurs de périodes variées et de taux d'amortissement ξ constant

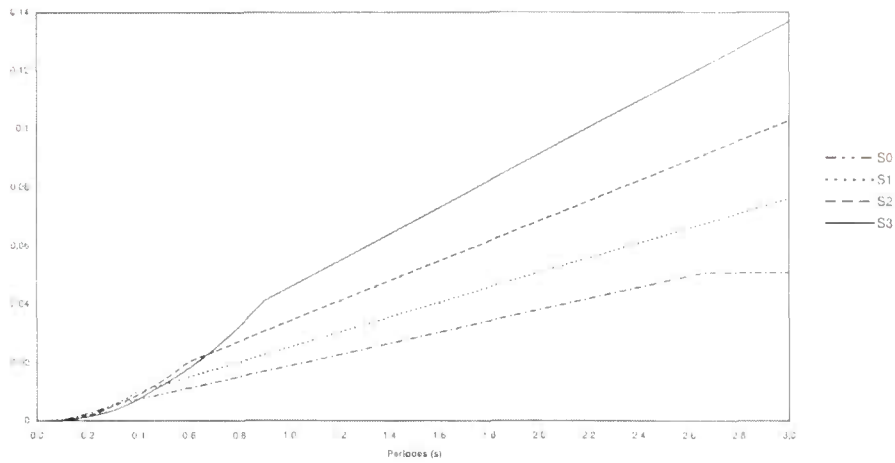


Fig. 5 : Spectre de réponse élastique en déplacement pour quatre natures de sol

Pour un oscillateur simple, l'effort maximal vaut:

$$F = k \times Sd = m \times \frac{k}{m} \times Sd = m\omega^2 \times Sd = m \times Sa$$

En faisant varier le taux d'amortissement ξ, un ensemble de spectres de réponse peut être établi.

Spectres construits à partir de plusieurs accélérogrammes

Les spectres de réponse construits à partir des accélérations mesurées au cours de séismes présentent souvent des irrégularités et ne sont pas directement exploitables dans le calcul des constructions. Il convient donc de déterminer un spectre de calcul qui sera l'enveloppe d'un ensemble de spectres correspondants à des accélérogrammes enregistrés dans des sites comparables du point de vue de la nature du sol.

Spectres réglementaires

Les règlements parasismiques imposent des spectres élastiques et des spectres de dimensionnement normalisés, déduits des spectres de calcul. Ces derniers tiennent compte forfaitairement du comportement non linéaire des structures étudiées par un calcul élastique équivalent. Ce spectre normalisé, applicable pour un type de sol donné, doit subir de nouveau une affinité pour tenir compte de l'amortissement de l'ouvrage, de la sismicité du site et du niveau de sécurité acceptable sur le plan du risque sismique.

Le spectre de réponse constitue, dans la grande majorité des cas, la donnée de base pour le calcul sismique.

c) Influence du site sur le spectre d'un séisme

L'observation montre que l'intensité avec laquelle un séisme est ressenti en un lieu donné dépend, dans une large mesure, de la nature des terrains traversés par les ondes sismiques et des conditions locales.

Il est souvent constaté que les ouvrages édifiés sur un sol meuble subissent des dommages plus importants que ceux situés sur un sol rocheux. Ce phénomène peut s'expliquer par le fait que les couches de sols meubles se comportent comme un oscillateur qui amplifie l'excitation appliquée à la base par le rocher.

Le premier mode de vibration d'une couche de terrain meuble d'épaisseur h reposant sur un sol rocheux est un quart de sinusoïde dont la période est:

$$T_1 = 4h\sqrt{\frac{\rho}{G}} = \frac{4h}{V_s}$$

Avec ρ, G et Vs la masse volumique, le module de cisaillement et la vitesse de propagation des ondes transversales de cette couche superficielle d'épaisseur h. La valeur de G est à ajuster en fonction du niveau d'accélération du séisme.

Il convient donc d'adapter le spectre de réponse à la nature du sol. Les sols meubles présentent une amplification plus importante des accélérations, du côté des grandes périodes, que les sols durs. (Fig. 6).

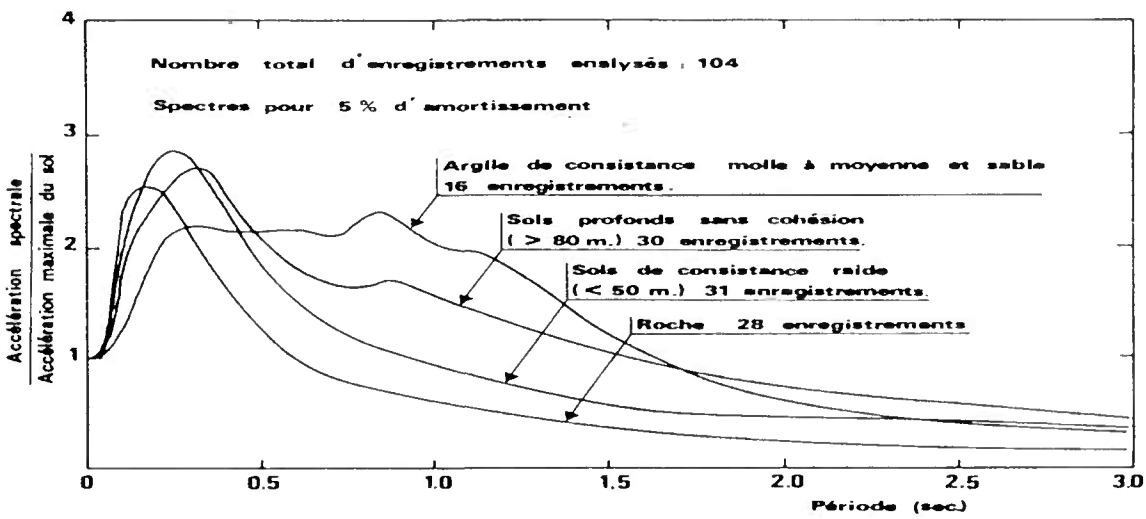


Fig. 6 Prise en compte de l'action sismique sur les sols
(V. DAVIDOVICI : Génie Parasismique – ENPC)

2.2 PRINCIPES DE BASE DU CALCUL DYNAMIQUE DES STRUCTURES

2.2.1 Introduction - quelques rappels de dynamique

Sous séisme, les structures sont soumises à des déplacements imposés de leurs fondations, ce qui revient à un problème de force imposée en se plaçant dans le repère lié aux fondations. L'ouvrage subit une force d'inertie due à l'accélération d'entraînement. L'équation de la dynamique, dans le cadre d'une discrétisation de la structure, s'écrit alors:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = -(M\Delta)\ddot{u}_g(t)$$

où

M est la matrice de masse de la structure.

C est la matrice d'amortissement.

K est la matrice de rigidité.

$u, \dot{u}, \ddot{u}$ sont les vecteurs de déplacement, de vitesse et d'accélération de la structure (par rapport aux fondations). Ce sont des fonctions du temps.

$\ddot{u}_g$ est l'accélération du sol en fonction du temps.

Δ est un vecteur unitaire dans la direction d'entraînement du sol.

La résolution de cette équation différentielle n'est pas aisée. Cependant, il est possible de décomposer les mouvements de la structure dans une base de modes propres d'un système non amorti. Dans cette base, la structure se comporte comme la superposition d'oscillateurs simples indépendants.

Par ailleurs, l'intérêt essentiel porte sur la réponse maximale de la structure en terme d'efforts et de déplacements relatifs. Les spectres de réponse donnent précisément les réponses des oscillateurs simples. Les maxima n'étant pas atteints simultanément, il convient de les combiner de façon adéquate pour obtenir la réponse maximale de la structure.

2.2.2 Méthodes d'analyse

2.2.2.1 Analyse modale spectrale

L'analyse sismique des structures complexes se fait généralement par analyse modale spectrale. Cette méthode d'analyse générale permet d'introduire en 2.2.2.2 la méthode d'analyse spectrale monomodale, utilisée pour les ouvrages courants.

Les étapes de calcul sont les suivantes :

- Modéliser la structure
- Déterminer le spectre de réponse de l'ouvrage, fonction du paramètre " a_N ", du type de site, de l'amortissement ξ et de son comportement : Sa (ω_i, ξ)
- Choisir le nombre de modes.
- Calculer les fréquences et les modes propres.
- Décomposer la solution recherchée en terme de déplacements sur la base des modes propres.

$$u(t) = D.V(t) = \sum_i V_i(t).D$$

avec :

D : les vecteurs propres [Di,.....,Dn].

V(t) : le vecteur colonne des valeurs de fonctions (Intégrale de Duhamel) :

V_i : solution de l'équation $\ddot{V}_i + 2\xi\omega_i\dot{V}_i + \omega_i^2 V_i = -p_i\ddot{u}_g$

où ω_i est la pulsation associée au vecteur propre D_i

et p_i le facteur de participation modale (défini ci-dessous).

- Rechercher le maximum de ces fonctions de temps, correspondant au mode i de pulsation ω_i, à partir du spectre de réponse défini ci-dessus.

$$\omega_i \rightarrow V_{max} = p_i \frac{Sa(\omega_i)}{\omega_i^2}$$

- Les maxima modaux ne sont pas atteints simultanément. Le maximum de la réponse d'une structure est une combinaison quadratique simple, si les modes sont indépendants, sinon, une combinaison quadratique complète.
- Cumuler éventuellement les réponses correspondant aux différentes composantes du mouvement sismique.

Remarques sur l'analyse modale :

Il convient de noter quelques remarques importantes concernant cette méthode :

a) Nombre de modes pris en compte

Le nombre de modes sélectionnés doit être suffisant pour ne pas négliger les modes importants. Ce critère sera respecté si la somme des masses modales m_i^* retenues représente la quasi totalité des masses de l'ouvrage.

La somme des masses modales sélectionnées permet de vérifier si les modes importants n'ont pas été omis. La masse modale permet d'évaluer l'importance relative d'un mode dans la réponse globale de la structure au séisme.

$$m_i^* = (D_i^T\ M\ \Delta)^2\ /\ D_i^T\ M\ D_i = a_i^2\ M_i$$

D_i *: le vecteur propre du mode i (i = 1 ~ p)*

M *: la matrice de masse*

Δ *: la matrice unitaire (de la direction étudiée ; les composantes Δi de ce vecteur sont égales à 1 pour les degrés de liberté correspondant à des déplacements dans cette direction).*

M_i *: la masse généralisée $D_i^T\ M\ D_i$*

p_i *: le facteur de participation du mode i (= $\frac{D_i^T\ M\ \Delta}{D_i^T\ M\ D_i}$)*

L'attention est attirée sur le fait qu'il existe dans certains cas des modes locaux correspondant à une vibration d'une partie restreinte de la structure. La masse et l'énergie mises en jeu par cette vibration sont faibles. Tel est le cas, pour un pont, de la vibration d'une pile mobile ou munie d'appareils d'appuis glissants.

b) Limitation de la méthode :

Hypothèse classique d'un comportement linéaire des matériaux.

Non prise en compte (ou prise en compte forfaitaire) des endommagements dus à la fissuration.

c) Précautions à prendre :

Lorsque l'ouvrage présente une grande longueur, nécessité de prendre en compte le mouvement différentiel des fondations dû au déphasage des ondes d'une part, et aux modifications subies par les ondes sismiques tout au long de leur parcours d'autre part.

Introduction de plusieurs spectres ou du spectre enveloppe en présence de discontinuité géologique (hors champ du présent guide).

d) Avantages de cette méthode :

Simplicité

Temps de calcul : faible

Obtention directe des maxima (déplacement, vitesse, accélération, effort, ...) de réponse.

2.2.2.2 Analyse spectrale monomodale

Pour les structures dites régulières (voir Chapitre 4) et lorsque le tablier est rigide, le modèle complet peut être remplacé, dans chacune des directions horizontales de calcul, par un oscillateur réputé équivalent et caractérisé du point de vue dynamique par :

- sa masse M, égale à la masse totale vibrante de la structure,
- sa rigidité totale K des appuis fixes vis-à-vis du mouvement sismique,
- sa période T, égale à celle de son mode fondamental dans la direction considérée.

Dans ce cas, la pulsation ω et la période T de la structure sont calculées par les formules suivantes :

$$\omega^2 = \frac{K}{M} \text{ ou } T = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K}}$$

Lorsque le tablier est souple, la détermination de la fréquence propre et du mode propre peut être effectuée suivant la méthode de Rayleigh, à partir d'une approximation convenable de la déformée.

Cette méthode est basée sur l'égalité entre l'énergie potentielle maximale et l'énergie cinétique maximale.

$$\omega^2 = \frac{\int_0^L EI\left(\frac{d^2y}{dx^2}\right)^2 dx + \sum_{i=1}^{n} g\, W_i y_i}{\int_0^L m\, y^2\, dx + \sum_{i=1}^{n} W_i y_i^{\,2}}$$

avec

x : l'abscisse suivant l'axe longitudinal de l'ouvrage

L : la longueur de l'ouvrage

E : le module d'élasticité

I : l'inertie de la poutre

y : l'amplitude du mode fondamental $y = f(x)$ qui est normalement inconnue. Pour beaucoup de problèmes, une solution raisonnable est souvent obtenue avec la courbe de déformées due au poids propre de la structure.

m : la masse linéique

W_i : la ième des " n " masses concentrées de l'ouvrage

2.2.2.3 Analyse modale temporelle

Cette méthode d'analyse ne s'impose que pour des ouvrages exceptionnels.

Dans cette méthode, la solution recherchée est basée également sur les modes propres mais la réponse du mode i, à l'instant t, est obtenue par l'évaluation numérique de l'intégrale de Duhamel.

$$u(t) = \frac{1}{\omega}\int_0^t \ddot{u}_g(\tau)\, e^{-\xi\omega_0(t-\tau)} \sin\left[\omega(t-\tau)\right] d\tau$$

où $\omega = \omega_0\sqrt{1-\xi^2}$ est la pulsation du système amorti.

La réponse totale est obtenue par la superposition des réponses modales.

2.2.2.4 Analyse temporelle par intégration directe

Cette méthode d'analyse ne s'impose que pour des ouvrages exceptionnels.

Cette méthode est basée sur celle de différences finies et utilise des schémas de discrétisation dans le temps pour résoudre l'équation du mouvement définie en 2.2.1 ci-avant.

Elle permet de calculer la solution (le déplacement u), au temps t + Δt (avec Δt, le pas du temps), à partir de l'état connu au temps t en reportant le schéma d'approximation des dérivées $\{\dot{u}_t\}$ et $\{\ddot{u}_t\}$ dans l'équation du mouvement.

2.2.3 Comportement d'un pont sous séisme

2.2.3.1 Généralités

***Avertissement**: Ce chapitre décrit le comportement des ponts sous séisme de manière très générale et théorique. Concernant l'application des règles de conception et de dimensionnement, il y a lieu de se référer aux Chapitres 3 et 4 du présent guide.*

La majorité des règles parasismiques existantes ont été rédigées pour des ouvrages de type bâtiment où la modélisation peut se faire à l'aide d'une console verticale avec des masses concentrées au niveau du plancher. Ces règles ne suffisent pas pour les ponts où le tablier repose sur des appuis multiples, de rigidités différentes, et où le problème relatif aux déplacements est aussi important que celui dû aux forces sismiques.

En effet, les leçons des séismes anciens ou récents mettent en évidence les principales causes de désordres ou d'effondrement des ponts :

☞ Les déplacements relatifs des tabliers et des appuis :

- déplacement important des appareils d'appui et perte d'appui,
- déplacement des appuis (piles, culées),
- déplacements différentiels non synchrones des têtes de piles.

☞ Les ruptures fragiles de certains éléments dues au manque de ductilité ou de confinement du béton :

- insuffisance d'ancrage,
- flambement des aciers longitudinaux,
- rupture des zones d'encastrement,
- rupture par flexion ou par effort tranchant.

☞ Les problèmes liés aux sols des fondations :

- liquéfaction des sols,
- augmentation des sollicitations dans les fondations profondes dues à la réduction de réaction du sol.

a) Comportement " élastique " et " inélastique "

Le calcul spectral précédemment décrit, suppose un comportement linéaire et élastique de la structure. Toutefois, dans certains cas et notamment pour des ouvrages comportant une ou plusieurs piles fixes et soumis à des séismes de forte intensité, il n'est pas réaliste de considérer que le comportement de la structure reste dans le domaine élastique.

La détermination de la réponse d'un système non linéaire par un calcul pas à pas donne une meilleure description du comportement de l'ouvrage mais la complexité d'une telle analyse, par rapport à une analyse spectrale d'un système linéaire, ne se justifie que pour les cas exceptionnels.

Dans les cas où il est admis un comportement inélastique de la structure, il est couramment accepté que les déformations réelles (avec comportement non linéaire) sont sensiblement égales

à celles calculées sur un modèle linéaire correspondant à l'état initial. Les efforts réels se trouvent alors écrêtés par la formation de " rotules plastiques " dans la structure. Le calcul dit " pseudo-élastique " est donc mené en supposant la structure parfaitement élastique, et la prise en compte des zones plastifiées se fait par l'introduction d'un coefficient de comportement venant réduire les efforts calculés.

La légitimité de cette méthode est issue de bases théoriques et expérimentales trop souvent méconnues. C'est la raison pour laquelle nous rappelons ci-après la démarche qui conduit à l'introduction du coefficient de comportement.

b) Théorie du coefficient de comportement

Modèle de fonctionnement non-linéaire d'une pile de pont sous chargement statique

Considérons à titre d'exemple une pile de pont sur laquelle repose un tablier par l'intermédiaire d'un appareil d'appui fixe ne transmettant pas les moments. Le poids de la pile est supposé négligeable devant celui du tablier. Par suite, les forces d'inertie induites par le poids ne s'appliquent qu'au sommet de la pile (Fig. 7). Le moment est maximal en pied de pile; c'est là que se développera une éventuelle rotule plastique.

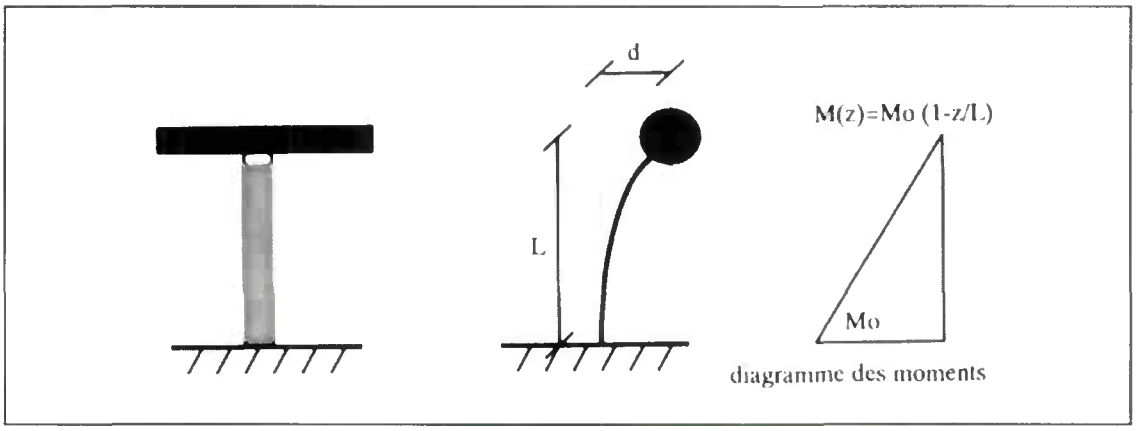


Fig. 7: Modèle pour une pile de pont sous chargement statique

Afin de comprendre le fonctionnement d'une pile de pont, le comportement local d'une section est étudié en première étape et il en est déduit le comportement global de la pile.

Comportement idéalisé d'une section de pile

La courbe (en trait fin) de la figure 8 représente une loi moment-courbure d'une section en béton armé qui est utilisée pour le dimensionnement inélastique. Cette loi de comportement qui peut être simplifiée par la loi élasto-plastique parfaite (courbe en trait foncé), est constituée de deux parties:

- la partie élastique linéaire avant la première plastification des aciers,
- le plateau ayant pour ordonnée le moment ultime de la section.

Cette courbe n'est que très relativement représentative car elle a été établie dans le cas d'un chargement horizontal monotone et sous l'effet d'un effort normal constant (par exemple la descente de charge sous charges permanentes, hors séisme). Dans le cas d'un séisme, l'effort normal varie (du fait du séisme vertical, de l'effet portique dans le cas de fûts liés par un chevêtre en tête et une semelle en pied, etc...) et la charge horizontale est cyclique.

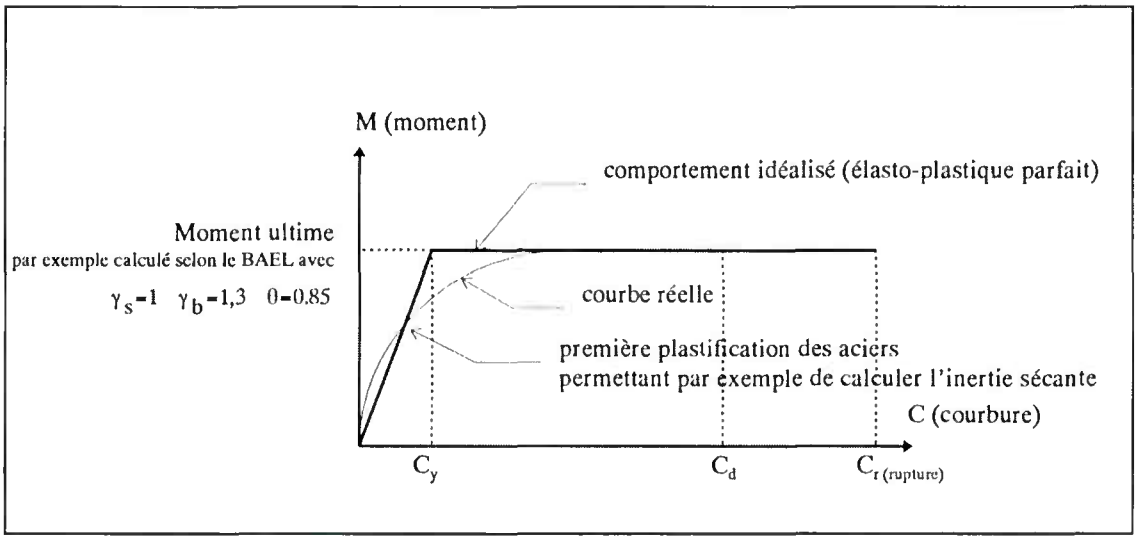


Fig. 8: Comportement en flexion d'une section

A partir de la courbe décrivant la loi de comportement idéalisé d'une section, il est défini *l'appel de ductilité locale* (ou *demande de ductilité locale*) en courbure de la section par le ratio:

$$\mu_c = C_d / C_y$$

où C_d est la courbure atteinte pendant le chargement

C_y est la courbure limite élastique du modèle élasto-plastique parfait calculée par la formule classique de la Résistance des Matériaux:

$$C_y = M_u / EI$$

Certains règlements étrangers précisent que le module d'inertie I est l'inertie sécante dont la définition n'est pas unique dans la littérature. Dans le règlement français, c'est l'inertie de coffrage, qui surestime l'inertie sécante, qui est utilisée en général.

Il existe des relations entre les dispositions constructives d'une section et la capacité de ductilité en courbure. En effet, l'expérience montre que la ductilité en courbure croît avec la densité des armatures transversales pour les raisons suivantes:

- Elles confinent le béton, ce qui signifie qu'elles empêchent celui-ci de se désintégrer sous des chargements cycliques alternés et lui donnent une plus grande résistance.
- Elles se substituent au béton endommagé pour maintenir les armatures longitudinales et prévenir leur flambement.

Une capacité de ductilité en courbure maximale μ_c ne dépend pas, ou tout au moins peu, de l'échelle du problème. En effet, la valeur de μ_c reste inchangée si la section et les aciers sont multipliés par une même constante. Il s'agit d'un paramètre adimensionnel qui ne dépend que du taux de ferraillage longitudinal et transversal.

Le règlement français ne requiert pas explicitement que l'on vérifie l'adéquation entre l'appel de ductilité et la capacité de ductilité. Cela est en fait caché dans une limitation de la réduction des efforts de dimensionnement comme nous l'expliquons plus loin.

Comportement idéalisé de la pile

Il est constaté expérimentalement que les rotules plastiques se développent sur une certaine longueur L_r. Sur cette longueur, la courbure plastique est uniforme et égale à la différence entre C_d et C_y. Compte tenu du comportement élasto-plastique parfait de la section, le diagramme des courbures dans la pile est le suivant :

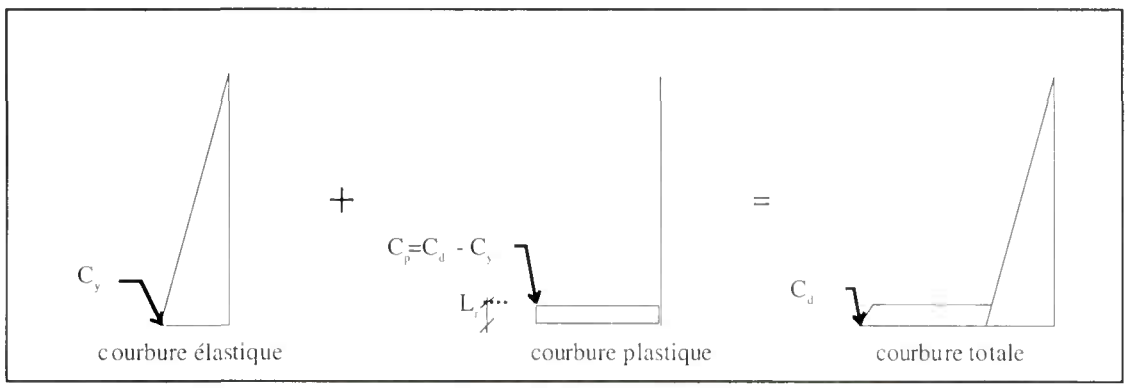


Fig. 9: Diagramme idéalisé des courbures dans la pile

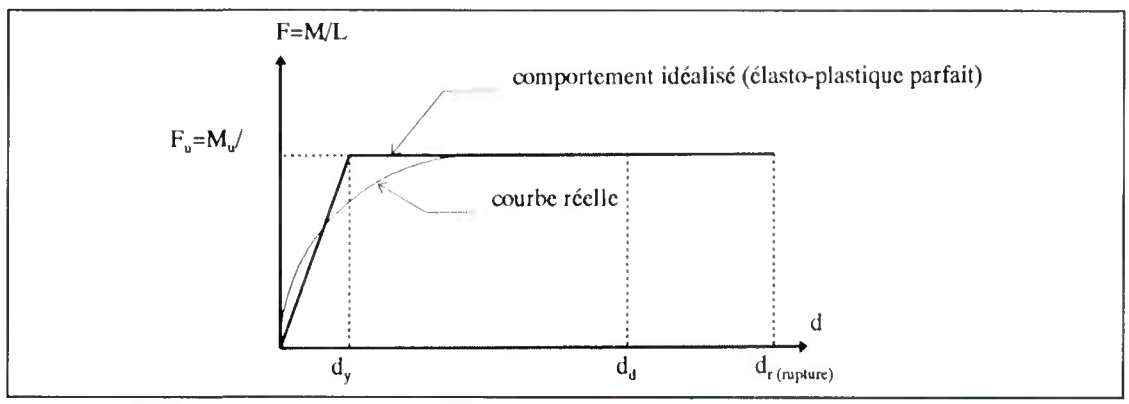


Fig. 10: Diagramme force-déplacement sous chargement monotone

Comme les courbures, la loi force-déplacement peut être représentée par un comportement élasto-plastique parfait (Fig. 10) et le déplacement en tête peut être séparé en deux termes, un déplacement élastique d_y et un déplacement plastique d_p:

$$d_r = d_y + d_p$$

selon le schéma suivant :

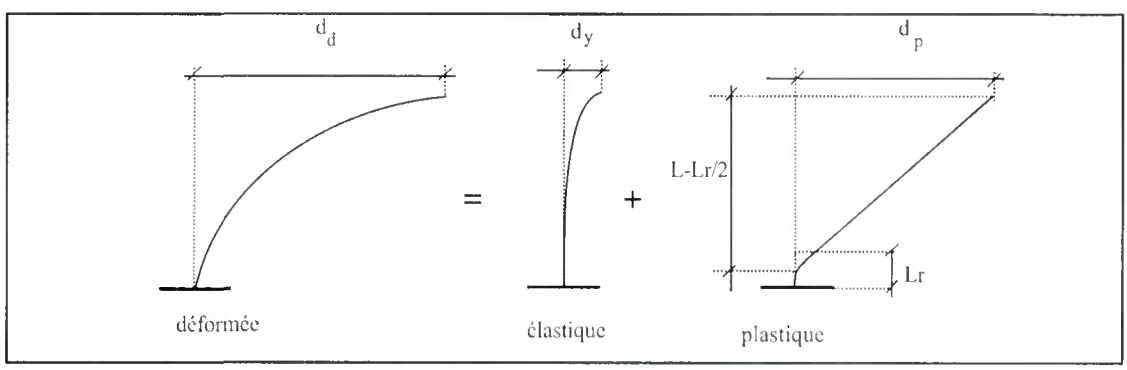


Fig. 11: Déformée de la pile de pont

De manière analogue à ce qui a été fait pour la section, l'appel de ductilité globale ou en déplacement dans la pile est caractérisé par le ratio :

$$\mu_d = \frac{d_d}{d_y}$$

où d_d est le déplacement atteint pendant le chargement

d_y est le déplacement élastique dont la relation avec la courbure élastique est donnée par la formule :

$$d_y = \frac{C_y L^2}{3}$$

En supposant l'axe de rotation à mi-hauteur de la rotule, on obtient le déplacement plastique à partir de la rotation plastique θ_p et des longueurs des différentes parties :

$$\theta_p = \left(C_d - C_y\right) L_r$$

$$d_p = \left(L - \frac{L_r}{2}\right)\theta_p$$

$$d_p = \left(L - \frac{L_r}{2}\right)\left(C_d - C_y\right)L_r$$

En posant: $$\lambda = \frac{L_r}{L}$$

Les équations précédentes permettent alors d'obtenir aisément le lien entre ductilité globale et ductilité locale :

$$\mu_d = 1 + 3\lambda\left(1 - \frac{\lambda}{2}\right)\left(\mu_c - 1\right)$$

$$\mu_c = 1 + \frac{\mu_d - 1}{3\lambda\left(1 - \frac{\lambda}{2}\right)}$$

Il apparaît donc que pour pouvoir calculer la ductilité limite ou maximale de la pile à partir de celle de la section, il faut connaître la longueur de la rotule plastique L_r. Cette longueur est celle sur laquelle la courbure C_d de la pile peut-être assimilée à C_r.

D'après l'Eurocode 8 partie 2, la valeur du rapport λ est influencée par plusieurs paramètres (l'allongement et le glissement de l'armature dans la zone adjacente, la fissuration inclinée due à l'interaction cisaillement flexion, etc...). Ce rapport est donc affecté d'une grande incertitude, toutefois, l'Eurocode en donne les estimations indicatives suivantes :

$$L_r = 0{,}08L + 0{,}022\,\phi_s f_e \quad \text{ou} \quad L_r = (0{,}4 \text{ à } 0{,}6)h$$

où ϕ_s et f_e sont le diamètre et la limite élastique des armatures longitudinales exprimés respectivement en m et MPa, et h est l'épaisseur de la section suivant la direction du séisme considérée.

Il est courant d'utiliser :

$$\mu_d = 3,0$$

$$\lambda = 0,05 \text{ ou } L_r \approx 0,5h$$

Le ferraillage transversal doit alors permettre d'atteindre une ductilité locale valant $\mu_c = 14,7$ Cette valeur est tout à fait comparable à la ductilité limite $\mu_c = 13$ préconisée par l'Eurocode 8-2.

Comportement élasto-plastique " parfait " d'une pile de pont sous chargement sismique

Nous avons vu qu'il était possible de modéliser de façon approchée le diagramme force-déplacement d'une pile de pont sous chargement statique par un diagramme élasto-plastique parfait. Sous séisme, le comportement d'une pile de pont, malgré la complication due à la nature du chargement d'une part, et à la variation de l'effort normal d'autre part, peut être étudié qualitativement en l'assimilant à un oscillateur simple comportant une masse en tête et une raideur modélisée par une courbe élasto-plastique parfaite.

L'oscillateur élasto-plastique parfait a été étudié sous chargement sismique dans les années 60-70 notamment par Newmark. Ce dernier a pu établir une estimation du déplacement maximal de l'oscillateur inélastique en fonction :

- de sa période d'oscillations libres (oscillateur restant dans le domaine élastique),
- du déplacement maximal de l'oscillateur indéfiniment élastique de même période.

Les résultats principaux sont les suivants :

Pour des structures souples (de période T>0,5 s, typiquement sur la branche descendante du spectre de réponse élastique en accélération), les déplacements maximums d_d des oscillateurs élastique et inélastique sont très voisins. Cette propriété porte le nom " *d'iso-déplacement* ". Elle s'explique physiquement par le fait que la plastification de la structure assouplit une structure déjà souple dans une zone où le spectre en déplacement augmente lentement ou pas du tout. Le surcroît de déplacement dû à l'assouplissement est en outre compensé par une diminution de déplacement induite par l'augmentation de l'amortissement hystérétique.

Pour des structures un peu moins souples (de période T comprise entre 0,125 s et 0,5 s, typiquement au voisinage du plateau du spectre élastique en accélération), il est constaté que l'aire sous la courbe force-déplacement S_E, autrement dit l'énergie de déformation, est identique pour les oscillateurs purement élastique et élasto-plastique. Cette propriété est appelée " iso-énergie " (voir Fig. 12).

Pour des structures très raides (T<0,03 s), comme la rigidité est très grande, les déformations élastiques sont très faibles et les déformations inélastiques deviennent extrêmement importantes dès que la force d'inertie atteint le palier plastique. En effet, à l'échelle des temps de réponse (très petits) de ces oscillateurs, les impulsions sismiques paraissent très longues. Si lors du séisme, l'oscillateur commence à plastifier, l'incursion sur le palier plastique sera très longue (à l'échelle de la structure) avant que la sollicitation ne s'inverse. La demande de ductilité sera donc très importante, souvent beaucoup plus grande que ce que les structures classiques peuvent supporter. Dans ces cas, on choisit F_y et F_{el} sensiblement identiques. L'accélération maximale de l'oscillateur est alors voisine de celle du sol. Ce domaine de fonctionnement porte le nom " *d'iso-accélération* " et on cherchera à l'éviter.

Pour des structures raides (0,03 s < T < 0,125 s), la réponse de l'oscillateur se trouve entre les deux cas précédemment cités et par simplification, ce cas intermédiaire peut être considéré comme une structure très raide.

Pour ces trois domaines de fonctionnement, il est possible d'établir des relations entre le ratio F_{el}/F_y, rapport de la valeur maximale de l'effort F_{el} de l'oscillateur élastique sur sa limite élastique F_y, et la demande de ductilité en déplacement μ_d, ainsi qu'entre le ratio d_{el}/d_y, rapport de la valeur maximale du déplacement de l'oscillateur élastique sur celui de l'oscillateur élasto-plastique, et μ_d.

Iso-déplacement	$\frac{F_{el}}{F_y} = \mu_d$	$\frac{d_d}{d_{el}} = 1$
Iso-énergie	$\frac{F_{el}}{F_y} = \sqrt{2\mu_d - 1}$	$\frac{d_d}{d_{el}} = \frac{\mu_d}{\sqrt{2\mu_d - 1}}$
Iso-accélération	Si $\frac{F_{el}}{F_y} > 1$, alors μ_d devient très grand	Déplacements non maîtrisés

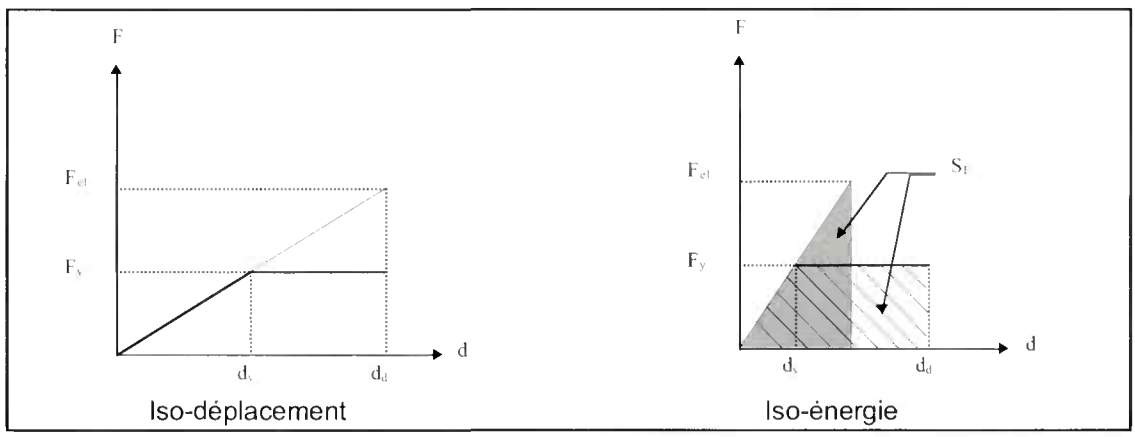


Fig. 12: Propriétés d'iso-déplacement et d'iso-énergie

Dimensionnement et coefficient de comportement

Pour limiter les dommages au maximum, il est toujours possible de concevoir la structure de façon " élastique " en dimensionnant les éléments de la structure à l'ELU sismique (cf. Chapitre 4) pour des efforts calculés grâce à un modèle parfaitement élastique. C'est en général le cas pour des piles de pont surmontées par des élastomères frettés ou des appareils d'appui glissants (dans la direction du séisme). C'est au contraire souvent anti-économique (en particulier pour les efforts transmis dans les fondations) dans le cas d'appuis bloquant les mouvements sismiques (voir Chapitre 3).

Naturellement la question de savoir comment se comporte la structure si elle est dimensionnée volontairement pour des efforts inférieurs à ceux trouvés par une analyse purement élastique se pose. Les paragraphes précédents donnent des éléments de réponse à cette question.

Le dimensionnement inélastique à l'aide du coefficient de comportement " q " peut être effectué en suivant la démarche ci-après:

- Effectuer un calcul élastique avec spectre de réponse d'où sont tirés des efforts élastiques limites F_{el},
- Diviser ces efforts par un coefficient de comportement q, supérieur à l'unité,
- Dimensionner alors la structure pour des efforts F_{el}/q. Bien entendu, le règlement donne une borne supérieure à la valeur de q (donc une borne inférieure pour les efforts de dimensionnement),

- Vérifier le critère de cohérence, c'est-à-dire l'adéquation entre les hypothèses adoptées vis-à-vis de la loi de comportement des matériaux (plastification des aciers) et les déformations réellement obtenues avec les efforts de dimensionnement F_{el}/q,
- Adopter les dispositions permettant d'assurer la compatibilité des déplacements de la structure.

Nous examinons maintenant les conséquences de ce choix sur l'ouvrage modélisé par un oscillateur élasto-plastique parfait. Dans ce cas, l'effort de dimensionnement F_{el}/q est la limite élastique F_y (voir Fig. 12) si bien que :

$$q = \frac{F_{el}}{F_y}$$

D'après les trois modes de fonctionnement exposés ci-dessus, il est obtenu le tableau ci-après:

T > 0,5 s	Iso-déplacement	$\mu_d = q$
0,125 s < T < 0,5 s	Iso-énergie	$\mu_d = \frac{1}{2}\left(q^2 + 1\right)$ ou $q = \sqrt{2\mu_d - 1}$
T < 0,125 s	Iso-accélération	$q = 1$

Une valeur du coefficient de comportement est fixée, le tableau ci-dessus donne une estimation de l'appel de ductilité μ_d en déplacement qui en résulte. Notons que pour des structures très raides (T < 0,125 s), il convient d'adopter un dimensionnement élastique.

Par les relations données ci-avant, il est déduit les valeurs de l'appel de ductilité en courbure μ_c. Rappelons que la capacité de ductilité en courbure d'une section est fonction des dispositions constructives et notamment du ferraillage transversal. Un dimensionnement idéal voudrait qu'à partir de l'appel de ductilité en courbure μ_c, calculé ci-dessus, un ferraillage transversal adéquat soit fourni. Il est à noter que le rappel théorique décrit ci-avant concerne un élément isolé du pont et que les problèmes se compliquent lorsque le tablier est fixé sur plusieurs appuis, car le coefficient de comportement est une valeur unique et globale pour l'ensemble de la structure, sous l'effet d'un séisme " appliqué " suivant une direction donnée.

L'Eurocode 8-2 (article 6.2.1.3) va dans ce sens en donnant une quantité d'armature transversale destinée à assurer une ductilité en courbure de la section. Le guide AFPS 92 pour les ponts va moins loin mais donne une procédure plus simple pour l'ingénieur : il impose un ferraillage transversal en zones critiques (ces zones couvrent largement les rotules plastiques) qui garantit implicitement une certaine ductilité en courbure et donc une ductilité en déplacement (ce sont des bornes supérieures dans les deux cas). Le règlement impose donc une borne supérieure au coefficient de comportement q (voir Chapitre 4) de telle sorte que cette ductilité limite ne soit pas dépassée.

Les règlements fournissent une valeur du coefficient q indépendante de la période. Or, il est démontré ci-avant que la relation entre le coefficient de comportement et la ductilité dépend de manière significative de la période de l'oscillateur. L'Eurocode 8 (partie 1) et le Guide AFPS 92 pour les ponts rendent compte de ce fait en modifiant sensiblement le spectre utilisé (ce n'est d'ailleurs pas la seule raison) :

- l'Eurocode 8 intègre le coefficient de comportement dans la définition du spectre de réponse de façon à ce que le coefficient de comportement n'affecte pas le spectre aux très basses périodes (il n'y a donc pas de réduction d'effort autorisée dans cette zone) ;
- le Guide AFPS 92 pour les ponts impose d'utiliser un spectre majoré, appelé " spectre de dimensionnement " dès que la valeur de q dépasse l'unité ; le plateau de ce spectre

est prolongé jusqu'à T=0, ce qui doit dissuader l'ingénieur de provoquer un comportement fortement non-linéaire dans une structure de faible période propre.

En conclusion sur la théorie du coefficient de comportement, rappelons qu'elle a été élaborée initialement pour des structures dont le comportement est voisin de celui d'un oscillateur élasto-plastique parfait. Elle ne s'applique donc que de façon très approximative aux structures réelles.

Ce coefficient réducteur des efforts permet en général de réaliser des économies, d'une part sur les aciers longitudinaux des piles (il faut toutefois augmenter le ferraillage transversal) et d'autre part sur les fondations dont les efforts sont plafonnés par la formation de la rotule plastique dans la pile. Toutefois, il existe un certain nombre d'inconvénients tels que la réparation ou le confortement de l'ouvrage à prévoir si l'action sismique réelle atteint ou avoisine la valeur prise en compte dans les calculs de l'ouvrage.

Insistons sur le fait qu'il s'agit d'une *méthode de dimensionnement* et non d'une technique de vérification. Le règlement impose seulement de vérifier que sous les efforts ainsi calculés, il y a bien formation de rotules plastiques dans les piles. Cette vérification permet de garantir la protection contre une rupture fragile des zones qui ne font pas l'objet de dispositions constructives particulières (voir le principe du dimensionnement en capacité et le critère de cohérence au Chapitre 4).

Le bon comportement de la structure sous séisme dépend en effet essentiellement d'une conception saine (consulter pour cela le Chapitre 3) et de bonnes dispositions constructives (Chapitre 6). Les calculs, aussi sophistiqués qu'ils soient, n'apportent qu'une sécurité toute relative.

2.2.3.2 Influence des différents paramètres sur le comportement d'un pont sous séisme

La réponse d'un ouvrage sous l'effet d'un séisme donné est fonction de sa masse, de sa rigidité et de sa capacité à amortir le mouvement.

a) Augmentation de la période

En première approximation, le système tablier-appui peut être considéré comme un oscillateur simple caractérisé par sa masse M, sa rigidité K et, déduit à partir d'un système à un seul degré de liberté, sa période de vibration T :

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K}}$$

Lorsque la réponse du système est régie suivant la branche hyperbolique du spectre élastique, l'accélération maximale de l'oscillateur γ est égale à :

$$\gamma = \frac{\beta a_N}{T} = \frac{\beta a_N}{2\pi}\sqrt{\frac{K}{M}}$$

où β est une constante dépendant du type de site.

D'où la force inertielle F induite par le séisme :

$$F = M.\gamma = \frac{\beta a_N}{2\pi}\sqrt{K.M}$$

Il est constaté que la diminution de l'effort sismique peut être obtenue par l'adoption d'un système plus souple (K plus faible) et plus léger (M plus petit).

L'augmentation de période s'obtient en diminuant le nombre d'appuis fixes ou en introduisant entre le tablier et ses appuis des appareils d'appui souples (élastomère fretté par exemple) (Fig. 13). Ces dispositions permettent d'augmenter la période fondamentale de la structure en la ramenant en dehors de la gamme de la période dominante des mouvements du sol susceptibles de se produire pendant le séisme.

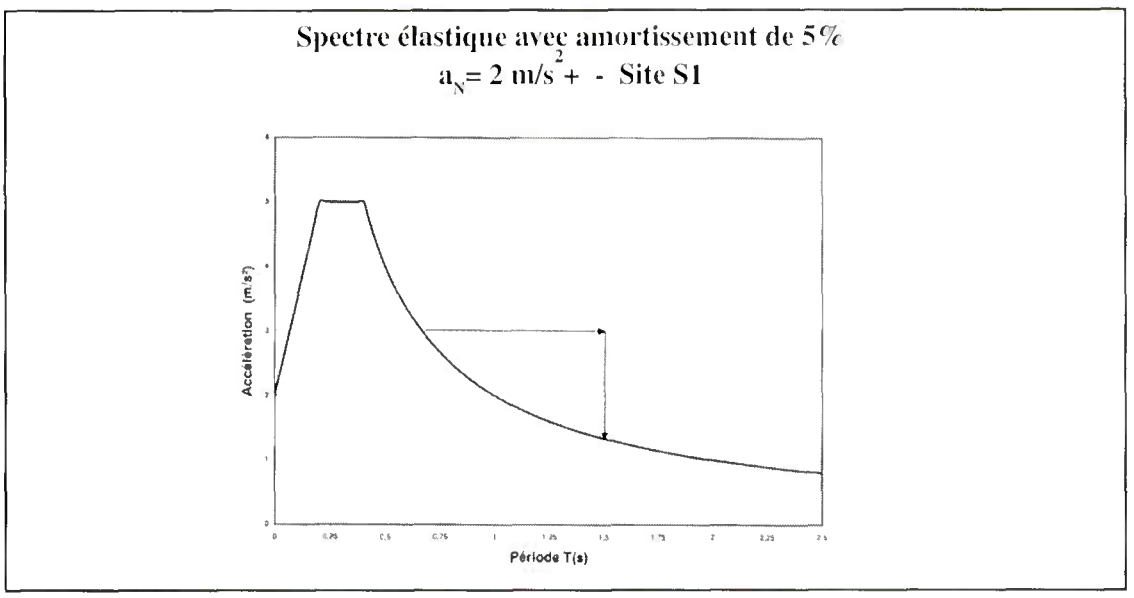


Fig. 13: Influence de la souplesse sur la réponse de l'ouvrage

Cependant cette technique mérite quelques précautions :

- la réduction des sollicitations est accompagnée par une augmentation en déplacement «u» qui risque de mettre en péril certains éléments (effets du second ordre) ou de ne plus satisfaire les critères d'exploitation de l'ouvrage :

$$u = \frac{\gamma}{\omega^2} = \frac{\gamma}{\left(\frac{2\pi}{T}\right)^2} = \frac{\gamma T^2}{(2\pi)^2} = \frac{\beta a_N}{(2\pi)^2} T^2$$

- l'augmentation en période pourrait induire des efforts plus défavorables pour un certain nombre de sites où la période dominante du spectre est relativement élevée (site avec des sols de couverture de forte épaisseur et de qualité médiocre).

b) Augmentation de l'amortissement

Le problème posé par les déplacements horizontaux mentionnés ci-dessus peut être résolu par l'augmentation de l'amortissement. Toutefois, il est à noter que cette technique est plus onéreuse et nécessite de l'entretien. Elle est donc à réserver aux ouvrages ou aux sites exceptionnels.

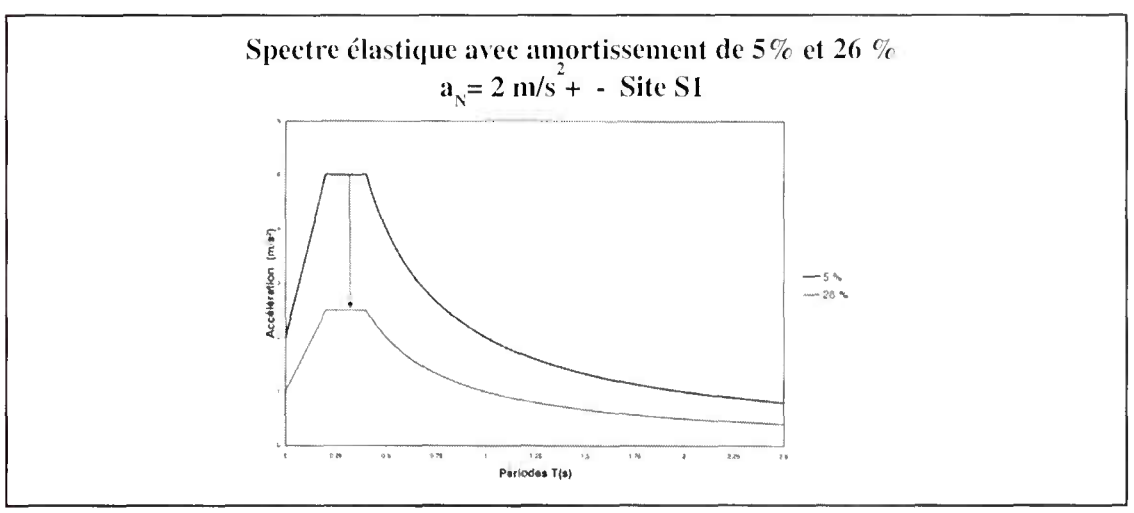


Fig. 14: Influence de l'amortissement sur la réponse de l'ouvrage

La figure 13 montre l'influence de l'amortissement sur la réponse de l'ouvrage d'après le «Guide AFPS 92 - Ponts». Ce dernier précise que, pour une oscillation simple à une période donnée, cette réponse, en accélération et en corollaire en déplacement, est réduite, d'un facteur ρ, par rapport à celle d'un oscillateur ayant la même période et un taux d'amortissement réduit de 5 % :

$$\rho = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \text{ avec } \xi \text{ en } \%$$

Il existe principalement trois types d'amortisseurs :

Les amortisseurs élastoplastiques

Les éléments dissipateurs peuvent être en acier spécial dont le rôle est d'absorber les efforts sismiques horizontaux et de dissiper l'énergie par plastification alternée. Ces éléments peuvent être combinés avec un appareil d'appui classique en acier-téflon destiné à transmettre uniquement les charges verticales. Il peut également s'agir d'un appareil en élastomère fretté avec un noyau cylindrique en plomb.

Les amortisseurs par frottement

Les appareils d'appuis glissants téflon-inox largement utilisés dans le domaine des ponts pour libérer les déplacements de longue durée du tablier sont des amortisseurs par frottement. Leur coefficient de frottement varie de 1 à 5 % en fonction de la pression de contact, de la température ambiante, de l'état de surface de glissement, etc.. Le glissement intervient quand la force sismique dépasse la force maximale développée par le frottement, ainsi une partie de l'énergie du séisme est dissipée.

L'effet de l'amortissement par frottement est différent de celui de l'amortissement visqueux suivant les aspects suivants :

- Introduction d'un terme non linéaire dans l'équation du mouvement.
- Fréquence propre du système inchangée.
- Mouvement toujours périodique.
- Amplitude du mouvement décroît linéairement.
- Arrêt total du mouvement par frottement.

Compte tenu du comportement non linéaire du système d'une part et de l'incertitude sur la valeur du coefficient de frottement d'autre part, ces amortisseurs sont souvent négligés dans les calculs sauf cas particulier.

Les amortisseurs visqueux

Ces dispositifs sont assimilables à un vérin «hydraulique» à double effet et à forte capacité de dissipation d'énergie. Ils comportent couramment deux chambres remplies d'un fluide (huile hydraulique ou pâte silicone). Celles-ci sont reliées l'une à l'autre par des «soupapes» calibrées de façon à permettre des déplacements lents et une dissipation d'énergie générée par frottement visqueux du fluide sous l'effet du mouvement sismique (rapide).

La relation entre la force d'amortissement et la vitesse relative V peut s'écrire $F = CV^{\alpha}$, où C et α sont des paramètres qui dépendent de la loi de comportement du fluide.

Type d'amortisseur	Valeur de α	Force d'amortissement F_D	Remarques
Amortisseur linéaire	$\alpha = 1$	$F = CV$	Amortisseur hydraulique classique
Amortisseur non linéaire rectangulaire	$\alpha = 0$	$F = C$	Frottement sec Amortisseur idéal
Amortisseur non linéaire intermédiaire	$0 < \alpha < 1$	$F = CV^{\alpha}$	Amortisseur visqueux intermédiaire

Les figures 15 et 16 montrent les courbes représentant les lois de comportement de ces amortisseurs soumis à une excitation sinusoïdale. Il est important de noter que la courbe elliptique correspond à celle de l'amortissement visqueux linéaire (α =1) et le rectangle à celle de l'amortissement non linéaire rectangulaire. Quant aux amortisseurs non linéaires intermédiaires, c'est à dire $0 < \alpha < 1$, leurs courbes, en réalité légèrement déformées, se trouvent dans la zone comprise entre l'ellipse et le rectangle.

Il est à noter également que l'énergie dissipée par cycle correspond à l'aire du diagramme «Force-Déplacement» et que plus la valeur de α est petite, plus l'énergie dissipée est élevée pour une même valeur de force maximale d'amortissement.

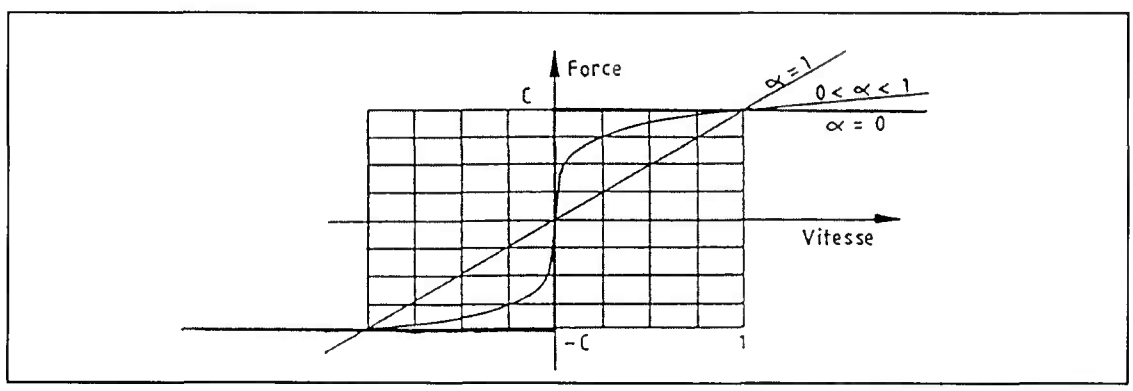


Fig. 15 : Lois d'amortissement

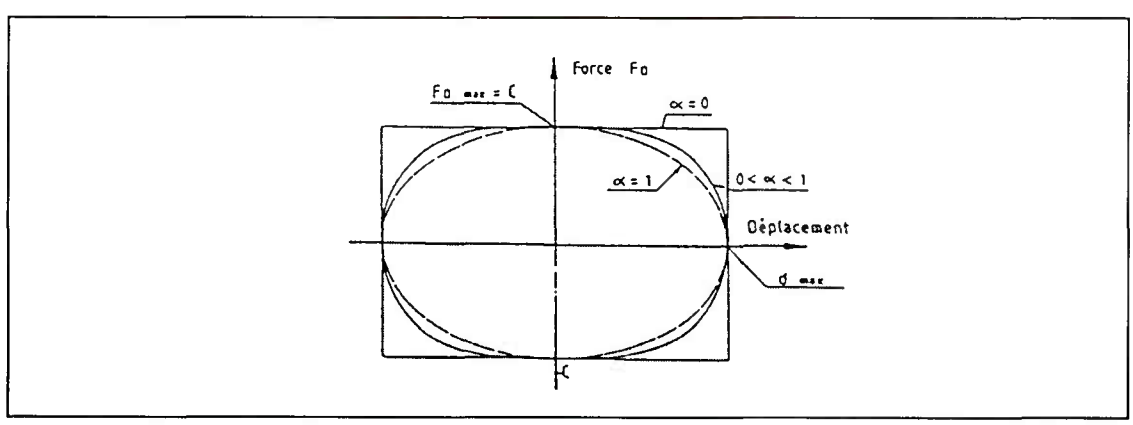


Fig. 16: Energie dissipée par cycle sous sollicitation harmonique

2.2.3.3 Prise en compte de l'interaction sol-structure

La réponse d'un ouvrage à un mouvement sismique est gouvernée par la nature de ce mouvement d'une part et par les caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure et du sol d'autre part.

Lorsque la structure est soumise à un mouvement sismique du sol (mouvement en champ libre), elle se déforme et la réaction qu'elle transmet au sol modifie localement ce mouvement.

En général, l'interaction «sol-structure» est négligeable et n'est donc pas à prendre en compte dans la modélisation des ouvrages courants. Autrement dit, l'analyse spectrale s'effectue en supposant un encastrement parfait à la base des appuis.

Dans le cas de fondations non homogènes, l'attention est attirée sur la distribution interne des efforts entre appuis.

3 CONCEPTION DES PONTS COURANTS EN ZONE SISMIQUE

3.1 DÉFINITION DU NIVEAU DE PROTECTION

L'application des règles du présent guide permet d'éviter l'effondrement de la structure sous l'effet d'une action sismique dont l'intensité avoisine l'action sismique réglementaire.

Il est admis que les structures puissent alors subir des déformations dans le domaine post-élastique entraînant des détériorations (fissurations, ...) et que certains équipements de l'ouvrage (joints de chaussées, appareils d'appui, barrières de protection, ...) puissent être endommagés.

Pour certains ouvrages de classe D, le maître d'ouvrage peut souhaiter que ceux-ci demeurent immédiatement circulables sous séisme ce qui engendre des exigences particulières pour la conception des zones d'about de l'ouvrage. De plus, l'attention est attirée sur le fait que le niveau de service après séisme sera meilleur si l'ouvrage a été calculé dans le domaine élastique.

3.2 CONCEPTION GÉNÉRALE DES OUVRAGES D'ART COURANTS

Pour la plupart des ouvrages courants, la conception générale du tablier sera peu modifiée par la prise en compte du risque sismique sauf en zone de très forte sismicité (dans les Antilles). On conservera ainsi, en général, la même implantation, la même travure, et le même choix d'ouvrages (tablier de pont ou ouvrage enterré). La pérennité d'un tablier de pont est acquise sous séisme, tant que celui-ci ne quitte pas ses bossages d'appuis et que les appuis résistent. Hormis les chocs éventuels, la résistance du tablier demeure suffisante.

L'objet principal de la conception portera sur les appuis et notamment sur l'interface entre les appuis et le tablier. Les efforts mis en jeu pour les piles et culées peuvent être considérables suivant la conception retenue.

En particulier, le blocage du tablier sur des appuis rigides (notamment au niveau d'une culée) conduit à des efforts considérables dès que les ouvrages sont assez importants et donc lourds.

Les règlements de calculs offrent au projeteur deux possibilités majeures de conception pour les appuis :

- concevoir des appuis dont le comportement sera élastique,
- concevoir des appuis dont le comportement sera inélastique.

La deuxième solution est en théorie à privilégier car elle permet de concevoir des appuis ductiles, sous réserve d'une conception détaillée satisfaisante des rotules plastiques. En pratique, les méthodes de calculs à mettre en œuvre sont complexes et les dispositions constructives particulièrement contraignantes. Pour les ouvrages courants, la masse du tablier, relativement faible, induit, sous réserve d'un choix judicieux d'appareils d'appui, des efforts sismiques relativement modérés que l'on arrive à maîtriser sans problème. Dans ces conditions, il nous semble préférable d'orienter les projeteurs vers une conception élastique tout en ouvrant la possibilité de retenir une conception plastique lorsque celle-ci s'avère plus intéressante.

En France métropolitaine, en zone de sismicité moyenne ($a_N \leq 2$), on retiendra une conception élastique.

3.2.1 Implantation de l'ouvrage

Il convient d'éviter l'implantation d'un ouvrage à proximité d'une faille active (à moins d'un demi-kilomètre) où les séismes sont particulièrement violents et mal représentés par les spectres réglementaires. En outre, des déplacements rémanents du sol sont possibles. La justification d'un tel ouvrage, s'il ne peut être évité, sort du domaine d'application du présent guide. En pratique, il est parfois difficile de caractériser l'activité réelle des failles. Il est conseillé de consulter un expert.

La détection d'un risque de liquéfaction du sol de fondation peut également remettre en cause l'implantation de l'ouvrage, si le risque est d'étendue importante. Au cas où l'implantation ne pourrait être modifiée, il est impératif de pouvoir fonder l'ouvrage sur des sols de caractéristiques correctes sous les couches liquéfiables et de prévoir un drainage adéquat. La justification d'un ouvrage fondé dans des couches de sol liquéfiables sort du domaine d'application du présent guide.

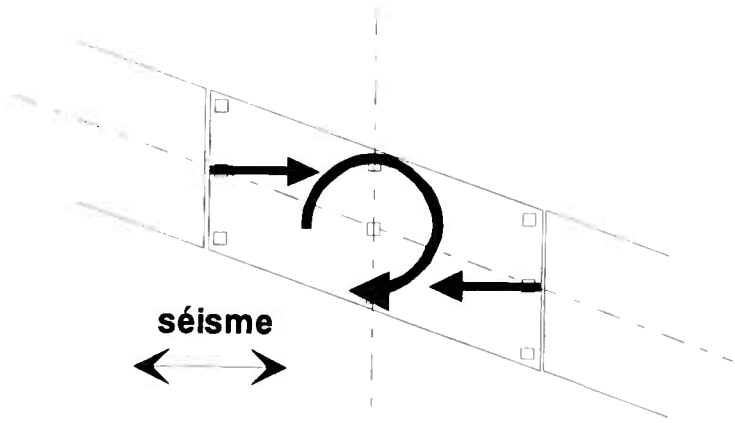
3.2.2 Répartition des travées / Implantation des appuis

L'implantation des appuis ainsi que la répartition des travées s'appuiera d'abord sur une analyse classique de la brèche en prenant en considération les particularités qui suivent.

Balancement des travées : Lorsque les travées de rive sont courtes (rapport de la longueur de la travée de rive à la longueur de la travée adjacente compris entre 0,5 et 0,6), des problèmes de soulèvement d'appuis sous séisme vertical sont possibles sur culée. A défaut d'allonger les travées de rive, on pourra prévoir un lest au droit des entretoises sur culées ou un dispositif anti-soulèvement. L'allongement des travées de rive devra être systématiquement retenu pour les ouvrages fortement biais (Angle de biais < 70 grades).

Symétrie de la travure : Les structures qui présentent des symétries quant à leur travure et leur système d'appuis ont un meilleur comportement sous séisme. Dans la mesure du possible, on essaiera de limiter la distance qui sépare le centre de masse du tablier et le centre de raideur élastique des appuis. Pour un pont droit, lorsque cette distance est nulle, le tablier ou les appuis ne subissent pas de rotation d'axe vertical.

Biais des tabliers : Les chocs éventuels du tablier sur les culées constituent un risque majeur pour les ponts biais. Par exemple, lors du choc sur l'une des culées, l'action transmise à la structure, perpendiculaire au bord transversal du tablier crée un moment de rotation d'axe vertical dans la structure qui a pour conséquence de pousser le tablier hors de ses appuis.



Des butées parasismiques doivent impérativement sécuriser la structure. Celles-ci pourront être orientées de manière à diriger les forces de contact suivant l'axe longitudinal de l'ouvrage.

- Effet du séisme horizontal sur les tabliers biais

Lorsque le tablier est peu biais (angle supérieur à 70 grades), la structure subit des chocs alternés et opposés qui se contrecarrent. Le comportement de la structure sous séisme horizontal est proche de celui d'un pont droit non biais.

Si le tablier est fortement biais, on peut alors craindre un fonctionnement entretenu avec chocs successifs dans les angles. Ce type de comportement est à proscrire, car l'ouvrage a tendance à quitter l'assise de la culée : le blocage de la structure sur les culées est alors indispensable.

Les tabliers de pont affectés d'un rapport «longueur totale de l'ouvrage / largeur» faible (inférieur à 2) ne bénéficient que d'une faible inertie d'axe vertical, ce qui amplifie leur sensibilité aux problèmes de torsion.

- Effet du séisme vertical sur les tabliers biais

Pour les ouvrages fortement biais (biais inférieur à 70 grades), le comportement du tablier, sous séisme vertical, doit faire l'objet d'une étude spécifique à partir d'une modélisation aux éléments finis de la structure. La détermination des réactions d'appuis sous l'action sismique est très délicate.

Les appuis (piles et culées) subissent des efforts horizontaux dus aux forces d'inertie nettement supérieurs aux actions horizontales habituelles (vent, freinage, ...). **Leur conception doit donc faire l'objet d'une étude spécifique vis-à-vis du risque sismique**. Les efforts horizontaux mis en jeu dépendent principalement de la souplesse des piles et du type de liaison retenue entre le tablier et les piles et culées. **Le choix de la liaison entre le tablier et les piles et les culées constitue le choix majeur du projeteur** (voir § 3.4). Sauf encastrement du tablier sur piles, la principale conséquence sera le choix des appareils d'appui.

3.2.4 Tablier

Le comportement, sous séisme, des tabliers de ponts ou des ouvrages enterrés demeure généralement dans le domaine élastique (ou quasi-élastique) et ne pose donc pas de problème.

La conception des tabliers des ouvrages courants doit s'accompagner d'un certain nombre de dispositions destinées à assurer un bon fonctionnement mécanique de la structure sous séisme :

1. Il faut limiter le déplacement du tablier par rapport à ses appuis afin d'éviter que celui-ci ne s'échappe. Ceci conduit à prévoir une surface d'appui suffisante pour le tablier sur les piles et les culées. On prévoira, en outre, comme sécurité ultime, des butées parasismiques sur les culées de l'ouvrage sauf si l'ouvrage est bloqué transversalement sur celles-ci en service.

2. Il convient d'éviter le choc du tablier sur les culées et sur les piles, qui n'est pas modélisable et qui met en jeu des énergies cinétiques considérables. Lorsqu'il ne peut être évité, au droit d'une culée par exemple, le choc sera localisé dans une zone spécialement prévue à cet effet. Il pourra s'agir d'une zone fusible afin de ne pas brider le mouvement du tablier sous séisme (par exemple un joint de chaussée), d'une zone d'amortissement du choc avec la mise en place d'un appareil d'appui en élastomère fretté (par exemple pour une butée latérale). On veillera tout particulièrement à ce que les chocs épargnent les parties sensibles (zones d'ancrage des câbles de précontrainte, ou pièces métalliques fines).

3. Il convient d'éviter la rupture (fragile) par manque de ductilité de toute partie de l'ouvrage (notamment les nœuds de la structure tels que la base des fûts de pile). On veillera particulièrement à éviter le flambement des armatures longitudinales comprimées, et l'insuffisance d'ancrage des armatures longitudinales.

N.B. : Pour les zones très sismiques (les Antilles), les tabliers de pont en béton précontraint devront faire l'objet de vérifications complémentaires sous la composante verticale du séisme.

3.3 CHOIX DES STRUCTURES

3.3.1 Tabliers de ponts indépendants des appuis

Les mêmes critères de choix du type d'ouvrage prévalent qu'en zone non sismique. La prise en compte du risque sismique portera notamment sur les points suivants :

a) Légèreté

La recherche d'un gain de légèreté sur les tabliers, permettant de diminuer les actions sismiques sur les appuis du tablier, n'a pas un grand intérêt dès lors que les piles sont peu élevées (<15 mètres). Toutefois, dans le domaine des portées moyennes (au-delà de 30 mètres), certaines solutions d'ouvrage comportant des tabliers légers comme les ponts en ossature mixte acier-béton présentent un intérêt particulier en zone sismique, par rapport aux ponts à poutres sous chaussées en béton (VIPP). Bien entendu, cela n'exclut pas la possibilité d'emploi de ces derniers, lorsqu'ils sont bien conçus.

b) Continuité mécanique des structures

Cela permet d'améliorer la résistance et la ductilité de la structure. Il convient d'éviter, pour les franchissements à plusieurs travées, les ouvrages constitués de tabliers isostatiques indépendants qui peuvent s'entrechoquer. Les ponts de type VIPP ou PRAD devront être rendus continus, comme la conception moderne de ces ouvrages le recommande. Il pourra s'agir d'une simple dallette de continuité. Lorsque les ouvrages sont particulièrement longs, l'attelage de toutes les travées peut présenter des difficultés pour le fonctionnement de la structure en service sous l'effet des variations de température. Les tabliers pourront être attelés par tronçons de quelques travées. Pour les mêmes raisons, les appuis de cantilever sont à éviter.

c) L'encastrement des piles sur le tablier

L'encastrement du tablier sur deux piles assez voisines, qui aboutit à la création d'un portique, peut constituer une bonne conception parasismique qui pourra être envisagée dans les zones très fortement sismiques (Zone III) ou pour des ouvrages présentant des piles assez élevées. Elle devra être comparée avec une conception classique d'appui simple du tablier sur les piles.

3.3.2 Ouvrages enterrés

Les ouvrages enterrés ont généralement un bon comportement sous séisme. La forte interaction entre le sol et la structure justifie un chapitre (chapitre 5) consacré exclusivement à cette structure. La prise en compte du risque sismique modifie toutefois peu les dimensionnements obtenus sous l'action des charges civiles réglementaires, sauf dans les zones fortement sismiques.

3.4 CHOIX DU SYSTÈME D'APPUI DE L'OUVRAGE

3.4.1 Introduction

Le choix du système de liaison a pour objectifs principaux :

- la limitation des déplacements du tablier ;
- la limitation des efforts dans les appuis (piles et culées).

On gardera, dans la mesure du possible, une conception classique prévoyant un tablier indépendant des piles. La liaison entre le tablier et ses appuis (piles et culées) se fera par l'intermédiaire d'appareils d'appui. On s'assurera que le dispositif d'appui ne conduit pas à créer un encastrement en rotation d'axe vertical sur un seul appui (pile ou culée), faute de quoi, la sécurité de la structure ne serait pas garantie.

On aura essentiellement recours aux appareils d'appui classiques (appareils d'appui en élastomère fretté, appareils d'appui à pot,...). L'emploi d'équipements spéciaux (systèmes d'amortisseurs, transmetteurs d'efforts,...) complexes et coûteux ne se justifie que dans des cas exceptionnels.

Dans le cas classique d'appuis présentant une forte rigidité transversale et une faible rigidité longitudinale, le choix du type de liaison entre le tablier et les appuis doit d'abord être guidé par la prise en compte du séisme longitudinal. Pour la plupart des ouvrages courants, les efforts sismiques transversaux peuvent être facilement équilibrés avec les piles et les culées classiquement utilisées. L'écrêtement des efforts sismiques, et la répartition des efforts sous l'effet du séisme transversal entre les piles et les culées constituent alors un enjeu relativement faible.

Sous séisme longitudinal, on essaiera, par contre, de découpler le mouvement du tablier de celui du sol pour limiter les efforts dans les appuis.

a) Prise en compte du séisme longitudinal

Les principales options de conception sont :

1. Placer le tablier sur des appareils d'appui en élastomère fretté (solution à privilégier pour les ouvrages routiers) :

   Dans ce cas, les mouvements du sol sont filtrés par les appareils d'appui qui se comportent comme des ressorts d'isolation mous. Le tablier porteur subit des déplacements relatifs par rapport au sol assez importants. Les efforts horizontaux sont répartis sur tous les appuis et demeurent raisonnables tant que les appareils d'appui en élastomère fretté permettent d'obtenir des périodes d'oscillation de la structure assez élevées. Il faut aussi contrôler l'admissibilité de la distorsion des appareils d'appui en élastomère fretté.

2. Bloquer les déplacements du tablier à l'aide d'appareils d'appui fixes ou de butées sur une ou plusieurs piles :

   Les déplacements de la structure sont bien sûr nettement limités par rapport à la conception mettant en œuvre des appareils d'appui en élastomère fretté. Les efforts horizontaux demeurent raisonnables dès lors que l'on peut utiliser un coefficient de comportement élevé (conception inélastique). Les piles sollicitées seront de caractéristiques identiques (même hauteur et même coffrage).

   On recherche alors la création d'une rotule plastique en pied de pile permettant de plafonner le moment de flexion dans cette section. Les efforts obtenus à partir d'un calcul purement élastique de la structure sont divisés par un coefficient «q» (dit de comportement) qui traduit l'effet de la rotule plastique. Pour ce qui concerne les déplacements, on considère qu'il y a iso-déplacement entre le modèle élastique et le modèle plastique (chapitre 2).

Remarques :

- La création d'une rotule plastique n'est obtenue qu'au prix de dispositions constructives contraignantes.
- Les déplacements obtenus seront majorés par le coefficient $\frac{1}{2}\left(q+\frac{1}{q}\right)$ lorsque la période fondamentale de la structure se situe dans la branche horizontale du spectre (cf. chapitre 4.2.6.5).
- Dans le cas de l'utilisation d'appareils d'appui fixes, il conviendra de contrôler les efforts dans les piles en service sous les effets de dilatation thermique, de retrait et de fluage du tablier. En pratique, cette disposition n'est envisageable que pour deux fûts de pile assez voisins et souples.

3. Encastrement du tablier sur les piles

   A l'aide d'un encastrement de celui-ci dans les piles, on crée un portique qui permet d'éviter l'emploi d'appareils d'appui spéciaux relativement coûteux, et de limiter les déplacements sous freinage et démarrage dans le cas des ponts-rails (inférieurs à 5 mm en cas de continuité de la voie). Il convient également dans ce cas, de s'assurer que les tassements du sol n'engendrent pas d'effets nuisibles pour le tablier. En pratique, cette disposition n'est envisageable que pour deux fûts de pile assez voisins et souples, car il faut laisser au tablier la liberté de dilatation dont il a besoin en service.

4. Bloquer le tablier sur culées (uniquement pour les ouvrages ferroviaires) :

   Le blocage du tablier sur des appuis rigides (notamment au niveau d'une culée ou sur une pile massive) conduit à des efforts sismiques considérables. Cette option ne devra être envisagée que pour les structures ferroviaires qui se situent en zone de faible sismicité ou qui ne permettent pas d'adopter une des conceptions ci-avant compte tenu des contraintes liées au site (topographiques, géologiques, ...) et pour lesquelles la parfaite maîtrise du déplacement relatif du tablier par rapport aux culées est impérative. Le système d'appuis utilisera alors des appareils d'appuis spéciaux, de telle sorte que l'ouvrage puisse subir des réactions horizontales importantes devant les réactions verticales sans déplacement relatif de l'ouvrage par rapport aux culées. Les réactions importantes transmises aux culées imposent leur renforcement.

b) Prise en compte du séisme transversal

Le choix des appareils d'appui influe essentiellement sur la répartition des efforts sismiques transversaux entre les piles et les culées. Par exemple, la mise en place d'appareils d'appui en élastomère fretté sur piles et mono-directionnels sur culées (avec blocage transversal) permet de limiter les efforts sismiques transversaux sur les piles. Lorsque l'ouvrage repose sur des culées enterrées ou remblayées de hauteur courante, les efforts induits par le blocage transversal sur culées sont repris facilement sans surcoût notable.

Pour la plupart des ouvrages courants (situés à moins de 15 mètres du sol), l'utilisation d'un coefficient de comportement n'est ni nécessaire ni possible car les piles sont rigides. En effet, celles-ci sont souvent constituées de voiles ou de poteaux dimensionnés par la résistance au choc de véhicule. La prise en compte d'un coefficient de comportement conduirait à des appuis trop fins vis-à-vis du risque de choc en service et trop déplaçables sous séisme.

La conception prendra en compte les points suivants :

1. Nous proposons en règle générale de maîtriser le débattement transversal de l'ouvrage au droit des culées. Cela permet en effet d'éviter les désordres les plus fréquemment observés sous petits séismes, à savoir, la détérioration de certains équipements (dispositifs de retenue, joints de chaussées , étanchéité, canalisations diverses, ...). Lorsque le tablier supporte des canalisations transportant des produits dangereux ou inflammables (conduite de gaz par exemple), le blocage transversal du tablier sur les culées est indispensable pour éviter le cisaillement de ces conduites.

   En ce qui concerne les ponts-rails, la sécurité de circulation des trains (éviter le déraillement) impose le blocage (si possible) du tablier sur tous les appuis.

2. Sous séisme transversal, on évitera la rotation d'axe vertical du tablier. Dans le cas de piles de raideurs équivalentes, on disposera, si possible le même type d'appareils d'appui sur chaque ligne d'appuis. Dans le cas de piles de raideurs très dissemblables, on veillera à isoler le tablier des appuis les plus raides par l'intermédiaire d'appareils d'appui glissants ou en élastomère fretté.

3. Pour les ouvrages courants, la solution la plus simple consiste en général à encaisser l'effet du séisme transversal au droit des culées. Ce blocage peut être obtenu par la mise en place d'appareils d'appui mono-directionnels ou par la mise en place d'appareils d'appui en élastomère fretté complétés par des butées de blocage.

4. Pour des ouvrages de faible longueur (< 40 m), équipés de joints de chaussées ayant un bon comportement transversal (revêtement amélioré, hiatus avec profilé caoutchouc), ne portant pas de réseaux majeurs, une solution alternative consiste à prévoir un même type d'appui transversal sur piles et sur culées (appareils d'appuis en élastomère fretté) sans bloquer la structure transversalement.

Remarques :

☞ Lorsque les culées sont fondées en zone de fort remblai, ou lorsque la réalisation de semelle de fondation large est impossible, du fait, par exemple, du pendage en zone montagneuse, il peut être plus judicieux de répartir les poussées transversales sur l'ensemble des appuis, en prévoyant un système d'appui transversal homogène sur les piles et les culées.

☞ Dans le cas des ouvrages courbes, il peut être plus intéressant de ne pas envisager de blocage transversal sur culées pour permettre un bon fonctionnement de la structure en service.

3.4.2 Comportement d'un tablier de pont reposant sur des appareils d'appui en élastomère fretté sous séisme longitudinal

Sous l'effet du séisme longitudinal, on peut procéder à une approche très simplifiée, mais réaliste, du comportement du tablier : on considère le tablier comme une masse indéformable reliée au sol par un ressort que sont les appui.

Cette démarche permet d'apprécier l'ordre de grandeur des dimensions des appareils d'appui en élastomère fretté, la période fondamentale de vibration de l'ouvrage, son déplacement horizontal maximal et les efforts horizontaux mis en jeu.

Les appareils d'appui en élastomère fretté sont généralement dimensionnés par la vérification de la condition de distorsion. Il convient donc de retenir les appareils d'appui en élastomère fretté les plus déformables et donc les plus épais possibles, compte tenu de leurs dimensions en plan.

On considérera dans cette approche sommaire que la distorsion maximale des appareils d'appui vaut 1,5. En pratique, cette distorsion peut atteindre 2 lorsque les appareils d'appui en élastomère fretté travaillent sous un très faible taux de compression. Dans cette analyse, la souplesse des piles est négligée.

Considérons un ouvrage de masse M reposant sur n appareils d'appui en élastomère fretté de dimension a x a. L'épaisseur maximale admissible vaut : e=a/5. Cette épaisseur résulte de la condition de non-flambement des appareils d'appui en élastomère fretté proposée par le BT n°4. Cette condition est susceptible d'évoluer avec la révision du BT4 actuellement en cours. En pratique, les appareils d'appui «bénéficiant» du marquage NF présentent une épaisseur maximale $e = \frac{a}{8}$

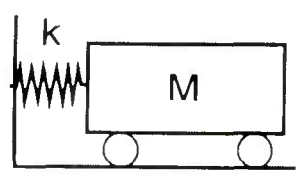
La raideur des appareils d'appui vaut :

$$k = n \; G \; \frac{a^2}{e}$$

où G est le module de déformation instantané par cisaillement d'appareils d'appui en élastomère fretté. À défaut de spécification particulière, on retiendra pour ce module une valeur de 1,2 Mpa.

La période de vibration fondamentale de la structure, considérée comme un oscillateur simple, est :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{k}}$$



Pour un ouvrage sur appareils d'appui en élastomère fretté, la réponse de la structure se situe, en général, sur la branche descendante hyperbolique du spectre élastique et la pseudo-accélération subie par la structure vaut :

$$R(T) = \frac{b}{T}$$

où *b* est un coefficient qui dépend du site :

	Site 0	Site 1	Site 2	Site 3
b	0.75	1.0	1.35	1.8

Le déplacement du tablier reposant sur des appareils d'appui en élastomère fretté vaut alors :

$$d = \frac{M \; a_n \; R(T)}{k} = \frac{a_n \, b \, T}{4\,\pi^2} \approx \frac{a_N \, b \, T}{40}$$

En fixant la distorsion admissible d'appareils d'appui en élastomère fretté δ_{Maxi}, on est alors capable de déterminer :

☞ La dimension des appareils d'appui en élastomère fretté :

$$a \sqrt{e} > \frac{1}{2.\pi \sqrt{G} \delta_{Maxi}} a_N b \sqrt{\frac{M}{n}}$$

En pratique, il convient de limiter la distorsion maximale des appareils d'appui en élastomère fretté à environ 1,5.

	Cas général	Appareil d'appui élancé au maximum $e = a/5$; $\delta_{Maxi} = 1,5$	Appareil d'appui "normalisé" $e = a/8$; $\delta_{Maxi} = 1,5$
Période fondamentale de l'ouvrage	$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{k}}$	$\frac{12\ a}{a_N\ b}$	$\frac{7,5\ a}{a_N\ b}$
Déplacement maximal	$\delta_{Maxi}\ e$	0,3 a	0,18 a
Effort horizontal par élastomère	$\delta_{Maxi}\ Ga^2$	1,5 Ga^2	1,5 Ga^2
Dimension en plan de l'élastomère a	$a\sqrt{e} > \frac{1}{2.\pi \sqrt{G} \delta_{Maxi}} a_N b \sqrt{\frac{M}{n}}$	$a > \left[0,000216\, a_N b \sqrt{\frac{M}{n}} \right]^{2/3}$	$a > \left[0,000273 a_N b \sqrt{\frac{M}{n}} \right]^{2/3}$

3.4.3 Comportement d'un tablier de pont reposant sur des appareils d'appui fixes sous séisme longitudinal

Pour la plupart des ouvrages courants, les piles sont de faibles hauteurs (hauteur ~ de 5 à 7 mètres), ce qui conduit à des périodes d'oscillation faibles. On se trouve en conséquence généralement sur le plateau (ou au voisinage) du spectre de réponse de dimensionnement.

La démarche proposée permet d'apprécier, en première approche, la période fondamentale de vibration de l'ouvrage, son déplacement horizontal maximal et les efforts horizontaux mis en jeu.

La raideur des piles vaut :

$$k = \sum \frac{3\ E_{béton}\ I_{Pile}}{l_{pile}^3}$$

Cette somme ne concerne que les piles qui constituent un appui fixe pour le tablier (en général une ou deux). Ces piles doivent, en outre, toutes avoir les mêmes caractéristiques et ne pas être encastrées dans le tablier.

Dans ce cas, on considère la structure comme un oscillateur simple dont la période de vibration fondamentale est :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{k}}$$

En général, la réponse de la structure se trouve sur le palier du spectre de dimensionnement.

On est alors capable de déterminer :

☞ La force horizontale totale mise en jeu :

$$H = M \quad a_n \quad R_M / q$$

Cette force est à répartir sur l'ensemble des piles servant d'appuis fixes pour le tablier (en pratique un ou deux).

où : R_M est la pseudo-accélération sur le plateau du spectre de dimensionnement qui dépend du site de l'ouvrage (cf. chapitre 4.1).

	Site O	Site 1	Site 2	Site 3
	2.5	2.5	2.25	2.0

et q est le coefficient de comportement des piles. À ce stade, on travaillera avec un coefficient pris égal à 3.

☞ Le déplacement :

$$\delta = \frac{M \quad a_N \quad R_M}{\sum \frac{3 \quad E_b \quad I_{pile}}{l_{pile}^3}}$$

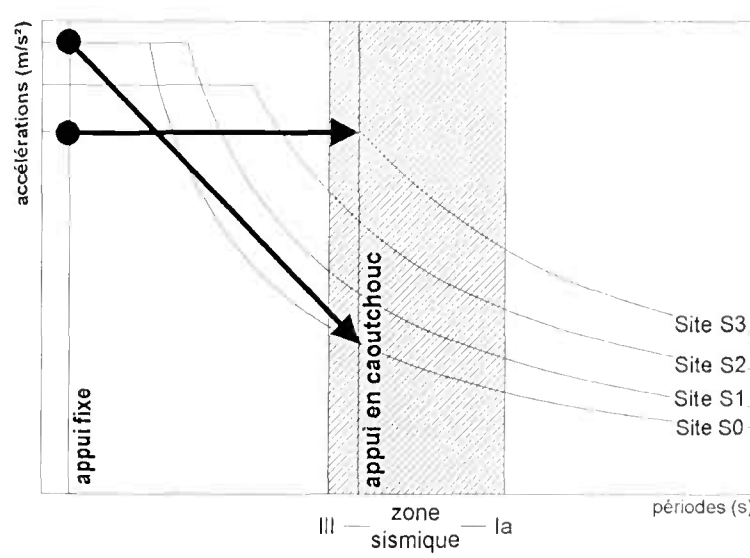
Remarque :

Le coefficient de comportement réel sous séisme longitudinal peut s'avérer inférieur à 3 du fait de l'élancement de la pile ou de la prise en compte du ferraillage minimum. La vérification des piles en service pourra conduire à limiter la valeur du coefficient de comportement.

Les dispositions constructives à adopter au niveau de la rotule plastique sont assez contraignantes (cf. chapitre 6).

3.4.4 Critère de choix entre appareil d'appui fixe / appareil d'appui en élastomère fretté

Dans le cas d'une structure reposant sur des appareils d'appui en élastomère fretté, le respect de la condition de distorsion admissible par ceux-ci impose l'utilisation d'appareils d'appui de dimensions nettement plus importantes qu'en zone non sismique. Les appareils d'appui en élastomère fretté se révèlent relativement raides notamment dans les zones fortement sismiques. En général, la période se situe dans la zone indiquée sur la figure ci-dessous.



Influence de la souplesse des appareils d'appui sur la réponse spectrale en fonction du site et de la zone sismique

Du fait de l'allure des spectres, la pertinence de la solution sur appareils d'appui en élastomère fretté décline lorsque l'on passe d'un site S0 à un site S3.

Ainsi en site S3, on obtient généralement des efforts globalement voisins de ceux que l'on obtiendrait en bloquant la structure (sans coefficient de comportement) mais avec des déplacements très importants (supérieurs au décimètre). La mise en place de la structure sur des appareils d'appui en élastomère fretté n'a alors plus d'intérêt. Dans ce cas, la solution consistant à bloquer le tablier sur une ou deux piles servant d'appuis fixes mérite d'être étudiée. On obtient des déplacements beaucoup plus faibles que pour une solution sur appareils d'appui en élastomère fretté. Les efforts, qui sont divisés par le coefficient de comportement, sont eux aussi plus faibles.

Il se dessine ainsi une zone préférentielle d'emploi des systèmes d'appui pour les tabliers :

☞ **Pour ce qui concerne les efforts**, le choix du système d'appui fait intervenir le site de l'ouvrage et l'intensité du séisme.

Pour des sites S0, S1 et S2 en zone de sismicité moyenne (zones 1 à 2), le choix du découplage de la structure par la mise en place d'appareils d'appui en élastomère fretté semble s'imposer.

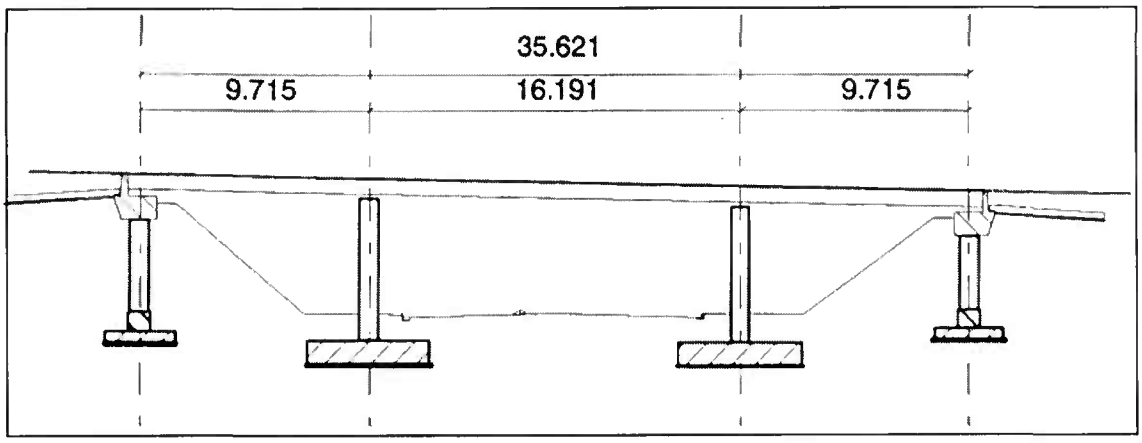
En site S3 ou en zone III, le choix du blocage de la structure sur une ou deux piles semble intéressant, surtout si l'on dimensionne les piles avec un coefficient de comportement élevé.

☞ **Pour ce qui concerne la maîtrise des déplacements**, une solution de blocage du tablier sur ses appuis est naturellement toujours plus efficace et mérite d'être envisagée, notamment dans les zones à forte sismicité (Zone III) ou pour des sites S3.

3.4.5 Exemple

Nous évaluons les forces et déplacements obtenus suivant les deux conceptions proposées pour un pont-dalle, ouvrage courant particulièrement représentatif du parc français :

Ce pont-dalle est un ouvrage à trois travées (9,72m/16,2m/9,72m), d'une masse de 800 t avec 16 appareils d'appui. Les fûts de pile sont constitués de deux voiles indépendants de 80 centimètres d'épaisseur, de 2,5 mètres de largeur et de 5,5 mètres de hauteur.



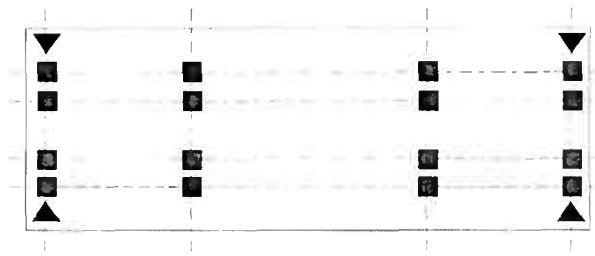
Coupe longitudinale de l'ouvrage

	Appareils d'appui en élastomère fretté		Appareils d'appui fixes sur les piles Coefficient de comportement q = 3 iso-énergie (cf. chapitre 4.2.6.5)	
	Zone IB, site S0	Zone II, site S3	Zone IB, site S0	Zone II, site S3
Déplacement longitudinal	+/- 5,4 cm	+/- 13,9 cm	1,3 x 1,66 = 2,16 cm	1,7 x 1,66 = 2,82 cm
Efforts horizontaux	85 t	424 t	123 t	160 t
Efforts horizontaux par ligne d'appui	21 t	106 t	62 t	80 t

Voici, en conséquence, le schéma d'appuis statique que nous proposons pour cet ouvrage.

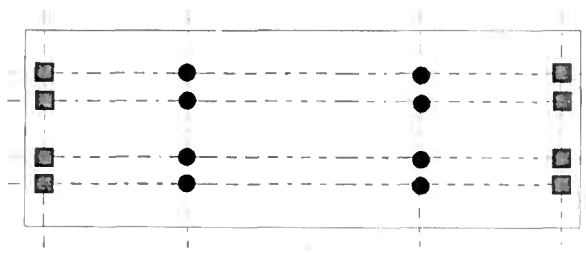
a) Cet ouvrage est situé en zone IB, site SO.

Des appareils d'appui en élastomère fretté sur piles et culées. Des butées transversales sur culées.



b) Cet ouvrage est situé en zone II, site S3.

Des appareils d'appui fixes sur piles. Des appareils d'appui glissants sur culées.



Nota-Bene : Le choix définitif doit bien sûr prendre en compte les sujétions qu'imposent les dispositions constructives aux niveaux des rotules plastiques.

3.5 CONCEPTION DES PILES, DES CULÉES ET DES FONDATIONS

3.5.1 Les piles

Considérations générales

Pour les ouvrages courants qui ont des piles peu élevées (<15 mètres), on peut faire le constat suivant :

- Lorsque les appareils d'appui utilisés sont en élastomère fretté, la souplesse de la pile peut être négligée en première approximation par rapport à la souplesse des appareils d'appui. On pourra conserver pour les piles, les mêmes coffrages qu'en zone non sismique. Seul le ferraillage devra être déterminé sous l'action sismique. Pour les zones de sismicité moyenne ou forte (zones II et III), on pourra être amené à modifier légèrement les coffrages.
- Lorsque les appareils d'appui utilisés constituent des appuis fixes, les piles courtes demeurent relativement rigides même lorsqu'elles sont de faible inertie, et conduisent généralement à une période d'oscillation de la structure assez faible, proche du palier horizontal du spectre. On évitera des piles trop souples mal adaptées en service (chocs de poids lourds, risque de déraillement). Des appuis constitués d'un voile en béton armé ayant une épaisseur de 50 cm à 1 mètre, ni trop souples, ni trop rigides seront généralement bien adaptés.
- Dans le sens transversal, la conception habituelle de piles rigides transversalement ne pose pas de problèmes car elles sont capables de supporter les actions sismiques sans beaucoup de problèmes. On pourra donc conserver les dimensions usuelles des piles et dimensionner le ferraillage en conséquence, en veillant à assurer une bonne ductilité des piles.

3.5.2 Les culées

Considérations générales

Pour **les culées enterrées**, la prise en compte des actions horizontales dues au séisme conduira généralement à faire reposer le sommier de la culée non pas sur de simples poteaux d'inertie constante, mais sur des voiles d'inertie variable.

Les culées à mur de front de forte hauteur (>10 m) doivent être évitées dans la mesure du possible. On dimensionnera le sommier et les murs en retour de la culée en veillant à ne pas concevoir des culées inutilement massives qui engendrent des poussées horizontales considérables. On pourra envisager une culée creuse afin de diminuer la poussée des terres ou allonger les travées de rive, si cela permet à la fois de concevoir une culée enterrée et une diminution notable de la hauteur du remblai.

Les culées fondées superficiellement en tête de remblai sont a priori interdites, sauf justifications particulières qui porteront notamment sur la stabilité au grand glissement en prenant en compte les actions sismiques.

3.5.3 Fondations

Généralités

Les études géotechniques doivent permettre le classement du site de l'ouvrage. Le principal aléa concerne le risque de liquéfaction des sols.

En cas d'hésitation sur la classification des sols entre deux catégories, on se placera dans la situation la plus défavorable. On construira un spectre de réponse formé de l'enveloppe des spectres de réponses afférents aux deux catégories de sol.

Exemple : pour un ouvrage dont la période fondamentale de vibration est supérieure à 0,7 s (ce qui est généralement le cas pour un tablier placé sur des appareils d'appui en élastomère fretté), on " déclassera " le site S0 en S1, le site S1 en S2 et le site S2 en site S3.

Choix du type de fondation

On s'interdira de prévoir des fondations superficielles sur des sols du groupe C (sols granulaires lâches ou sols cohérents mous). On aura recours, dans la mesure du raisonnable, à des fondations profondes ancrées dans des sols de bonne résistance mécanique (sols du groupe B). La résistance mécanique de ces sols sera négligée si elle ne peut être garantie par l'étude géotechnique. En site S3, des sols de groupe C devront faire l'objet d'une étude spécifique s'ils ne peuvent être négligés.

Fondations sur pieux

En règle générale, on prévoira dans la mesure du possible le gainage des pieux sur les premiers mètres. L'épaisseur des gaines devra prendre en compte l'épaisseur sacrificielle vis-à-vis de la corrosion. Cette disposition permet d'assurer le confinement des pieux dans la zone où ils sont le plus sollicités.

3.6 CONCEPTION DÉTAILLÉE

3.6.1 Repos d'appui

Il faut prévoir une surface d'appui suffisante pour le tablier sur les piles et les culées afin d'éviter que le tablier ne s'échappe de sa surface d'appui. On se reportera au chapitre 4.4.

3.6.2 Butées (cf. § 4.4.5)

Les butées pourront être en charpente métallique ou en béton armé.

Les butées parasismiques usuelles ne sont pas très ductiles, ce qui conduit à retenir un coefficient de sécurité de 1,4 pour leur justification.

Il convient de distinguer deux sortes de butées :

1. Les butées de sécurité qui sont destinées à empêcher le tablier de quitter ses appuis sous l'action du séisme ultime. Ce sont des butées permettant les libres distorsions des appareils d'appuis sous les actions sismiques. Elles ne s'imposent pas sur les lignes d'appui assurant le blocage transversal du tablier service (appareils d'appui fixes, ...).
2. Les butées de blocage qui sont destinées à limiter fortement le déplacement relatif du tablier par rapport à ses appuis sous séisme. Ces butées sont utilisées en complément à des appareils d'appui en élastomère fretté ou à des appareils d'appui spéciaux glissants. Ces butées jouent, bien évidemment également le rôle de butées de sécurité.

N.B. : Pour les ouvrages biais, l'orientation des facettes de butée est importante car elle conditionne le bon fonctionnement du tablier. Une disposition adéquate des faces de contact, permet de limiter les phénomènes de rotation d'axe vertical.

a) Butées longitudinales

La mise en place de butées longitudinales de sécurité n'est en général pas nécessaire du fait de la sécurité qu'apportent les remblais contre les culées.

Des butées de blocage peuvent parfois être envisagées en complément à des appareils d'appui en élastomère fretté. Le tablier de pont repose sur des appareils d'appui en élastomère fretté en service et sur des appuis fixes sous séisme. Le jeu de réglage des butées doit permettre la libre dilatation du tablier en service, mais ne doit pas être trop important afin de limiter les effets de chocs sur les appuis. Un tel choix n'est concevable que dans des cas assez limités : par exemple, pour un ouvrage assez long reposant sur des piles de mêmes caractéristiques pour lesquelles on souhaite bénéficier d'un coefficient de comportement. Pour les ouvrages en béton, compte tenu des phénomènes de retrait et de fluage, les butées longitudinales sont délicates à envisager.

b) Butées transversales

1. Les appareils d'appui doivent être, en général, complétés par des butées latérales de sécurité ou de blocage, afin de limiter les déplacements relatifs du tablier par rapport à ses appuis et d'empêcher la chute du tablier. Pour les ponts-rails, on retient des butées de blocage.

2. Lorsqu'il est prévu un système de **liaison entre le tablier et les appuis par des appareils d'appui en élastomère fretté**, nous proposons en général de mettre en place au droit des culées, des butées de blocage avec un faible jeu entre le tablier et celles-ci (1 à 2 cm). Ce faible jeu permet de ne pas entraver le fonctionnement de l'ouvrage en service et limite les effets de choc sous séisme. On considérera dans les calculs sismiques que l'ouvrage est fixe transversalement au droit des culées. On pourra également remplacer les appareils d'appui en élastomère fretté et les butées par des appareils d'appui monodirectionnels, d'un coût malheureusement nettement plus élevé.

3. Pour des ouvrages de faible longueur (< 40 m), équipés de joints de chaussées ayant un bon comportement transversal (revêtement amélioré, hiatus avec profilé caoutchouc), ne portant pas de réseaux majeurs, une solution alternative consiste à prévoir un même type d'appuis transversaux sur piles et sur culées (appareils d'appui en élastomère fretté avec des butées de sécurité).

4. Dans le cas d'un **tablier bloqué** transversalement sur deux lignes d'appuis, le blocage transversal du tablier sur les autres lignes d'appuis n'est en général pas nécessaire.

3.6.3 Conception des zones d'about/joints de chaussées (pont route)

Les dispositions constructives doivent être cohérentes avec le fonctionnement de la structure sous séisme. En particulier, les déplacements longitudinaux prévus par le modèle de calcul ne doivent pas être entravés par le mur garde-grève de la culée.

On privilégiera les joints " fusibles " comme les joints à revêtement amélioré ou les joints à hiatus avec profilé en caoutchouc.

Les joints à peigne et à dents, tant dans le sens longitudinal que transversal (cas des joints à peigne), sont extrêmement robustes et ne peuvent être considérés comme " fusibles " sous l'effet du séisme transversal. Le débattement transversal de l'ouvrage est donc fortement limité par la présence des joints de chaussée. Il y a un risque, qu'après un séisme transversal, ils bloquent l'ouvrage.

a) Ouvrages de classe D :

Généralement, on retiendra les prescriptions relatives aux ouvrages de classe C.

Pour les ouvrages de classe D devant rester circulables après avoir subi l'action sismique ultime réglementaire, il convient de vérifier que les éléments assurant la continuité de roulement entre la route et les ouvrages de franchissement demeurent utilisables. C'est pourquoi il pourra être envisagé, en concertation avec le maître d'ouvrage, de retenir les joints de chaussées pouvant subir les déformations imposées par le séisme ultime sans dommage.

Lorsque le tablier repose sur des appuis souples, les déplacements longitudinaux sont très importants. Ceci conduit à placer des joints de chaussées possédant un souffle nettement surdimensionné par rapport à celui nécessaire en service.

Ces joints sont très chers et ont une durée de vie d'environ 15 ans, bien inférieure à la période de retour du séisme extrême servant à les dimensionner. Cette option, particulièrement onéreuse, doit être réservée à certains ouvrages de classe D. Cette contrainte peut alors conduire au choix d'une solution avec appuis fixes sur les piles.

b) Ouvrages de classe C :

Les joints de chaussées sont dimensionnés de la manière suivante

☞ Tablier de pont à faible déplacement sous séisme (+/- 2 cm)

C'est notamment le cas des ouvrages courants reposant sur des piles peu élevées par l'intermédiaire d'appuis fixes. Il est alors tout à fait loisible de conserver des joints de chaussée dimensionnés sous séisme ultime.

☞ Tablier de pont à fort déplacement sous séisme (> +/- 2 cm)

Dans ce cas, on dimensionne les joints de chaussées avec la combinaison :

" Souffle total " = " Souffle de Service " + " Souffle sismique "/3

N.B. : Le souffle de service = souffle des déformations différées + 0,4 souffle thermique.

En pratique, pour la plupart des joints de chaussées (sauf les joints du type " pont souple à bande "), une ouverture supérieure à leur ouverture normale n'entraîne que de très légers dégâts. Par exemple, pour des joints à hiatus, l'arrachement du profilé en caoutchouc. Dans ces cas, le supplément de souffle nécessaire vis-à-vis du séisme n'est plus que la valeur du déplacement sismique longitudinal du tablier dans une seule direction. On obtient alors :

" Souffle total " = " Souffle de Service " + " Souffle sismique "/6

Sous séisme extrême, le choc du tablier sur la culée doit être pris en compte pour la justification des appuis. Il est souhaitable de limiter ces efforts en prévoyant une zone fusible qui permet au tablier de retrouver en partie le débattement libre dont il a besoin. On se reportera au paragraphe d) ainsi qu'a l'annexe 5.

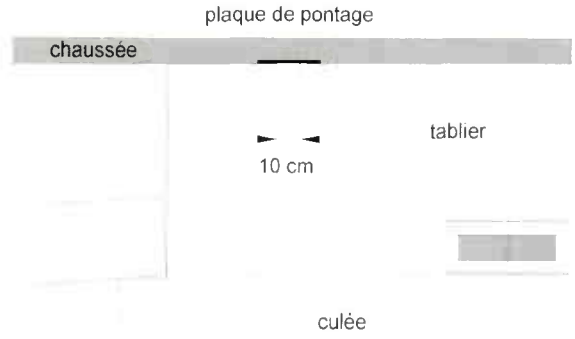
c) Ouvrages équipés de joints non-apparents à revêtement amélioré

Pour des ouvrages dont la longueur dilatable à l'ELS, donc hors des mouvements sismiques, justifie l'emploi de joints non apparents à revêtement amélioré (JRA) il est souhaitable de conserver cette famille de joints (60 % des joints mis en œuvre). Ceci implique de revoir certaines dispositions constructives, notamment en augmentant la distance libre entre le tablier et le garde-grève.

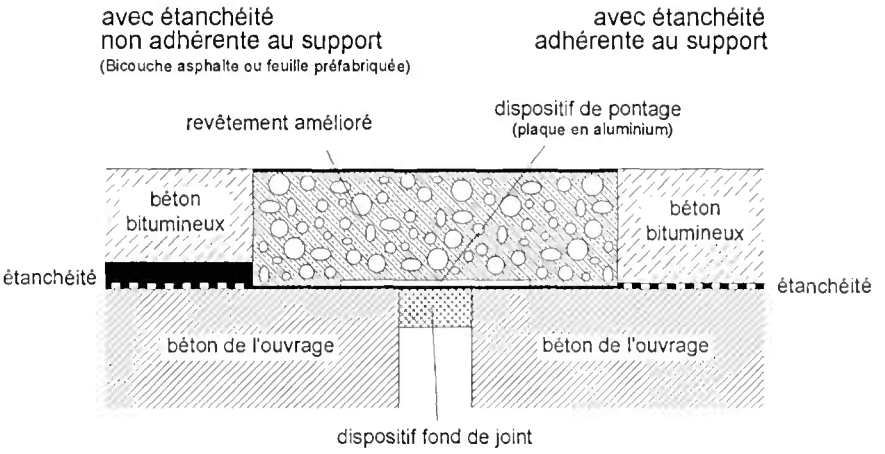
Les avis techniques considèrent que, jusqu'à une valeur de 7 cm entre le tablier et le garde-grève, on reste dans le domaine d'emploi normal du joint ; au-delà et jusqu'à 10-11 cm environ, il est possible d'utiliser ce type de joint mais cela nécessite des plaques de pontage adaptées en largeur et en épaisseur. L'avis technique reste valable mais on considère que l'on est dans une situation particulière et le marché devra clairement expliciter ce point pour que le fabricant installateur puisse faire des propositions en accord avec son manuel de pose. Les garanties habituelles contractuelles peuvent s'appliquer.

Sous séisme, la rupture du JRA n'aura pas de conséquence sur l'utilisation à court terme de l'ouvrage.

Avant la rupture de la chaussée, le tablier se comporte comme une masse liée au sol par l'intermédiaire de la chaussée qui assure le maintien de l'ouvrage. Cette phase n'a pas besoin de faire l'objet de vérifications particulières. Les seuls dégâts prévisibles sont la création de bourrelets dans la chaussée dus à de légers déplacements du tablier. Après rupture de la chaussée, le tablier se comporte comme une masse placée sur appareils d'appuis en élastomère fretté.



Position de la plaque de pontage



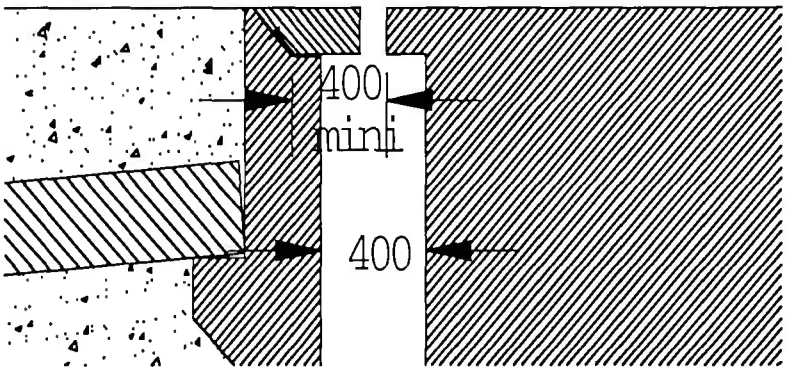
d) Garde-grève fusible

Suivant la position relative du corbeau du garde-grève par rapport au niveau du sommier, on pourra retenir l'une des solutions suivantes :

Position conseillée de la zone fusible en fonction de l'épaisseur du tablier

☞ Pour les tabliers de faible hauteur, on pourra retenir des garde-grèves " fusibles " au-dessus de la dalle de transition. Jusqu'à la rupture du garde-grève, les efforts transmis aux fondations sont plafonnés par la plastification des aciers passifs du mur garde-grève.

☞ Pour les tabliers de forte hauteur, on évitera la rupture en pied de garde-grève qui conduit à des travaux de réfection onéreux (arrêt de la circulation, déblaiement partiel des culées, nivellement de la structure s'il n'y a pas de place entre l'about du tablier et le mur garde-grève). Il est préférable de concevoir un joint de chaussée fusible, en tête du mur garde-grève, dont le remplacement se fera facilement. Ce coin fusible sera un bloc de béton coulé en deuxième phase : la face béton support de la reprise de bétonnage sera peinte ou enduite d'un film polyuréthanne. La liaison entre ce bloc et la culée se fera par contact sur toute la surface. Quelques aciers passifs galvanisés pourront être prévus en complément pour assurer la tenue du bloc fusible lors du freinage d'un camion.



Exemple de coin fusible

3.6.4 Conception des zones d'about, joints et couvre-joints des tabliers de ponts rails

Aucune disposition spéciale n'est à prévoir aux abouts des tabliers des ponts rails dont la longueur de dilatation est inférieure à 80 m. Toutefois, il y lieu de dimensionner les ouvertures entre les culées et tablier afin d'éviter leur entrechoquement.

3.6.5 Equipements

On veillera à assurer une bonne attache des équipements sur les tabliers (corniches, canalisations) et les piles (éléments préfabriqués), afin d'éviter leur chute éventuelle. Les systèmes de fixation devront être calculés sous l'action sismique ultime afin d'éviter toute chute.

3.6.6 Drainage

Il convient d'éviter la stagnation d'eau dans le sol et les remblais d'accès. Cette eau déjauge le sol et augmente les actions sismiques horizontales mises en jeux. On peut craindre alors des glissements ou des tassements du sol. On veillera donc particulièrement au drainage :

- du sol derrière les culées et les piédroits des cadres et des portiques,
- des remblais d'accès.

Ce drainage consistera en la mise en place de drains et/ou de matériaux drainants.

4. PRINCIPES DE BASE DU CALCUL SISMIQUE

4.1 Détermination des actions sismiques

De manière générale l'action sismique résulte de mouvements du sol qu'on peut représenter schématiquement sous la forme :

☞ d'une translation d'ensemble du sol dans chacune des trois directions (deux horizontales et une verticale),

☞ d'un déplacement différentiel des points du sol dans chacune des trois directions. Dans le cadre des ponts courants, ces déplacements différentiels sont négligeables car les appuis sont peu distants les uns des autres. Toutefois, lorsque les appuis de l'ouvrage reposent sur des sols de nature très différente ou lorsque l'ouvrage franchit une faille active, les mouvements différentiels peuvent être importants. On se référera alors au Guide AFPS 92 et il sera même judicieux de consulter un spécialiste.

Plutôt que de définir le mouvement du sol proprement dit, les règlements définissent l'effet de ces mouvements sur des structures élémentaires que sont des oscillateurs simples. Les mouvements du sol excitant la base d'un ouvrage courant assimilé à un oscillateur simple sont plus ou moins amplifiés dans la structure selon que la fréquence propre d'oscillation de celle-ci est proche ou non des fréquences prédominantes du mouvement sismique. Il s'agit du phénomène bien connu de résonance d'un oscillateur.

Les fréquences prédominantes du séisme dépendent étroitement de la nature du sol sur lequel repose l'ouvrage. En simplifiant, on peut dire que les couches superficielles de sol fonctionnent comme un oscillateur excité à sa base par les déplacements du rocher sous-jacent : si le sol superficiel possède des caractéristiques mécaniques faibles ou s'il est de grande épaisseur, il amplifiera les basses fréquences, tandis que si ses caractéristiques mécaniques sont élevées ou si le rocher est affleurant, le signal sismique comportera plutôt des hautes fréquences.

4.1.1 Accélération nominale a_N

Le paramètre a_N caractérise l'intensité sismique. On peut l'interpréter comme l'accélération maximale au rocher au droit de l'ouvrage à prendre en compte dans les calculs.

Les ouvrages sont ordonnés dans quatre classes d'importance croissante A, B, C et D, dont les définitions ont été rappelées au chapitre 1.

Rappelons également que l'accélération nominale a_N est définie en m/s^2 en fonction des zones sismiques par le tableau suivant:

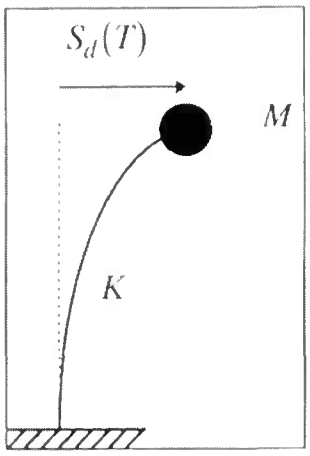
Zones sismiques	Classes de ponts		
	B	C	D
Ia	1	1,5	2,0
Ib	1,5	2,0	2,5
II	2,5	3,0	3,5
III	3,5	4,0	4,5

4.1.2 Spectres de réponse élastique réglementaires

Le spectre de réponse permet de déterminer le déplacement maximal S_d d'un oscillateur (de période T et de taux d'amortissement critique ζ) par rapport à sa base ainsi que l'effort maximal induit dans cet oscillateur F_{max}.

Pour un oscillateur de raideur K et de masse M, cette période vaut :

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K}} \qquad \text{(Eq.1)}$$



L'effort maximal dans l'oscillateur vaut quant à lui :

$$F_{\max} = K \cdot S_d(T,\zeta) \qquad \text{(Eq. 2)}$$

Compte tenu de (Eq. 1), on a également :

$$F_{\max} = M \cdot \frac{4\pi^2}{T^2} S_d(T,\zeta) \qquad \text{(Eq. 3)}$$

On définit un spectre en *pseudo-accélération* :

$$R_E(T,\zeta) = \frac{4\pi^2}{T^2}\frac{S_d(T,\zeta)}{a_N} \qquad \text{(Eq. 4)}$$

L'effort maximal dans l'oscillateur s'écrit alors simplement :

$$\boxed{F_{\max} = M \cdot a_N R_E(T,\zeta)} \qquad \text{(Eq. 5)}$$

Le terme «pseudo» provient du fait que $a_N R_E(T)$ n'est égal à l'accélération totale (par rapport à un référentiel absolu galiléen) de la masse que si l'amortissement est parfaitement nul (il est en général faible).

L'amplification dépend beaucoup du rapport entre la période naturelle de l'oscillateur et les propriétés dynamiques du sol. Ces dernières sont fonction des caractéristiques mécaniques des couches de sol et de leur épaisseur. En utilisant ces deux critères, la réglementation française a regroupé les sols en quatre catégories appelées " sites " .

Les sites, dénommés S0, S1, S2 et S3, sont classés par ordre croissant de souplesse. S0 correspond au rocher et S3 à un sol très souple, de faibles caractéristiques mécaniques. Le classement des sols est précisé au paragraphe 4.1.5.

Les spectres de réponse en pseudo-accélération $R_E(T)$ (pour a_N=1) du Guide AFPS 92 pour la protection parasismique des ponts sont reproduits à la Figure 4-1 [respectivement à la Figure 4-2] pour les composantes horizontales [respectivement verticale] du mouvement de sol. En abscisse figure la période de l'oscillateur et en ordonnée l'amplification spectrale $R_E(T)$ selon le type de site.

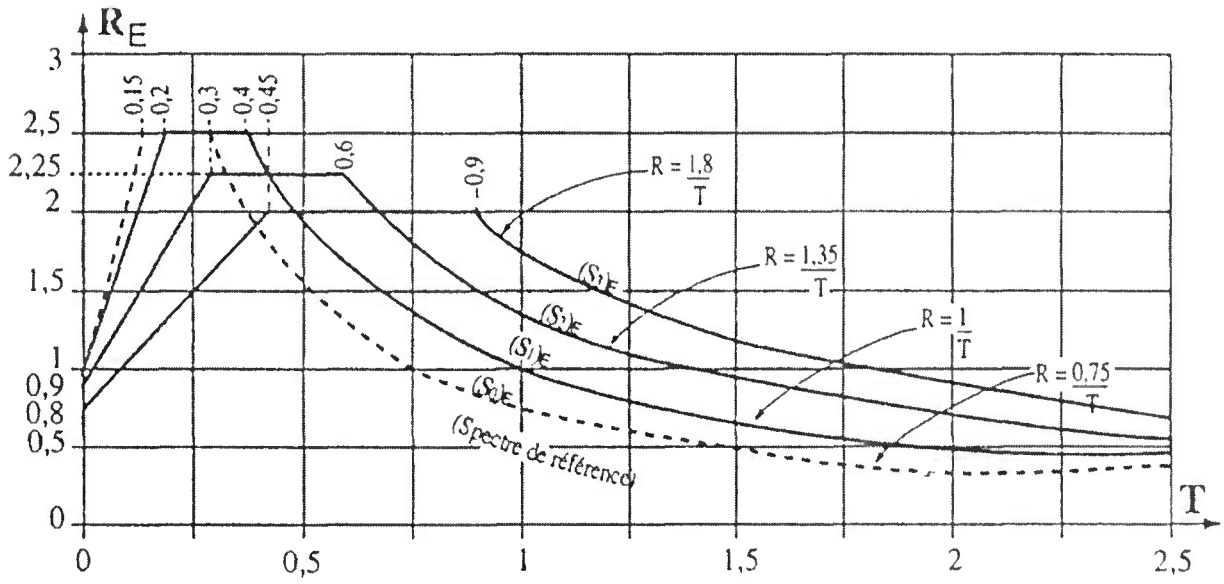


Figure 4 - 1 : Spectre de réponse élastique pour un amortissement de 5%, composantes horizontales (Guide AFPS 92)

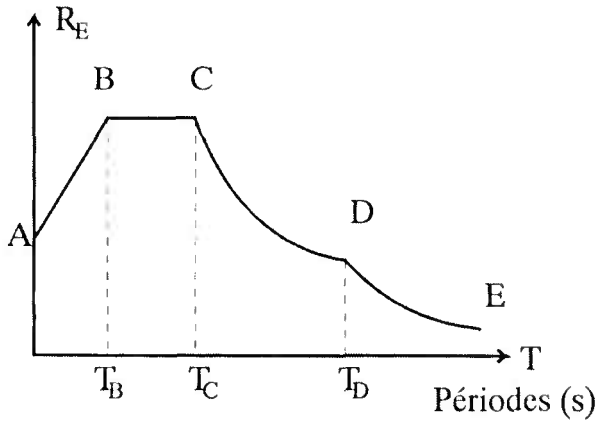
Examinons quelques cas:

- Si la structure est infiniment rigide, l'effort dans l'oscillateur est égal à la force d'inertie maximale, soit la masse de la structure M multipliée par l'accélération maximale du sol a_N ($R_E(T=0)=1$). Il a été constaté expérimentalement (quoique ce fait soit contesté pour des régions de sismicité faible ou modérée) que l'accélération maximale en surface de sols plus souples (sites S2 et S3) est plus faible que l'accélération maximale au rocher. Pour ces sols, la valeur de R_E pour une période nulle est donc inférieure à l'unité.

- À l'opposé, une structure infiniment souple se déformera sans effort ($R_E(T=\infty)=0$).

- Entre ces cas extrêmes, le spectre en pseudo-accélération $R_E(T)$ mesure l'amplification dynamique de l'oscillateur de période T.

Schématiquement les branches du spectre élastique pour les mouvements horizontaux sont données par les formules ci-dessous :



Type de site	Arc AB $0 \leq T \leq T_B$	Arc BC $T_B \leq T \leq T_C$	Arc CD $T_C \leq T \leq T_D$	Arc DE $T_D \leq T \leq T_E$	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
S_0	$R_E(T)=1 + 10\,T$	$R_E(T)=2,5$	$R_E(T)=0,75/T$	$R_E(T)=2/T^2$	0,15	0,30	2,67
S_1	$R_E(T)=1 + 7,5\,T$	$R_E(T)=2,5$	$R_E(T)=1,0/T$	$R_E(T)=3,2/T^2$	0,20	0,40	3,20
S_2	$R_E(T)=0,9 + 4,5\,T$	$R_E(T)=2,25$	$R_E(T)=1,35/T$	$R_E(T)= 5,2/T^2$	0,30	0,60	3,85
S_3	$R_E(T)= 0,8 + 8\,T/3$	$R_E(T)=2,0$	$R_E(T)=1,8/T$	$R_E(T)= 8/T^2$	0,45	0,90	4,44

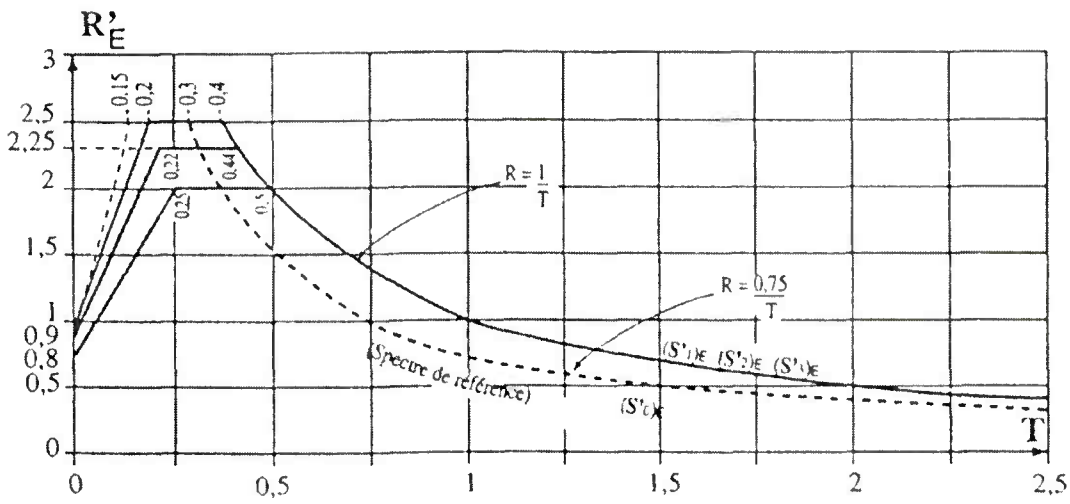


Figure 4-2 : Spectre de réponse élastique pour un amortissement de 5%, composante verticale (Guide AFPS 92)

Pour la composante verticale du séisme, dans le cas des sites de type S2 ou S3, les arcs descendants CD et DE du spectre sont remplacés par ceux du spectre S1 : la valeur de T_D est inchangée mais T_C est déterminée par l'intersection de la branche descendante du spectre S1 et le palier de S2 ou S3 (voir Figure 4-2) et $T_B=T_C/2$, ce qui permet de définir la branche ascendante.

Type de site	Arc AB $0 \leq T \leq T_B$	Arc BC $T_B \leq T \leq T_C$	Arc CD $T_C \leq T \leq T_D$	Arc DE $T_D \leq T \leq T_E$	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
S'_0	$R_E(T)=1 + 10\,T$	$R_E(T)=2,5$	$R_E(T)=0,75/T$	$R_E(T)= 2/T^2$	0,15	0,30	2,67
S'_1	$R_E(T)=1 + 7,5\,T$	$R_E(T)=2,5$	$R_E(T)=1,0/T$	$R_E(T)= 3,2/T^2$	0,20	0,40	3,20
S'_2	$R_E(T)=0,9 + 6,14\,T$	$R_E(T)=2,25$	$R_E(T)=1,0/T$	$R_E(T)= 3,2/T^2$	0,22	0,44	3,20
S'_3	$R_E(T)= 0,8 + 4,8\,T$	$R_E(T)=2,0$	$R_E(T)=1,0/T$	$R_E(T)= 3,2/T^2$	0,25	0,50	3,20

D'autre part, pour le séisme vertical, on remplace a_N par $0,7a_N$ pour tenir compte du fait, qu'en général, le pic d'accélération vertical est plus faible que son pendant horizontal.

4.1.3 Spectres de réponse élastique conseillés pour ouvrages courants

Il faut prendre quelques précautions dans l'utilisation des spectres élastiques présentés ci-dessus. Les hypothèses de calcul développées par la suite ont en général tendance à surestimer la rigidité de la structure : calcul en section non fissurée, souplesse des fondations négligée... En conséquence, la période calculée de l'ouvrage est sous-évaluée. Vis-à-vis des mouvements horizontaux, la plupart des ponts ont des périodes propres fondamentales dans la branche descendante du spectre. Les efforts de dimensionnement sont alors surévalués, ce qui place l'ouvrage du côté de la sécurité.

En revanche, certaines structures très rigides telles que les ponts dont le tablier est bloqué sur des appuis très courts ont une période fondamentale dans la branche ascendante. C'est aussi souvent le cas des vibrations verticales des tabliers de ponts. Sous-estimer la période de vibration de l'ouvrage conduit alors à sous-estimer les efforts.

Pour prévenir l'utilisation erronée (et potentiellement dangereuse) de la branche ascendante du spectre élastique, nous conseillons d'étendre le plateau horizontal BC des spectres jusqu'à T = 0, comme indiqué sur la Figure 4-3 ci dessous (à moins, par exemple, que l'on dispose d'informations fiables sur le sol de fondation). Pour obtenir la valeur de $R_E(T)$, on utilisera les formules du Tableau 4-1 et du Tableau 4-2.

Rappelons que, pour le séisme vertical, on remplace a_N par 0,7 a_N.

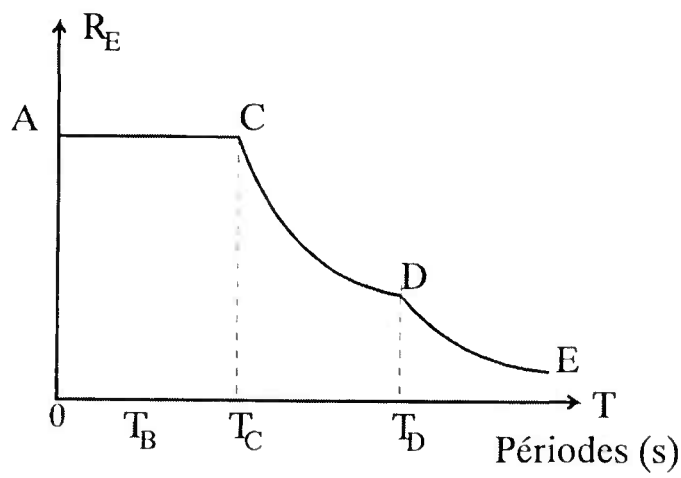


Figure 4-3 : Spectre élastique conseillé pour un amortissement de 5%

Type de site	Arc AC $0 \leq T \leq T_C$	Arc CD $T_C \leq T \leq T_D$	Arc DE $T_D \leq T \leq T_E$	T_C (s)	T_D (s)
S_0	$R_E(T)=2,5$	$R_E(T)=0,75/T$	$R_E(T)=2/T^2$	0,30	2,67
S_1	$R_E(T)=2,5$	$R_E(T)=1,0/T$	$R_E(T)=3,2/T^2$	0,40	3,20
S_2	$R_E(T)=2,25$	$R_E(T)=1,35/T$	$R_E(T)= 5,2/T^2$	0,60	3,85
S_3	$R_E(T)=2,0$	$R_E(T)=1,8/T$	$R_E(T)= 8/T^2$	0,90	4,44

Tableau 4-1 : Spectre élastique conseillé (mouvements horizontaux) pour un amortissement de 5%

Type de site	Arc AC $T0 \leq T \leq T_C$	Arc CD $T_C \leq T \leq T_D$	Arc DE $T_D \leq T \leq T_E$	T_C (s)	T_D (s)
S_0	$R_E(T)=2,5$	$R_E(T)=0,75/T$	$R_E(T)=2/T^2$	0,30	2,67
S_1	$R_E(T)=2,5$	$R_E(T)=1,0/T$	$R_E(T)=3,2/T^2$	0,40	3,20
S_2	$R_E(T)=2,25$	$R_E(T)=1,0/T$	$R_E(T)=3,2/T^2$	0,44	3,20
S_3	$R_E(T)=2,0$	$R_E(T)=1,0/T$	$R_E(T)=3,2/T^2$	0,50	3,20

Tableau 4-2 : Spectre élastique conseillé (mouvements verticaux) pour un amortissement de 5%

4.1.4 Spectre de dimensionnement

Le spectre de dimensionnement (Figure 4-4) est à utiliser conjointement avec un coefficient de comportement. Il diffère du spectre de réponse élastique en deux régions :

- les branches descendantes aux grandes périodes décroissent moins vite ;
- les branches ascendantes aux faibles périodes ont disparu et le plateau s'étend jusqu'aux périodes nulles : on se prémunit ainsi contre les risques d'assouplissement de la structure par endommagement des appuis.

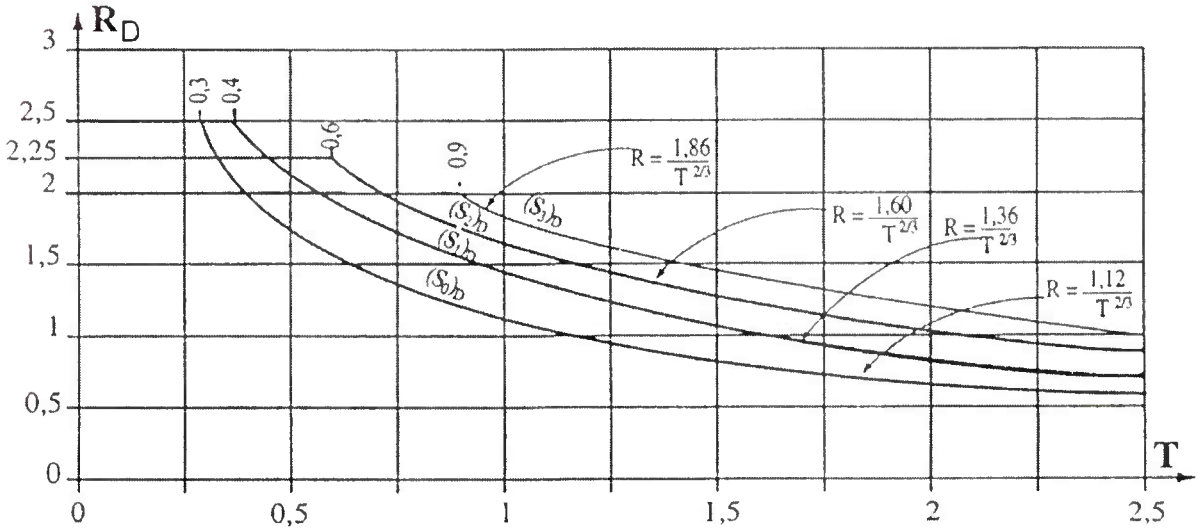


Figure 4 -4 : Spectre de dimensionnement pour un amortissement de 5% (Guide AFPS 92)

Type de site	plateau	Arc CD' $T_C \leq T \leq T_D$	Arc D'E' $T_D \leq T \leq T_E$	T_C (s)	T_D (s)
S_0	$R_D(T)=2,5$	$R_D(T)=1,12/T^{2/3}$	$R_D(T)=2,99/T^{5/3}$	0,30	2,67
S_1	$R_D(T)=2,5$	$R_D(T)=1,36/T^{2/3}$	$R_D(T)=4,34/T^{5/3}$	0,40	3,20
S_2	$R_D(T)=2,25$	$R_D(T)=1,60/T^{2/3}$	$R_D(T)= 6,16/T^{5/3}$	0,60	3,85
S_3	$R_D(T)=2,0$	$R_D(T)=1,86/T^{2/3}$	$R_D(T)= 8,29/T^{5/3}$	0,90	4,44

Tableau 4-3 : Paramètres du spectre de dimensionnement pour un amortissement de 5%

4.1.5 Définitions des sites

Quatre types de sites sont définis par le guide AFPS 92 selon la nature et l'épaisseur des couches de sol sous-jacentes. On rappelle tout d'abord le classement des sols puis celui des sites.

4.1.5.1 Classes de sol :

Les sols sont classés en quatre groupes, en fonction de leurs caractéristiques et propriétés mécaniques, comme indiqué ci-après :

- *Rocher sain.*
- *Groupe a* :

  Sols de résistance bonne à très bonne (sables et graviers compacts, marnes ou argiles raides fortement consolidées).
- *Groupe b* :

  Sols de résistance moyenne (roches altérées, sables et graviers moyennement compacts, marnes ou argiles de raideur moyenne).
- *Groupe c* :

  Sols de faible résistance (sables ou graviers lâches, argiles molles, craies altérées, vases).

Les caractéristiques précisées dans le Tableau 4-4 permettent l'identification des sols et leur classement dans un des groupes précités.

GROUPE	TYPE DE SOL		Pénétromètre Statique Résistance (MPa)	SPT Nombre de coups	Pressiomètre Module (MPa)	Pressiomètre pression limite (MPa)	Résistance Compression simple (MPa)	Densité relative (%)	Indice de compression Cc	Vitesse des ondes de cisaillement (m/s)	Vitesse des ondes longitudinales sous la nappe (m/s)	Vitesse des ondes longitudinales hors nappe (m/s)
ROCHERS		Rochers sains et craies dures			> 100	> 5	> 10			> 800		> 2500
Groupe a	Sols de bonne à très bonne résistance mécanique	Sols granulaires compacts	> 15	> 30	> 20	> 2		> 60		> 400	> 1800	> 800
		Sols cohérents (argiles ou marnes dures)	> 5		> 25	> 2	> 0,4		> 0,02			> 1800
Groupe b	Sols de résistance mécanique moyenne	Rocher altéré ou fracturé			50 à 100	2,5 à 5	1 à 10			300 à 800		400 à 2500
		Sols granulaires moyennement compacts	5 à 15	10 à 30	6 à 20	1 à 2		40 à 60		150 à 400	1500 à 1800	500 à 800
		Sols cohérents moyennement consistants et craies tendres	1,5 à 5		5 à 25	0,5 à 2	0,1 à 0,4		0,02 à 0,10			1000 à 1800
Groupe c	Sols de faible résistance mécanique	Sols granulaires lâches	< 5	< 10	< 6	< 1		< 40		< 150	< 1500	< 500
		Sols cohérents mous (argiles molles ou vases) et craies altérées	< 1,5	< 2	< 5	< 0,5	< 0,1		> 0,10			

Tableau 4- 4 : Classement des sols (Guide AFPS 92)

4.1.5.2 Type de site

Les quatre types de site sont référencés comme suit :

Sites S0 :	Sites rocheux (site de référence). Sols de groupe a en épaisseur inférieure à 15 m.
Sites S1 :	Sols de groupe a en épaisseur supérieure à 15 m. Sols de groupe b en épaisseur inférieure à 15 m.
Sites S2 :	Sols de groupe b en épaisseur comprise entre 15 et 50 m. Sols de groupe c en épaisseur inférieure à 10 m.
Sites S3 :	Sols de groupe b en épaisseur supérieure à 50 m. Sols de groupe c en épaisseur comprise entre 10 et 100 m.

Une représentation schématique de ces quatre sites est donnée dans la Figure 4-5.

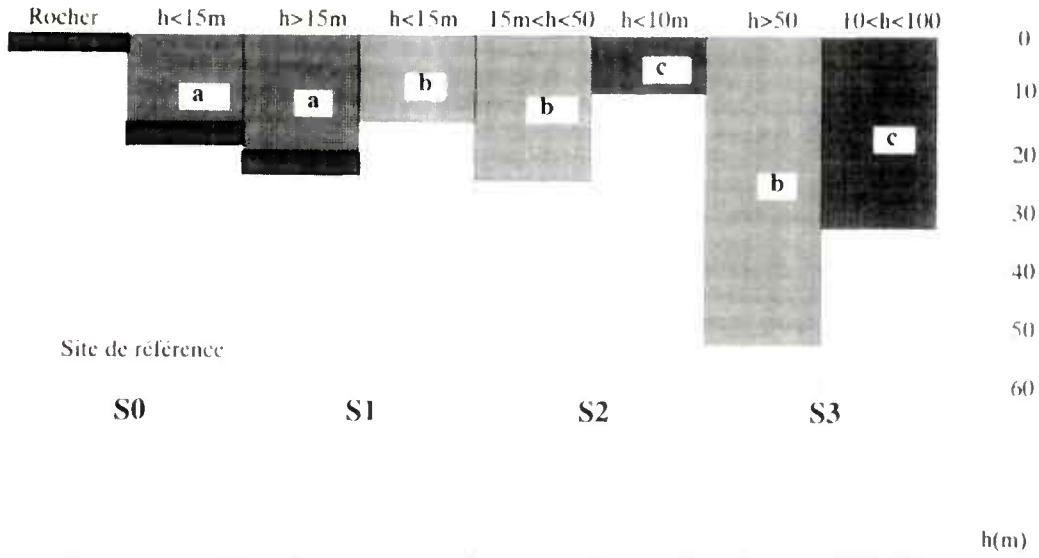


Figure 4- 5 : Représentation schématique des profils (Guide AFPS 92)

Remarques :

- Si les appuis de l'ouvrage reposent sur des sites différents, on prendra pour spectre de réponse l'enveloppe des différents spectres concernés.
- Les arrêts des sols " b " et " c " pour les sites S1, S2 et S3 dans le schéma de la Figure 4-5 supposent qu'en dessous, on trouve un sol de type " a " ou rocheux.

4.2 Méthodes d'analyse

4.2.1 Principes

Pour déterminer les sollicitations, on commence par effectuer un calcul élastique, quelle que soit la méthode de dimensionnement utilisée par la suite.

Dans le cas d'un calcul élastique, les efforts ainsi obtenus sont directement utilisés pour dimensionner les sections.

Pour certains systèmes d'appui (voir chapitre 3.4) et sous réserve d'adopter des dispositions constructives particulières (voir chapitre 6), il est possible de procéder à un calcul inélastique qui réduit forfaitairement les efforts.

On distingue les trois directions du séisme, longitudinale, transversale et verticale que l'on traite de façon indépendante. Pour les ponts courbes, on définit l'axe longitudinal par la corde joignant les appuis extrêmes intervenant dans la reprise des efforts horizontaux.

Dans tous les cas, le tablier est dimensionné de façon à ce qu'il reste élastique.

4.2.1.1 Principes du calcul élastique

La conduite du calcul élastique passe par les points suivants :

I) définition des masses de la structure ;

II) définition des raideurs des appuis ;

III) évaluation de la période propre de l'ouvrage et de sa déformée sous sollicitation dynamique ;

IV) évaluation de l'amortissement structurel ;

V) évaluation des forces statiques équivalentes grâce au spectre de réponse élastique ;

VI) détermination des sollicitations élastiques ;

4.2.1.2 Principes du calcul inélastique

On admet la formation de rotules plastiques par plastification des aciers longitudinaux pour des efforts inférieurs à ceux qu'une structure parfaitement élastique aurait subis. On applique - la démarche du calcul élastique (points I à VI) avec un spectre un peu différent, appelé *spectre de dimensionnement*, puis on divise les efforts obtenus par un coefficient dit de comportement, qui permet de tenir compte des capacités de ductilité de la structure.

Il faut toutefois bien vérifier que, sous les sollicitations réduites obtenues, il y a effectivement formation de rotules plastiques et, qu'en dehors des rotules plastiques, la structure reste bien élastique. La vérification de *ce critère de cohérence* assure au projeteur que, sous les sollicitations ainsi déterminées, les parties fragiles (i.e. non ductiles) de la structure sont bien protégées par la formation de rotules plastiques ductiles.

En somme, on dicte à la structure les seuls endroits où elle peut dissiper de l'énergie par endommagement et plastification des aciers.

La démarche modifie et complète le calcul élastique par les points suivants :

V) évaluation des forces statiques équivalentes grâce au spectre de dimensionnement (voir 4.2.6.5.) ;

VI) détermination des sollicitations à partir des forces précédentes ;

VII) division des sollicitations par un coefficient de comportement ; **les déplacements ne sont pas divisés par ce coefficient** ;

VIII) vérification du critère de cohérence : les aciers longitudinaux plastifient bien dans les rotules plastiques et pas ailleurs ;

IX) ferraillage convenable des rotules plastiques de façon à éliminer le risque de rupture fragile par cisaillement lorsque les rotules plastiques se sont développées.

4.2.2 Modélisation

Pour analyser le comportement dynamique de l'ouvrage, il faut définir sa masse, sa raideur, éventuellement la raideur du système de fondation (ou les conditions d'encastrement de la structure dans le sol) et l'amortissement provenant du comportement viscoélastique des matériaux et de la structure.

Pour schématiser, on pourra considérer que la masse de l'ouvrage est concentrée dans le tablier, et la raideur dans le système d'appui (fondations, appuis et appareils d'appui).

La modélisation de la structure dépend beaucoup de la direction d'excitation du séisme.

☞ Pour le séisme longitudinal, on admettra que le tablier est un bloc rigide indéformable (sauf dans certains cas particuliers de tabliers de grande longueur, supérieure à 100m, bloqués longitudinalement sur culée, voir 4.2.3.1). La structure est alors identique à un oscillateur simple dont on définit la masse, la raideur et l'amortissement selon la procédure détaillée ci-dessous.

☞ Vis-à-vis du séisme transversal, le tablier se déplacera ou non comme un bloc rigide suivant son élancement en plan et les raideurs d'appuis. Si, comme c'est souhaitable (voir chapitre 3), les lignes d'appuis présentent des souplesses transversales bien réparties le long du tablier, ce dernier se déformera selon une forme privilégiée, appelée *mode fondamental transversal de vibration*. Le calcul des efforts induits par le séisme transversal s'effectue selon *la méthode monomodale* détaillée au paragraphe 4.2.3.2. Dans le cas contraire, il est nécessaire de procéder à une analyse multimodale qui sort du cadre du présent document.

☞ Pour les mouvements verticaux, la méthode monomodale n'est en général pas applicable. On présente en 4.2.3.4 une méthode approchée permettant d'évaluer les réactions d'appui.

4.2.2.1 Masses

Les masses se limitent au poids propre de la structure et aux autres charges permanentes qu'elle supporte, sauf pour les ponts urbains très fréquentés ou les ponts rails, pour lesquels on peut ajouter une fraction des charges d'exploitation soit :

☞ 20% des charges d'exploitation routières définies par le titre II du fascicule 61 du C.C.T.G. sur les ponts-routes urbains à trafic intense (le pont est alors chargé sur la totalité de sa longueur)

☞ 30% des charges d'exploitation ferroviaires des lignes à fort trafic définies par le livret 2-01 du C.P.C. pour les ponts-rails.

Ces charges d'exploitation ne sont pas à pondérer.

Pour le calcul des périodes propres, on ne modélisera que les masses mises en mouvement. Ainsi, dans le cas d'un tablier isolé des piles par des appareils glissants ou en élastomère fretté, on négligera la masse des piles. Dans le cas contraire, les têtes de piles suivent le mouvement du tablier et on ajoutera la moitié de la masse de la pile à la masse du tablier.

Notons que la masse de la pile (ou plus exactement la moitié de celle-ci) peut entrer ou non dans le modèle pour une direction d'excitation et pas pour l'autre. Si, par exemple, le tablier glisse longitudinalement sur une pile et est bloqué transversalement sur celle-ci, la demi masse de la pile ne sera inclue dans le modèle que pour les déplacements transversaux du tablier.

Remarque d'importance pratique :

pour le calcul des périodes propres et des efforts, il est prudent d'utiliser les unités du système international et en particulier d'exprimer les masses en kilogramme (plutôt qu'en Newton comme on le fait parfois pour les charges permanentes statiques).

4.2.2.2 Raideurs

La raideur (ou inversement la souplesse) des appuis provient des trois parties d'ouvrage suivantes :

- ☞ les fondations et le sol environnant,
- ☞ les appuis proprement dits,
- ☞ les appareils d'appui.

Lorsque ces trois éléments sont placés en série, leurs souplesses s'ajoutent pour former la souplesse de l'appui.

4.2.2.2.1 Souplesse de fondations

Pour les ouvrages courants, on négligera en général la souplesse des fondations pour la justification du tablier et des appuis en élévation. Cela a pour effet d'augmenter la raideur générale de l'appui et donc de réduire la période propre de l'ouvrage. Avec les spectres conseillés au paragraphe 4.1.3, les efforts sont alors en général surestimés, ce qui rend l'hypothèse sécuritaire. Par contre, les déplacements sont sous-estimés.

Pour un tablier posé sur élastomères frettés ou sur appuis glissants, il est nécessaire de calculer le déplacement du tablier pour dimensionner les longueurs d'appui ou les butées parasismiques. La souplesse des fondations joue peu, dans ce cas, sur la période propre de l'ouvrage. Les déplacements du tablier pourront donc bien être calculés en négligeant cette souplesse.

L'interaction entre le sol et les pieux peut, par contre, être déterminante pour le calcul statique équivalent des sollicitations dans les pieux. On détermine les modules élastiques dynamiques des sols (qui sont très différents des valeurs issues des essais pressiométriques usuels) et les caractéristiques de la liaison sol-pieu de la façon suivante.

a) Évaluation des caractéristiques de sol

Le règlement précise que les caractéristiques de sol doivent être évaluées à partir d'essais appropriés (" cross-hole ", " down-hole ", ...). Toutefois, ceux-ci sont chers à l'échelle des ouvrages courants et parfois difficiles à mettre en œuvre. On limitera les essais à des cas de sols très particuliers pour lesquels on ne dispose pas d'expérience sur des sites similaires et qui ne sont pas représentés dans Tableau 4-4.

Les essais donnent généralement la valeur de la vitesse des ondes de cisaillement $V_{s,max}$ (pour de petites perturbations) dans les différentes couches de sol qui intéressent la fondation. De ces vitesses on extrait la valeur du module de cisaillement G_{max} par la formule :

$$G_{\max} = \rho V_{s,\max}^2$$

où ρ est la masse volumique de la couche de sol

Compte tenu de l'aléa inhérent aux sols et aux essais, il convient de considérer une variation possible entre 2/3 et 3/2 de la valeur de G_{max}.

À défaut d'essai spécifique, la valeur des vitesses d'ondes de cisaillement des différentes couches de sol peut se déduire à partir d'autres essais statiques et du Tableau 4-4. Seules les vitesses des ondes de cisaillement sont à utiliser. Les valeurs lues dans ce tableau sont les valeurs $V_{s,max}$ citées plus haut. Lorsque le tableau indique une fourchette pour $V_{s,max}$, on doit envisager la variation de $V_{s,max}$ entre ces deux valeurs ; lorsque le tableau n'indique qu'une borne inférieure V_s, on lui associe une fourchette [V_s, $2V_s$] ; lorsque le tableau n'indique qu'une borne supérieure V_s, on lui associe [1/2 Vs , Vs]. À partir de ces valeurs de vitesse, on détermine la valeur du module de cisaillement pour petites déformations du sol :

$G_{\max} = \rho V_{s,\max}^2$, où la masse volumique ρ vaut :

- 2 400 kg/m3 pour les rochers,
- 2 200 kg/m3 pour les sols de bonne à très bonne résistance mécanique,
- 2 000 kg/m3 pour les sols de résistance mécanique moyenne,
- 1 800 kg/m3 pour les sols de faible résistance mécanique.

On devra donc en théorie effectuer un calcul en fourchette. Toutefois, pour la vérification des efforts dans les pieux, on pourra se contenter de la borne inférieure de G_{max}.

Enfin, ces valeurs ont été obtenues pour de faibles perturbations du sol. Lors de forts séismes, on observe un comportement non-linéaire hystérétique du sol. Le sol s'assouplit et dissipe plus d'énergie.

Pour cette raison, on corrige les valeurs du module de cisaillement en fonction du paramètre a_N comme indiqué dans le Tableau 4-5. On effectue cette correction uniquement pour les sols non rocheux.

a_N (m/s^2)	≤1	1,5	2,0	≥3
V_s/ $V_{s,max}$	0,90	0,80	0,70	0,60
G/G_{max}	0,80	0,65	0,50	0,40

Tableau 4-5 : Correction des caractéristiques de sol

b) Détermination des raideurs de sol

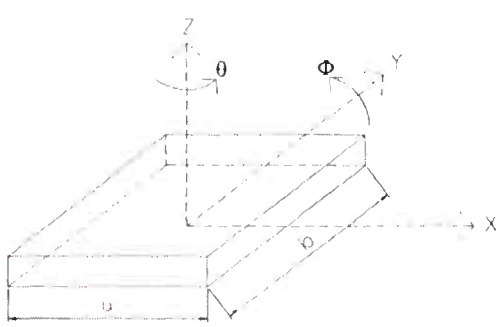
- Pour les pieux, on peut s'inspirer des formules de la référence [4.3] dans lesquelles le ressort horizontal de sol par mètre linéaire de pieu est indépendant du diamètre du pieu et vaut :

$$k = 1,2E_s \quad \text{avec} \quad E_s = 2(1+\nu)G$$

où ν est le coefficient de Poisson du sol (à défaut d'information plus précise, on prendra ν=0,3) et G le module de cisaillement sous séisme déterminé selon la procédure du paragraphe a) ci-dessus.

- Pour les murs de culées, on effectue un calcul à la rupture du sol (voir paragraphe 4.2.8) qui dispense d'évaluer les modules du sol.

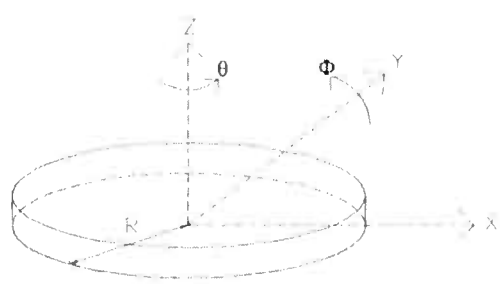
- Pour les semelles superficielles, on pourra utiliser les raideurs calculées à fréquence nulle (pseudo-statique), pour une fondation circulaire équivalente reposant sur un demi-espace élastique :



Fondation réelle

$$K_z = \frac{4\,G\,R}{1-\nu}$$

$$K_\phi = \frac{8\,G\,R^3}{3\,(1-\nu)}$$



Fondation circulaire équivalente

$$K_x = \frac{8\,G\,R}{2-\nu}$$

$$K_\theta = \frac{16\,G\,R^3}{3}$$

Vis-à-vis des raideurs associées aux degrés de liberté de translation, la fondation circulaire offre la même section que la fondation réelle soit $\pi R^2 = a \times b$. Vis-à-vis de chaque degré de liberté de rotation, la fondation circulaire équivalente est celle qui présente la même inertie, soit $\pi R^4 / 4 = a \times b^3 / 12$ pour la rotation autour de l'axe Ox et $\pi R^4 / 4 = a^3 \times b / 12$ pour la rotation autour de l'axe Oy.

Ces valeurs ne peuvent être utilisées que lorsque les caractéristiques (Gmax, ν) du sol varient faiblement sur une hauteur importante par rapport aux dimensions de la fondation. En l'absence de justifications particulières, le coefficient de poisson du sol pourra prendre la valeur de 0,3.

4.2.2.2.2 Souplesse de piles

Quoique les piles en béton armé puissent fissurer, légèrement ou même fortement en cas de dimensionnement inélastique, on effectue les calculs en prenant en compte les raideurs élastiques avant fissuration (c'est à dire avec les inerties de coffrage). On obtient ainsi un modèle sensiblement plus raide que la structure réelle, ce qui est sécuritaire pour les efforts.

Note : Dans le cas d'un calcul élastique (avec q=1), l'article 4.1.1 du Guide AFPS 92 autorise l'utilisation d'inerties fissurées pour les piles en béton armé sans toutefois guider le lecteur dans le choix de la réduction d'inertie à prendre en compte. Pour les ouvrages courants, on se limitera à l'inertie de coffrage.

Dans le cas d'un dimensionnement inélastique, les efforts obtenus par un calcul élastique avec inertie de coffrage seront réduits pour tenir compte de la fissuration et de la plastification des aciers (voir paragraphe 4.2.4).

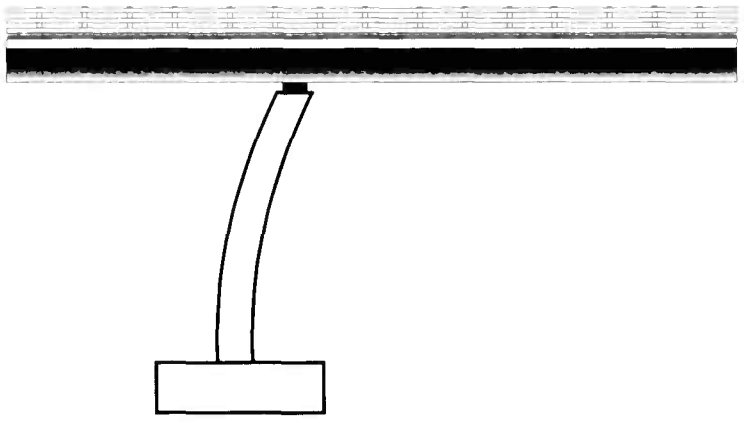
La raideur K_i d'une ligne d'appui est définie par :

$$1/K_i = \Sigma_j \, 1/K_{ij}$$

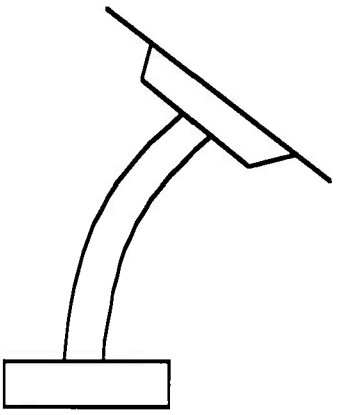
où K_{ij} est la raideur d'une partie j (fût ou appareil d'appui) de l'appui i :

Pour un fût de pile (de hauteur h_{pile}, d'inertie de coffrage I_{pile} et de module instantané $E_{béton}$) simplement bloqué en tête, avec un appareil d'appui fixe :

$$K_i = \frac{3\, E_{\text{béton}}\, I_{\text{pile}}}{h^3_{\text{pile}}}$$



Cette formule est également valable pour une pile constituée d'un seul fût encastré en tête, pour la direction transverse du séisme si le tablier est relativement souple en torsion d'axe longitudinal :



- Pour un appui équipé de n appareils d'appui en élastomère de dimensions horizontales a x b et d'épaisseur e, il s'agit de la raideur du fût en série avec la raideur des appareils d'appui :

$$K_i = \frac{1}{\dfrac{h_{\text{pile}}^3}{3\,E_{\text{béton}}\,I_{\text{pile}}} + \dfrac{e}{n\,G\,a\,b}}$$

Le module de déformation des matériaux est considéré à court terme (module instantané); pour le module de cisaillement G de l'élastomère voir le paragraphe 4.2.2.2.3.

- Pour un fût encastrée en tête et en pied :

$$K_i = \frac{12\,E_{\text{béton}}\,I_{\text{pile}}}{h_{\text{pile}}^3}$$

- Pour un voile sollicité dans son plan, on tient compte le cas échéant de sa raideur en cisaillement :

$$K_{ij} = \frac{G_{\text{béton}}\,S_{r,j}}{h_{\text{pile},j}}$$

où $S_{r,j}$ est la section réduite du voile. On pourra considérer que cette raideur est infinie si le tablier repose sur des appareils d'appui glissants ou en élastomère fretté. Dans ce dernier cas, seule la raideur de l'élastomère intervient.

4.2.2.2.3 Souplesse d'appareil d'appui en élastomère fretté:

Le Guide AFPS 92 pour la protection parasismique des ponts préconise, à défaut d'essai spécifique, de choisir le module de cisaillement dans une fourchette allant 0,8 à 1,2 MPa.

On adoptera la borne supérieure G = 1,2 MPa qui fournit les efforts maximaux.

4.2.2.3 Amortissement

Les spectres du guide AFPS 92 sont donnés pour un taux d'amortissement critique de 5%. Un amortissement ζ différent de 5% conduit à corriger le spectre élastique (conseillé dans le présent guide) ou le spectre de dimensionnement en les multipliant par un facteur ρ :

$$\rho = \sqrt{7/(2+\zeta)}$$

où l'amortissement ζ est exprimé en pourcentage.

Pour un ouvrage dont la souplesse provient entièrement des appareils d'appui en élastomère fretté, on adopte un taux d'amortissement critique de 7%.

Lorsque plusieurs matériaux participent à la souplesse des appuis, l'amortissement doit être évalué au prorata des énergies de déformation stockées dans les différents matériaux. Pour simplifier, dans le cas des ponts courants, on pourra adopter le taux d'amortissement critique le plus faible et dans le cas de piles en béton armé, on pourra appliquer directement les spectres sans correction.

4.2.3 Analyse monomodale

La très grande majorité des ouvrages courants s'analysent en dynamique grâce à la méthode monomodale. Dans cette méthode simplifiée, on fait l'hypothèse que les mouvements de la structure sont à tout instant proportionnels à une déformée privilégiée, appelée mode fondamental.

La méthode monomodale ne s'applique pas aux ponts exceptionnels au sens usuel du terme : arcs, ponts à béquilles, ponts à câbles (de suspension ou de haubanage), pont cantilever. Elle ne s'applique qu'aux ponts qui satisfont aux critères suivants :

☞ La masse totale mise en mouvement doit être supérieure à 70 % de la masse totale de la structure (masse du tablier et masse des appuis en élévation). Notons M_T la masse du tablier et M_P la masse de l'ensemble des piles hors fondations ; la condition est réalisée dans les cas suivants :

- Pour le séisme longitudinal :

  - dans le cas où le tablier est isolé de toutes les piles (par des appareils en élastomère fretté ou glissants), si $M_P \leq 0{,}43\ M_T$;

  - dans le cas où le tablier est bloqué longitudinalement sur un certain nombre de piles de masse totale (hors fondation) M_{PB}, la condition est remplie si $M_T + 0{,}5\ M_{PB} \geq 0{,}7\ (M_T + M_P)$.

- Pour le séisme latéral, la condition est vérifiée a posteriori et on suivra la démarche du paragraphe 4.2.3.2.

- Pour le séisme vertical, cette condition n'a pas vraiment de sens et on appliquera la méthode du 4.2.3.4.

☞ L'analyse monomodale ne s'applique qu'aux ouvrages dont le biais et la courbure sont limités. Le guide AFPS 92 prescrit en particulier que l'angle de biais doit être supérieur à 60° (67 grad) et que l'angle balayé en plan par la tangente à l'axe de l'ouvrage doit être inférieur à 25° (28 grad). Une analyse plus précise des conditions données par le guide AFPS 92 est fournie en annexe 1. Au delà de ces limites un couplage entre les mouvements longitudinaux et transversaux intervient et l'analyse monomodale ne donne plus les bons résultats.

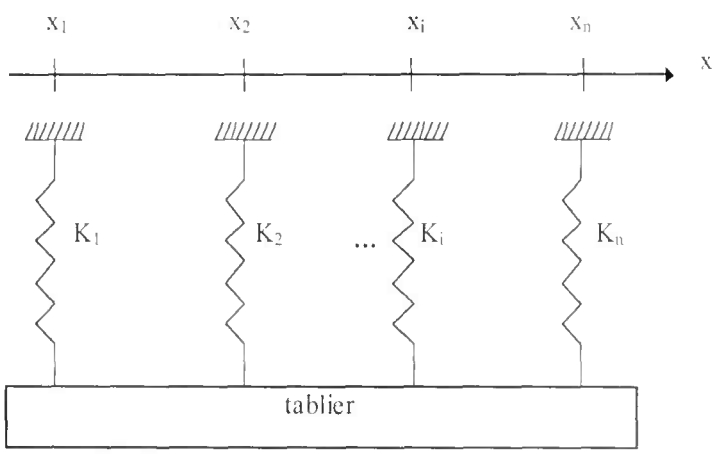
Il est toutefois possible, par des dispositions constructives, d'empêcher ce couplage. En disposant, par exemple, des butées latérales de blocage sur culées, on interdit l'apparition d'un mode de rotation d'axe vertical du tablier sur les ponts biais courants. Dans ce cas, la méthode monomodale redevient licite.

☞ Enfin, la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis ne doit pas excéder 5 % de la distance entre extrémités du tablier pour l'étude du séisme transversal ou longitudinal.

Cette clause limite l'apparition d'un mode de rotation d'axe vertical du tablier. Bien évidemment, s'il y a blocage transversal sur culée, cette restriction ne s'applique pas.

Rappelons que le centre élastique se définit comme le barycentre des raideurs K_i des appuis dans la direction considérée des mouvements sismiques. Si les x_i sont les abscisses des appuis, l'abscisse du centre élastique vaut :

$$\bar{x}_K = \frac{\sum x_i K_i}{\sum K_i}$$



Bien sûr, si l'ouvrage présente une symétrie géométrique et mécanique en coupe longitudinale, l'excentricité vis-à-vis du séisme transversal est nulle.

Le problème de l'excentricité entre le centre élastique et le centre de masse se pose également pour le séisme longitudinal et en particulier pour les ponts courbes. Toutefois, on montre que si le rapport de la longueur développée du tablier sur le rayon de courbure est inférieur à 0,6 , on peut alors négliger cette excentricité.

Si la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis excède 5 % de la distance L entre extrémités du tablier, on peut se contenter d'appliquer la méthode monomodale décrite si après, à condition d'appliquer les articles 4.1.5 et 4.2.2.5 de l'Eurocode 8-2. Ces articles définissent une excentricité de calcul (on néglige l'excentricité accidentelle de l'Eurocode) :

$$e = e_o + e_d$$

où e_o est l'excentricité entre le centre de masse et le centre de raideur et e_d rend compte de l'amplification dynamique :

$$e_d = 0{,}03\sqrt{1 + \frac{e_o}{0{,}03L}} \times L$$

où L est la longueur de l'ouvrage

À l'effort horizontal (transversal ou longitudinal) F obtenu par la méthode monomodale et s'appliquant au centre de masse du tablier, s'ajoute (dans le sens le plus défavorable) un moment d'axe vertical passant par le centre de masse du tablier, d'une valeur :

$$M_t = \pm e F$$

Les couples (force horizontale, moment) dues aux actions sismiques longitudinale et transversale se cumulent comme indiqué au 4.3.1.

4.2.3.1 Séisme longitudinal

Dans ce qui suit, on note R(T) la valeur du spectre de réponse élastique (R_E, paragraphe 4.1.3) ou du spectre de dimensionnement (R_D, paragraphe 4.1.4) selon qu'on adopte la méthode élastique ou la méthode inélastique.

La raideur longitudinale K de l'ensemble des appuis est égale à la somme des raideurs longitudinales des appuis : $K = \sum K_i$.

La période longitudinale du tablier sur ses appuis vaut :

$$\boxed{T = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K}}}$$

(avec M en kg et K en N/m)

Rappelons que la masse M est celle du tablier augmentée de la masse de la moitié supérieure (fûts et chevêtre) des appuis bloqués longitudinalement sur le tablier. Pour un tablier reposant sur élastomères frettés ou sur appuis glissants, M est la masse du seul tablier.

Le déplacement longitudinal du tablier par rapport aux fondations vaut :

$$\boxed{d = \frac{T^2}{4\pi^2} R(T) \cdot a_N}$$

L'effort longitudinal global

$$\boxed{F = M \cdot R(T) \cdot a_N}$$

se répartit sur chaque appui (i) au prorata des raideurs :

$$\boxed{F_i = \frac{K_i}{K} F}$$

Remarque :

pour un tablier de très grande longueur (L>100m), bloqué sur une culée reposant sur un massif de fondation très rigide (rocher), l'hypothèse d'indéformabilité du tablier n'est plus valable. La grande longueur du tablier le rend souple pour les déformations longitudinales. On peut alors évaluer l'effort d'ancrage du tablier sous séisme par la formule suivante qui tient compte du premier mode de déformation longitudinale du tablier :

$$F = M \times a_N \sqrt{\left[1 - \frac{8}{\pi^2}\right]^2 + \left[\frac{8R_E(T_0)}{\pi^2}\right]^2} \quad \text{avec} \quad T_o = \frac{4L}{c}$$

où L désigne la longueur du tablier et $c = \sqrt{E/\rho}$ la célérité des ondes de compression (E est le module instantané et ρ la masse volumique tenant compte des équipements). À titre d'exemple, pour un tablier en béton,

$$E \approx 40 \text{ GPa}, \ \rho \approx 2500 \text{ kg/m}^3, \ c = \sqrt{E/\rho} \approx 4000 \text{ m/s et } T_0 = \frac{4L}{c} \approx \frac{L}{1000}.$$

Il faut toutefois être prudent dans le cas où la culée et son système de fondation ont une souplesse comparable ou supérieure à la souplesse longitudinale du tablier. La formule ci-dessus devient alors caduque.

4.2.3.2 Séisme latéral

Si le tablier possède des butés transversales de blocage, la raideur transversale des appuis peut être assimilée à la raideur transversale des fûts. Sinon, elle est évaluée comme au 4.2.2.2.2.

Le modèle de déformation du tablier dépend de sa raideur relative par rapport aux appuis : si le tablier est très raide, on pourra le considérer comme un bloc indéformable, auquel cas son déplacement transversal est décrit par un unique degré de liberté (*cf.* modèle à tablier rigide ci-dessous) ; si le tablier est un peu plus souple, on devra prendre en compte sa déformée transversale (*cf.* modèle à tablier flexible, méthode de Rayleigh, ci-dessous). Ces deux modèles sont proposés par le Guide AFPS92 pour la protection parasismique des ponts. **Le modèle à tablier rigide, plus simple à utiliser, s'applique à la majorité des ouvrages courants**.

Nous y ajoutons un modèle supplémentaire, dit de la pile indépendante, provenant de l'Eurocode 8-2 permettant de dégrossir le calcul des piles dans le cas de ponts très réguliers.

4.2.3.2.1 Modèle à tablier rigide

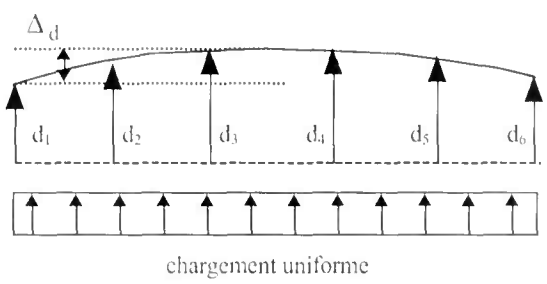
On pourra considérer que le tablier est un bloc rigide si ses déformations sont négligeables par rapport à celles des appuis. C'est le cas, en particulier :

a) lorsque le tablier du pont courant repose entièrement sur des appareils d'appui en élastomère fretté et qu'il n'est bloqué nulle part transversalement ;

b) si le tablier est bloqué transversalement sur plusieurs files d'appui et que l'une ou l'autre des conditions suivantes est remplie (Eurocode 8 partie 2) :

- $L/B \leq 4$, où L est la longueur totale du tablier et B sa largeur. Nous estimons toutefois que cette limite proposée par l'Eurocode 8 partie 2 est un peu restrictive et on pourra considérer que le tablier est rigide transversalement jusqu'à des élancements $L/B \leq 5$.

- Le tablier n'est pas uniquement bloqué transversalement sur culées et $\Delta_d/d_m \leq 0,20$, où Δ_d et d_m sont respectivement la différence maximale et la moyenne des déplacements transversaux du sommet de tous les appuis bloqués transversalement sur le tablier, sous l'action sismique transversale ou sous l'action d'une charge transversale distribuée de manière similaire ; dans la pratique on pourra prendre une charge transversale uniformément répartie sur la longueur du tablier.



$$d_m = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} d_i \qquad \Delta_d = \max\left|d_i - d_j\right|$$

Pour les ouvrages qui ne sont pas bloqués transversalement sur culées, une condition suffisante (et donc en général un peu pessimiste) pour avoir $\Delta_d/d_m \leq 0,20$ est que la raideur des piles ne varie pas trop autour de la valeur moyenne :

$$\frac{\Delta K_{pile}}{\overline{K}_{pile}} \leq 0,20 \cdot \left\{1 + \frac{2EI}{\ell^3} \cdot \frac{1}{\overline{K}_{pile}} \lambda\right\}$$

où

- ΔK_{pile} est la différence maximale des raideurs d'appui résistant au séisme transversal,
- $\overline{K}_{pile}$ est la raideur moyenne des appuis résistant au séisme transversal,
- EI est l'inertie transversale du tablier,
- ℓ est la longueur d'une travée (prise entre deux files d'appui résistant au séisme transversal)
- et λ est un paramètre qui dépend essentiellement du nombre de files d'appuis

Nombre de files d'appuis résistant au séisme transversal	λ
3 :	4
4 :	1
5 :	0,4
6 :	0,2

Dans tous les cas précédents, on procède comme si le tablier était un bloc rigide, selon la procédure du 4.2.3.1 du séisme longitudinal. Dans le cas contraire, on applique l'une des méthodes ci-dessous.

4.2.3.2.2 Modèle à tablier flexible, méthode de Rayleigh

Le Guide AFPS 92 et l'Eurocode 8-2 proposent une méthode de calcul de la déformée du mode fondamental de ponts «réguliers»(Figure 4-6). Le mode fondamental de ces ponts est un balancement latéral de l'ouvrage. Un pont sera dit régulier s'il est symétrique, si son balancement n'est pas gêné par une pile courte ou raide (contrairement au pont de la Figure 4-7) et si le tablier, sous ce balancement, présente une courbure régulière sans point d'inflexion (contrairement au pont de la Figure 4-8).

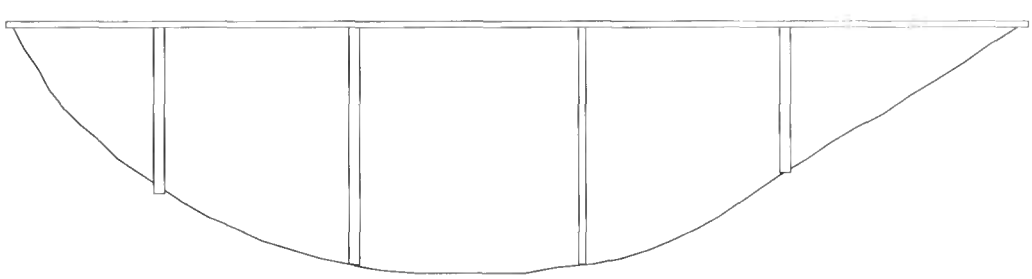


Figure 4- 6 : Exemple de pont régulier (vue en élévation)

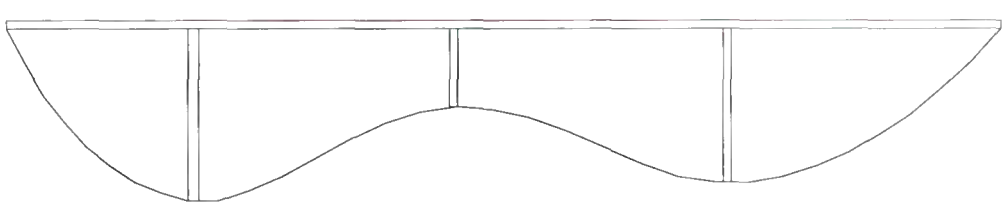


Figure 4-7 : Exemple de pont irrégulier (vue en élévation) : pile centrale courte

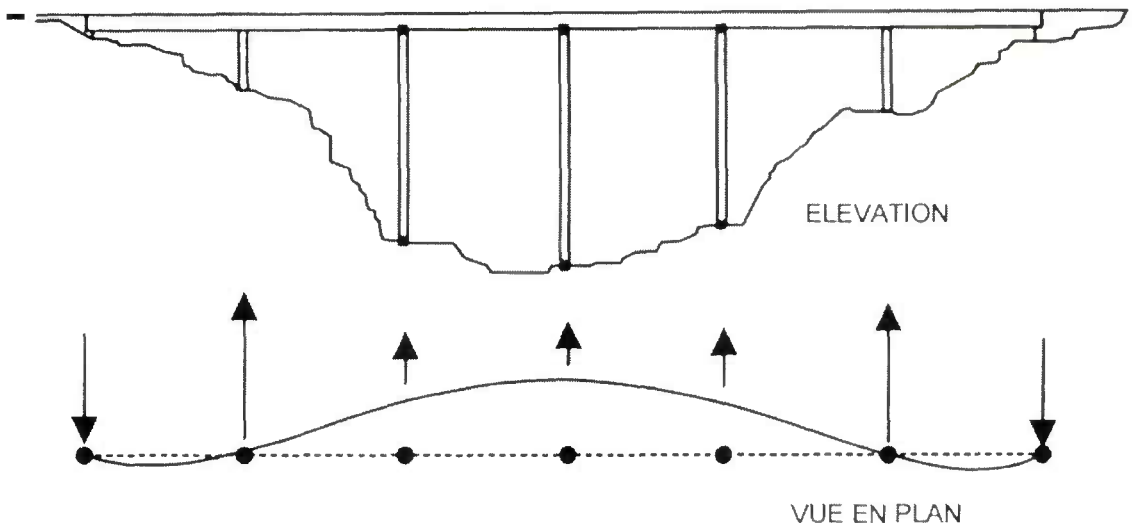


Figure 4-8 : Exemple de pont irrégulier (vue en élévation) : piles latérales trop raides

Remarque :

il est souvent possible de rendre un pont régulier en relaxant un ou plusieurs blocages sur pile. Dans le cas du pont de la Figure 4-7, il conviendrait d'assouplir l'appui central. Pour ce faire, on peut remplacer le blocage transversal du tablier sur la pile courte par un appareil d'appui libre transversalement, quitte à mettre en place une butée transversale de sécurité pour empêcher l'échappement d'appui.

Dans la méthode de Rayleigh, on modélise le tablier par des tronçons de masse m_i (entre dix et vingt masses sur la longueur de l'ouvrage). Aux noeuds de jonction du tablier avec piles bloquées transversalement, on ajoute à la masse afférente au noeud du tablier, la moitié de la masse de la pile.

À chacune des masses, on affecte un degré de liberté de déplacement transversal et on évalue (à l'aide d'un programme de structure) la flèche u_i de la masse m_i dans la déformée du tablier placé dans un champ d'accélération transversale de 1 m/s² (à chaque noeud est appliqué une force correspondant à [m_i x 1 m/s²], comme indiqué sur la Figure 4-9). Le tablier repose sur des appuis élastiques dont la raideur correspond à la raideur transversale des appuis.

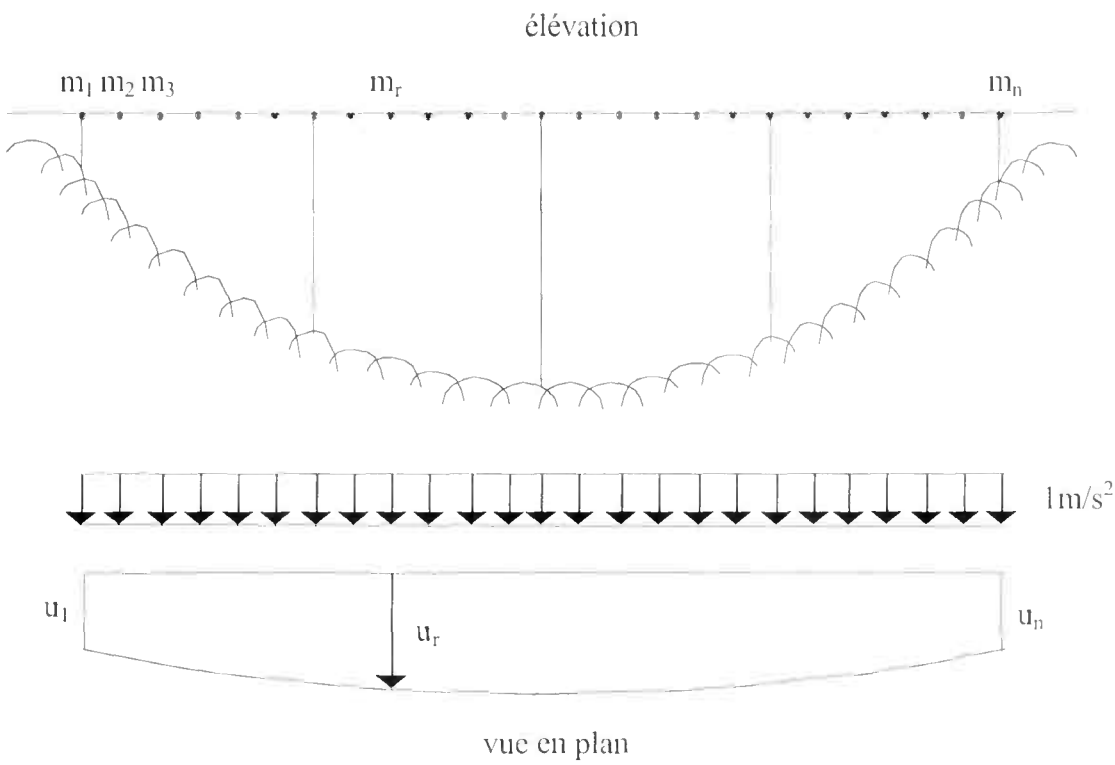


Figure 4-9 : Évaluation du mode de balancement transversal (Guide AFPS 92)

On calcule la période de la façon suivante (formule issue du quotient de Rayleigh, voir cours de dynamique) :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum m_i \, u_i^2}{\sum m_i \, u_i}}$$

L'effet du séisme résulte de l'application de forces latérales statiques f_r sur chaque masse m_r :

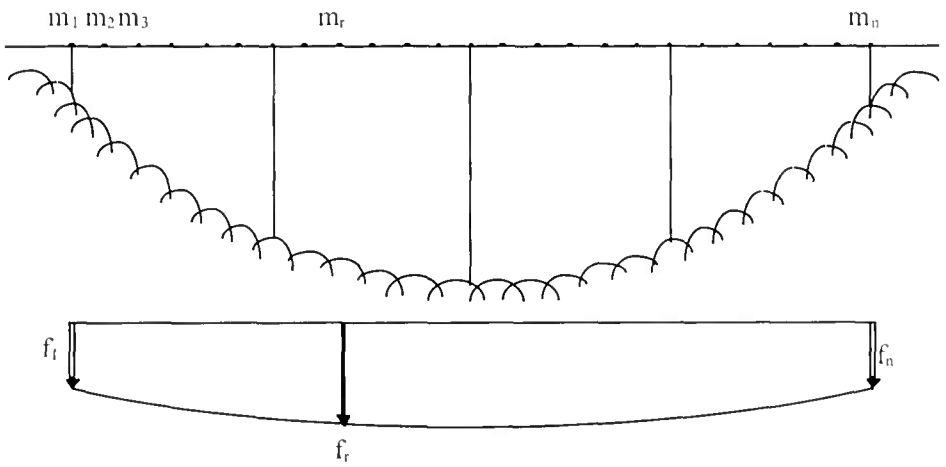
$$f_r = \frac{m_r \, u_r}{\sum m_i \, u_i} M \, a_N \, R(T) \qquad \text{avec} \qquad M = \sum m_i \, .$$

Remarque :

le lecteur averti constatera que, dans la formule ci-dessus, comme dans la formule donnant les déplacements un peu plus loin, la masse modale sismique du mode obtenu par la méthode de Rayleigh est remplacée par l'ensemble de la masse M mise en mouvement, ce qui permet de tenir compte forfaitairement des modes supérieurs.

Les efforts dans les appuis s'obtiennent par un calcul statique équilibrant ces forces

élévation



vue en plan

Il est à noter que la demi-masse des appuis bloqués sur le tablier doit être incluse dans la masse globale.

La valeur du déplacement de chaque noeud de rang r vaut :

$$d_r = \frac{u_r}{\sum m_i u_i} M \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 a_N \, R(T)$$

Critère de validité a posteriori de la méthode monomodale :

On donne ici un critère a posteriori pour justifier la méthode monomodale dans le cas du tablier souple. Il s'agit de vérifier que le mode fondamental de la structure décrit bien l'essentiel des mouvements sous séisme (pour la direction d'excitation donnée). On utilise pour ce faire la notion de " *masse modale sismique* " :

Soit u_i les déplacements des masses pour un mode propre donné (NB : les u_i calculés au début de ce paragraphe sont une approximation du mode propre fondamental). La masse modale sismique du mode en question s'écrit :

$$M_{ms} = \frac{\left(\sum m_i u_i\right)^2}{\sum m_i u_i^2}$$

Le règlement stipule que la somme des masses sismiques des modes retenus dans l'analyse (un seul dans le cas de l'analyse monomodale) doit atteindre au moins 70% de la masse totale de la structure *y compris celle des appuis en élévation*. Dans le cas de l'analyse monomodale, on doit donc vérifier que :

$$\frac{\left(\sum m_i u_i\right)^2}{\sum m_i u_i^2} \geq 0,7(\text{Masse du tablier} + \text{Masse des piles})$$

4.2.3.2.3 Modèle de la pile indépendante de l'Eurocode 8 partie 2

Dans de nombreux cas, l'action sismique en direction transversale des ponts est supportée principalement par les piles, et il n'y a pas d'interaction importante entre des piles adjacentes. Dans ces cas, les effets des séismes agissant sur la $i^{ème}$ pile peuvent être évalués de manière approximative en considérant l'action d'une force statique équivalente :

$$F_i = M_i \, a_N \, R(T_i)$$

où :

- M_i est la masse effective attribuée à la pile i (masse de la moitié supérieure de la pile augmentée de la masse du tablier afférent à la pile).
- $T_i = 2\pi \sqrt{\frac{M_i}{k_i}}$ est la période fondamentale de la même pile.

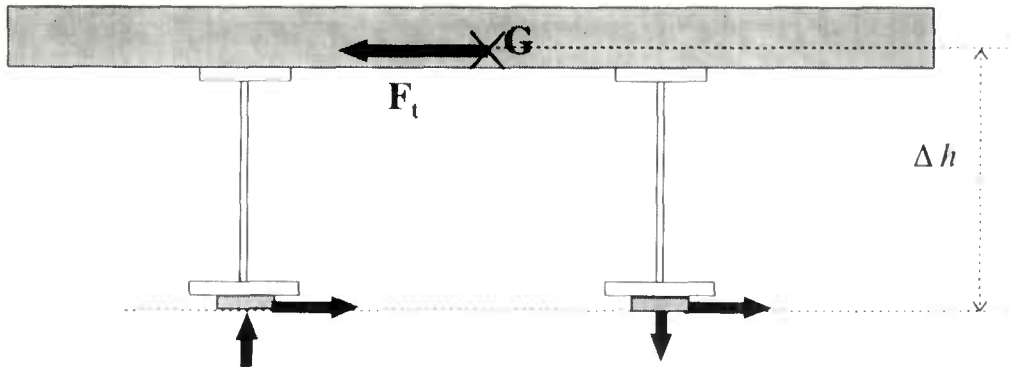
Cette simplification peut être appliquée comme une approximation satisfaisante, lorsque la condition suivante est satisfaite pour toutes les piles adjacentes i et i+1.

$$0,95 < \frac{T_i}{T_{i+1}} \leq 1,05$$

Autrement, une redistribution des masses effectives, conduisant au respect de la condition ci-dessus est exigée.

4.2.3.3 Torsion d'axe longitudinal dans le tablier sous séisme transversal

Pour les tabliers d'épaisseur supérieure à un mètre, on tiendra compte, d'un moment d'axe longitudinal dû à l'excentricité entre le centre de masse du tablier sur lequel s'exerce la force d'inertie et le centre élastique des appuis. Ce moment, $M = F_t \times \Delta h$, peut modifier sensiblement l'effort normal de compression des appareils d'appui.



4.2.3.4 Séisme vertical

Le Guide AFPS 92 précise que, lorsque la méthode monomodale est applicable, le séisme vertical peut être négligé. Les sollicitations provoquées par le séisme vertical sont dans la très grande majorité des cas couvertes par les charges d'exploitation à l'E.L.U. On ne tiendra donc pas compte des efforts dans le tablier dus au séisme vertical.

Toutefois, il est important de calculer les réactions d'appui sous séisme vertical pour vérifier les appareils d'appui et, en particulier, se prémunir contre des risques de soulèvement ou plus couramment contre le risque de cheminement d'un appareil en élastomère fretté.

Le risque de soulèvement sous sollicitation dynamique est moins grave que sous sollicitation statique. S'il se présente, il convient de *guider le tablier* de sorte qu'il ne s'échappe pas de ses appuis. Il n'est en général pas nécessaire de prévoir un dispositif lourd anti-soulèvement pour les ouvrages courants.

Les vibrations verticales du tablier sont complexes. Lorsque le tablier repose simplement sur ses appuis (pas d'encastrement), les réactions d'appui R_i peuvent être calculées simplement à l'aide de la relation suivante [4.1] :

$$R_i = a\,b\,\mu\;\;L$$

où L est la longueur de la travée principale, et μ est la masse linéique du tablier comprenant les équipements.

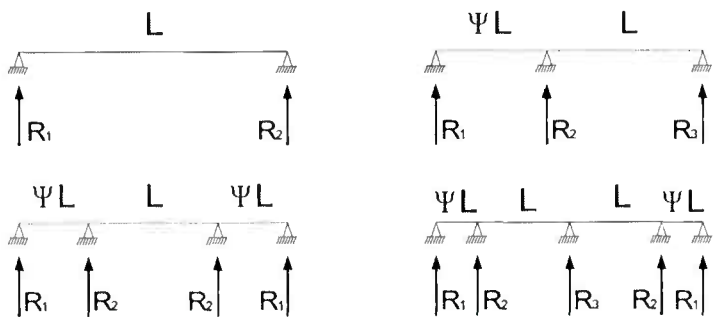


Figure 4-10 : Réactions d'appui pour différents types de pont

Le paramètre *a* caractérise l'accélération du sol en fonction de la classe de l'ouvrage, de la zone sismique et de la géologie du site du projet :

$$a = 0{,}7 a_N\;R_M$$

a_N est l'accélération nominale ; R_M correspond au plateau du spectre élastique normalisé.

Les valeurs de a sont données au Tableau 4-6 pour chaque site, pour chaque zone sismique et pour chaque classe d'ouvrage définis par le Guide AFPS 92.

Zone sismique	IA			IB			II			III		
Importance	B	C	D	B	C	D	B	C	D	B	C	D
Site S0	1,75	2,63	3,50	2,63	3,50	4,38	4,38	5,25	6,13	6,13	7,00	7,88
Site S1	1,75	2,63	3,50	2,63	3,50	4,38	4,38	5,25	6,13	6,13	7,00	7,88
Site S2	1,58	2,36	3,15	2,36	3,15	3,94	3,94	4,73	5,51	5,51	6,30	7,09
Site S3	1,40	2,10	2,80	2,10	2,80	3,50	3,50	4,20	4,90	4,90	5,60	6,30

Tableau 4-6 : Paramètre a

Le paramètre b quantifie la réaction d'appui pour un ouvrage " normalisé " : travée centrale, masse linéique et spectre unitaires (L=1, μ=1, R(T)=1 pour toute période T). Les valeurs obtenues sont présentées au Tableau 4-7 pour différents types d'ouvrages (Figure 4-10).

1 travée	2 travées				3 travées			4 travées			
b = 0,41	Ψ	R_1	R_2	R_3	Ψ	R_1	R_2	Ψ	R_1	R_2	R_3
	0,5	0,22	0,57	0,33	0,5	0,22	0,45	0,5	0,19	0,38	0,71
	0,6	0,24	0,49	0,31	0,6	0,24	0,48	0,6	0,25	0,42	0,62
	0,7	0,29	0,52	0,28	0,7	0,26	0,58	0,7	0,29	0,57	0,54
	0,8	0,33	0,63	0,25	0,8	0,26	0,69	0,8	0,27	0,70	0,64
	0,9	0,34	0,78	0,25	0,9	0,24	0,75	0,9	0,22	0,69	0,82
	1,0	0,31	0,89	0,31	1,0	0,25	0,75	1,0	0,24	0,64	0,90

Tableau 4-7 : Paramètre b

Exemple :

Considérons un pont dalle à 3 travées situé en zone II et sur un site pouvant être classé S2. L'ouvrage est d'importance normale (classe C). Ses caractéristiques géométriques sont reportées à la Figure 4-11. Le rapport de travée vaut 0,6 et les réactions d'appui dues au séisme vertical valent :

$$R_1 = \underbrace{\pm 4,73}_{a} \times \underbrace{0,24}_{b} \times \underbrace{18750}_{\mu} \times \underbrace{16,17}_{L} = \pm 344\ kN \text{ et } R_2 = \pm 4,73 \times 0,48 \times 18750 \times 16,17 = \pm 689\ kN$$

On vérifie les appareils d'appui et les piles en cumulant ces valeurs avec les réactions d'appui sous charges permanentes et en les combinant avec les actions concomitantes du séisme horizontal. Il convient de prendre ces réactions d'appui vers le haut et vers le bas afin de tenir compte aussi bien du séisme vertical ascendant que du séisme vertical descendant.

μ = 18750 kg/ml

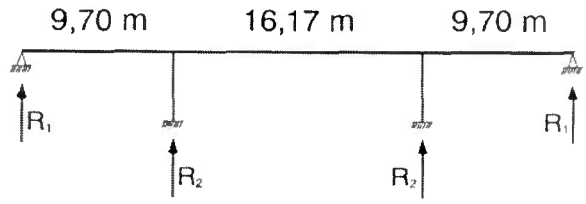


Figure 4-11 : Exemple d'ouvrage à 3 travées

4.2.4 Calcul des efforts dans les appuis

Les actions d'origine sismique supportées par les appuis ont trois origines :

- ☞ les efforts provenant de la mise en mouvement du tablier,
- ☞ les efforts provenant de la mise en mouvement de l'appui,
- ☞ les efforts provenant de l'action des terres sur l'appui (hormis l'accélération d'ensemble).

Les règles de cumul des effets de ces différentes actions sont explicitées en 4.3.4.

Les actions des terres sont décrites au paragraphe 4.2.8.

Avec une analyse multimodale, il suffit d'introduire correctement dans le modèle de calcul la masse et la rigidité des appuis, ainsi que les conditions de liaison au sol et au tablier.

Par contre, dans le cas fréquent d'emploi d'une méthode simplifiée, il convient de distinguer les cas suivants.

Liaison fixe entre l'appui et le tablier

Le terme fixe désigne un système d'appui qui transmet au moins les translations dans la direction considérée. Il peut donc s'agir d'une section de béton rétrécie (articulation Freyssinet), d'un appareil d'appui à pot de caoutchouc ou d'une liaison monolithique.

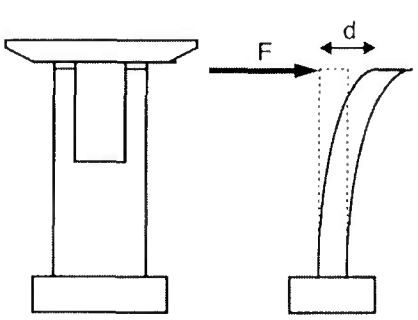
Dans ce cas, le Guide AFPS 92 propose d'intégrer la masse de la moitié supérieure de la pile dans celle du tablier. Les efforts provenant de la mise en mouvement des appuis sont donc inclus dans les efforts transmis par le tablier, et il n'y a pas lieu de les calculer à part.

Liaison glissante ou souple entre l'appui et le tablier

Lorsque l'appareil d'appui est en caoutchouc fretté ou comporte un dispositif de glissement, les vibrations de l'appui peuvent être considérées comme indépendantes des vibrations du tablier. Dans ce cas, les forces d'inertie provenant du tablier et des appuis se combinent conformément au paragraphe 4.3.4.

Les efforts sismiques provenant de l'accélération propre de l'appui se calculent comme suit :

- Pour une pile, en utilisant le spectre de réponse défini pour l'ouvrage et en calculant la fréquence propre de la pile comme celle d'une console de caractéristiques géométriques constantes présentant la même rigidité que l'appui vis-à-vis d'un effort horizontal en tête. Le calcul de la période propre s'effectue comme suit :



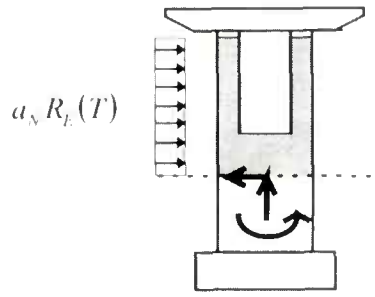
Coffrage de l'appui

Console équivalente de caractéristiques constantes

$$T = 1,784\sqrt{\frac{\rho S L^4}{E I}}$$

ρ : masse volumique du matériau de l'appui (en kg/m3)
E : Module d'Young du matériau de l'appui (en Pa)
S : section équivalente (en m^2) de l'appui pour retrouver la masse totale de l'appui
I : inertie (en m4) à ajuster pour retrouver la même flèche " d " en tête sous l'action d'une charge " F " : $I = FL^3/3Ed$
L : hauteur de la pile

Pour le calcul de l'effort sismique dans la pile, on prendra en compte un champ d'accélération uniforme, appliqué à la pile, dont la valeur est issue du spectre de réponse élastique à la période T évaluée ci-dessus.



L'utilisation d'un coefficient de comportement pour la pile seule, isolée du reste de la structure, n'est a priori pas exclue, mais cela sort du cadre réglementaire et on préférera consulter un spécialiste.

- Pour une culée (voir paragraphe 4.3.4.3) ou tout autre élément enterré, en accélérant les masses par les coefficients sismiques (respectivement horizontal et vertical) :

$$\sigma_H = \tau \frac{a_N}{g}$$

$$\sigma_V = 0{,}5\,\sigma_H$$

τ est le coefficient topographique qui vaut en général 1.

L'effort ainsi obtenu sera supposé agir au niveau du centre de gravité de l'appui.

4.2.5 Calcul des efforts dans les fondations profondes

Nous avons jusqu'ici négligé l'interaction sol-structure pour le calcul des efforts dans la structure en élévation car un modèle plus raide faisant abstraction de l'interaction surestime les efforts et place donc la structure du côté de la sécurité.

Pour les pieux, la situation est assez différente. Les efforts proviennent pour partie des descentes de charges sismiques de la structure en élévation et pour partie des déformations du sol qui tendent à s'imposer aux pieux.

La norme NF P 06-013 propose des combinaisons des actions inertielles provenant de la structure en élévation et des déplacements imposés par le sol. Ces combinaisons sont reprises dans l'annexe 2. Nous proposons, pour simplifier, de prendre l'enveloppe des sollicitations résultant de ces deux phénomènes. Pour des ouvrages sortant du cadre courant, en particulier sur des sols difficiles (très souples, par exemple), on pourra consulter les annexes 2 et 3 qui donnent les éléments d'une analyse simplifiée d'interaction sol-pieux-structure.

4.2.5.1 Efforts dans les pieux provenant des actions inertielles de la structure en élévation

La descente de charge sismique est appliquée à un modèle de pieu sur sol élastique. Les valeurs des ressorts de sol ont été données au paragraphe 4.2.2.2.1. On les réduira au voisinage de la surface, comme on le fait en statique (voir l'article 6 de l'annexe C.5. du fascicule 62 - titre V).

4.2.5.2 Efforts dans les pieux provenant d'un déplacement imposé par le sol

Les règles de calcul les plus précises concernant les fondations profondes figurent à l'article 9.422 des règles " PS92 " (norme NF P 06-013 pour les bâtiments). On fait l'hypothèse que les pieux sont suffisamment souples pour suivre les mouvements du sol.

L'action du sol sur la fondation profonde prend la forme d'un déplacement imposé par le sol. Dans le cas d'un profil homogène d'épaisseur H_s entre le rocher et la surface, on admet que la déformée du sol est un quart de sinusoïde défini par le déplacement maximal à la surface :

$$d_{\max} = \lambda \cdot a_N \left(\frac{2H_s}{\pi V_s} \right)^2$$

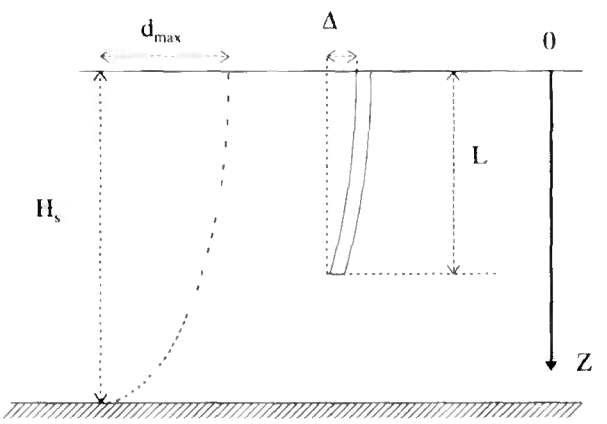
où $\lambda = 1$ en site S_0 et S_1

$\lambda = 0{,}9$ en site S_2

$\lambda = 0{,}8$ en site S_3

Les déformations du sol sont imposées aux fondations profondes. Le déplacement maximal imposé entre la tête et la base de la fondation profonde de longueur L vaut donc :

$$\Delta = d_{\max} \left(1 - \cos\left(\frac{\pi L}{2H_s} \right) \right)$$



Le déplacement du pieu s'écrit : $u(z) = d_{\max} \cos\left(\frac{\pi z}{2H_s} \right)$ où z est compté vers le bas à partir de la surface du sol (la cote de la tête de pieu est alors en général strictement positive). Le moment et l'effort tranchant du pieu d'inertie I et de module d'Young E valent alors respectivement :

$$M(z) = EI\, d_{\max} \left(\frac{\pi}{2H_s} \right)^2 \cos\left(\frac{\pi z}{2H_s} \right) = EI\, \frac{\lambda\, a_N}{V_S^2} \cos\left(\frac{\pi z}{2H_s} \right)$$

$$V(z) = EI\, d_{\max} \left(\frac{\pi}{2H_s} \right)^3 \sin\left(\frac{\pi z}{2H_s} \right) = EI\, \frac{\pi\, \lambda\, a_N}{2\, H_S\, V_S^2} \sin\left(\frac{\pi z}{2H_s} \right)$$

On pourra également considérer que les fondations sont soumises à des forces extérieures uniformes qui imposent le même déplacement D, ce qui donne des efforts un peu différents.

Remarquons que sous déplacements imposés, donc sous courbures imposées, les contraintes normales en fibres extrêmes augmentent proportionnellement avec la taille du pieu.

4.2.6 Prise en compte d'un comportement inélastique

Lorsque le tablier de l'ouvrage est fixé sur une ou plusieurs piles, on peut admettre un comportement non-linéaire de celle(s)-ci par plastification alternée des aciers longitudinaux dans des zones bien délimitées appelées *rotules plastiques*. On peut *ainsi délibérément réduire les efforts obtenus par l'analyse linéaire élastique*, ce qui peut être bénéfique en particulier pour le dimensionnement des fondations.

Pour réduire les efforts de dimensionnement, le Guide AFPS 92 et l'Eurocode 8 utilisent la notion de *coefficient de comportement*. Les efforts obtenus par un calcul élastique sont divisés par ce coefficient " q " pour le dimensionnement de la structure. Seuls les efforts sont divisés et non les déplacements.

Nous avons rappelé au chapitre 2 la philosophie qui conduit à l'introduction du coefficient de comportement. Nous envisageons maintenant sa mise en œuvre pratique.

4.2.6.1 Valeur maximale du coefficient q

Les valeurs maximales admissibles pour le coefficient q sont définies à partir d'une valeur de base q_o :

	q_o
Piles en béton armé:	$1+\frac{0,5}{k}\frac{l}{h}$ (*)
Piles avec appareils d'appui en élastomère	1,0
Culées	1,0

(*) q_o est plafonné à :
- 3,5 pour les piles encastrées en tête et en pied
- 3,0 pour les piles articulées en tête et encastrées en pied

- k vaut 2 pour les piles encastrées à leurs deux extrémités et 1 dans les autres cas ;
- l est la hauteur de la pile ;
- h est la hauteur de la section transversale.

La valeur de base ci-dessus est corrigée pour tenir compte de l'effort normal dans les appuis en béton armé. On définit l'effort normal réduit concomitant $\eta = \frac{\sigma_{cm}}{f_{c90}}$, où σ_{cm} est la compression moyenne sous l'effort normal de calcul et f_{c90} est la résistance en compression du béton à 90 jours. Le coefficient de comportement vaut alors :

- $q = q_o$ si $\eta \leq 0,3$
- $q = q_o - \frac{10}{3}(\eta - 0,3)(q_o - 1)$ si $0,3 \leq \eta \leq 0,6$
- $q = 1$ si $0,6 \leq \eta$

On limite également le coefficient de comportement pour des piles élancées, afin de contrôler les effets du second ordre.

- Les piles métalliques sont vérifiées suivant les spécification de la norme NF P 06-013 (règles PS92).
- Pour les piles en béton, à défaut d'évaluation plus précise, on vérifie que les valeurs de q satisfont la relation :

$$\varphi(q) = q\lambda^2 \frac{f_{cm}}{E_i} \leq 1{,}8.$$

Dans le cas contraire, une valeur limitée de q notée q_l est donnée par la relation $\varphi(q_l)=1{,}8$, avec une valeur plancher $q_l=1$.

Il est rappelé que :

- λ est l'élancement mécanique donné par la relation $\lambda = \frac{l_f}{r}$, l_f étant la longueur de flambement de la pile considérée et r le rayon de giration de la section ;
- f_{cm} est la contrainte moyenne de compression sous effort normal ;
- E_i est le module d'Young instantané du béton.
- Pour les ponts irréguliers, la limitation ci-dessus est appliquée à chaque appui indépendamment des autres.

Les effets du second ordre, sous combinaisons sismiques, ne sont pris en compte que si l'application des prescriptions précitées conduit à q = 1 ou à q_l = 1.

- Pour $\varphi \leq 1{,}8$, les effets du second ordre sont négligés ;
- Pour $1{,}8 < \varphi \leq 4{,}5$, les efforts sismiques dans l'appui concerné sont multipliés par le coefficient d'amplification $\theta = 0.9 / (1- \varphi /18)$;
- Pour $4{,}5 < \varphi$ une vérification particulière est nécessaire.
- La déformée initiale est calculée sous la combinaison d'action définie au paragraphe 4.3.1 du présent guide.

4.2.6.2 Rotules plastiques et diagramme des moments

Soit $M^{él}$ le diagramme des moments dans les appuis issu du calcul élastique. Dans la conception inélastique, on divise ces moments par le coefficient de comportement :

$$M^{inél} = \frac{M^{él}}{q}$$

Les rotules plastiques se forment en pied de pile, ou éventuellement en tête (en cas d'encastrement dans le tablier), là où la valeur du moment fléchissant atteint son maximum.

Le règlement prévoit des " zones critiques " qui englobent les zones de rotule plastique et qui s'étendent à partir de l'encastrement sur une longueur l_c qui est la plus grande des deux valeurs (article 6.3.2 du Guide AFPS 92 pour les ponts) :

- $l_c = \lambda h$ où $\lambda = \frac{1}{3}\left(2 + \frac{l}{h}\right)$ avec $1 \leq \lambda \leq 2$

  et l est la longueur de l'élément en béton, h est la hauteur de sa section transversale ;
- la longueur sur laquelle le moment [résultant du calcul élastique] est compris entre 0,8 M_{max} et M_{max}.

Des dispositions constructives (voir paragraphe 6.3.1) concernant notamment le ferraillage transversal assurent un comportement non linéaire convenable de cette zone.

Le guide AFPS 92 pour la protection parasismique des ponts demande que dans cette zone critique, on dimensionne le ferraillage longitudinal pour la valeur de $M^{inél}$ et l'effort normal concomitant le plus défavorable (voir également paragraphe 4.3.2).

Il est important de ne pas surdimensionner le ferraillage longitudinal de façon à ce que la rotule plastique se produise bien dans la zone critique et pas ailleurs.

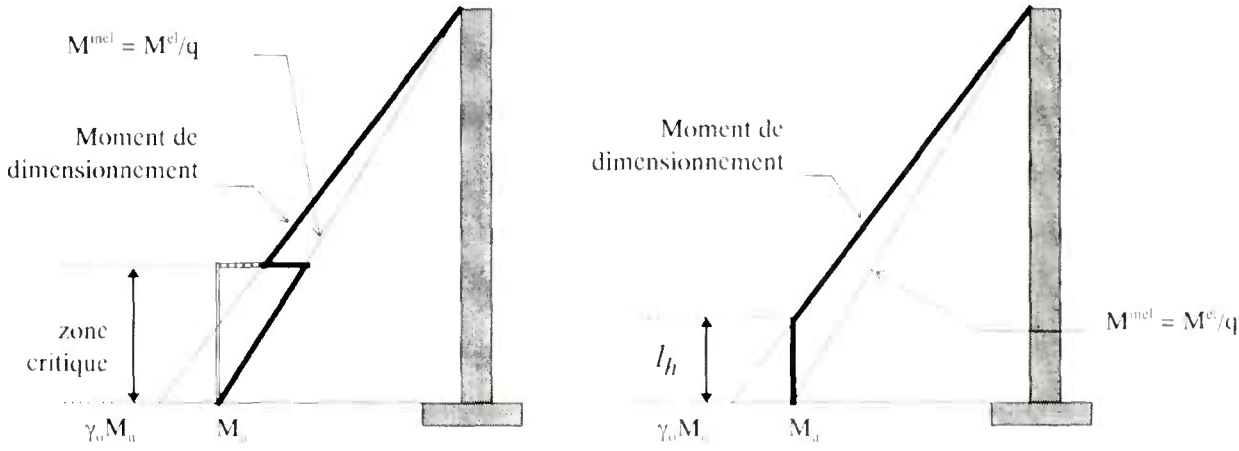
En dehors de la zone critique, les dispositions constructives sont moins conséquentes et il convient donc de s'assurer qu'aucune rotule plastique ne s'y forme. C'est pourquoi, le règlement prévoit de multiplier $M^{inél}$, en dehors des zones critiques, par un coefficient de " surcapacité " γ_o qui est d'autant plus grand que le comportement inélastique prévisible (" q ") est grand :

$$\gamma_o = 0{,}8 + 0{,}2q \text{ plafonné à } 1{,}2$$

En théorie, on peut donc ferrailler pour un moment décroissant dès l'encastrement (trait gras sur le graphique de gauche de la Figure 4-12). En pratique, c'est bien sûr impossible et on fournit naturellement un ferraillage constant sur la hauteur de la zone critique de façon à résister au moment " M_u " de l'encastrement (trait fin dédoublé sur ce même graphique). On constate que cette disposition est potentiellement dangereuse si la rotule se forme en partie supérieure de zone critique (la section immédiatement supérieure est alors sous dimensionnée vis-à-vis de la demande en moment sensiblement égale à M_u).

Nous conseillons plutôt un diagramme de dimensionnement issu de l'Eurocode 8-2, (article 5.3) représenté sur le graphique de droite de la Figure 4-12 : on dimensionne le ferraillage longitudinal pour M_u à partir de l'encastrement jusqu'à l'intersection avec la courbe $\gamma_o M^{inél}$, puis pour $\gamma_o M^{inél}$. Sur une longueur d'au moins l_h (Figure 4-12), le ferraillage longitudinal doit rester constant et complètement actif. De légères adaptations sont prévues dans l'Eurocode 8-2 pour des piles de section variable.

Les Figures 4-12 (graphique de droite) et 4-13 ci-dessous donnent respectivement les diagrammes des moments à adopter pour le dimensionnement dans des cas de piles mono ou bi-encastrées.



Guide AFPS 92 pour la protection parasismique des ponts

Eurocode 8-2 (préférable)

Figure 4-12 : Moment de dimensionnement (pile encastrée à sa base)

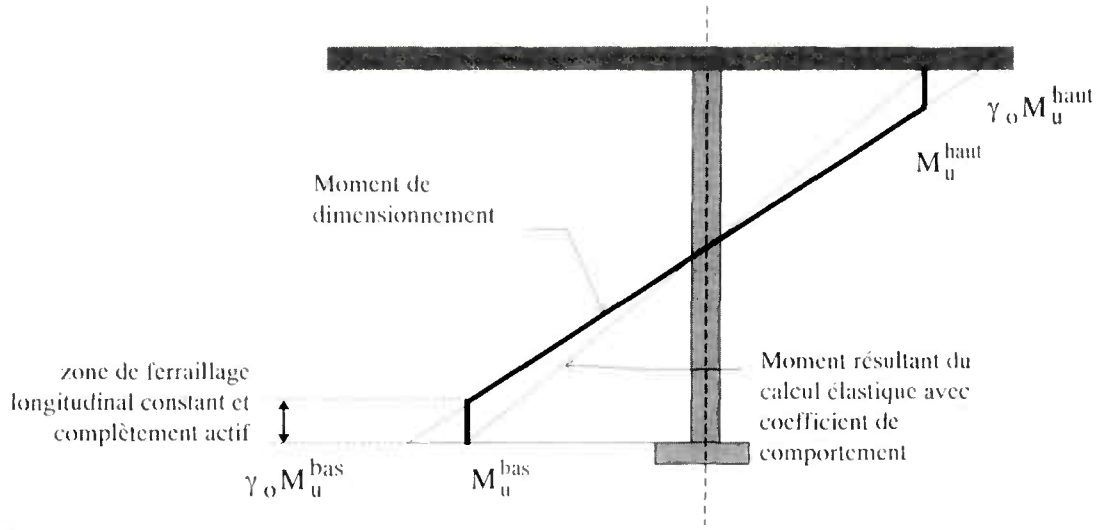


Figure 4-13 : Moment de dimensionnement d'une pile encastrée à sa base et en tête

Remarques :

- On doit se limiter volontairement à un moment résistant de calcul égal à M_u dans la zone critique : si on dépassait cette valeur, sans augmenter simultanément les moments résistants ailleurs, on pourrait développer une rotule plastique hors zone critique, là où les dispositions constructives ne le permettent pas.

- Le coefficient γ_o porte le nom de coefficient de surcapacité parce qu'il permet de protéger les zones non critiques d'une éventuelle capacité de résistance des sections de rotule plastique plus importante que le calcul ne laisserait supposer ; l'origine de la surcapacité éventuelle est à chercher, par exemple, dans les caractéristiques des matériaux (en général sous-évaluées), dans les coefficients de sécurité adoptés pour les matériaux et dans les modèles simplifiés de comportement.

- Il est possible que le ferraillage longitudinal de la pile soit dimensionné par un cas de charge non sismique (thermique) ou par le ferraillage minimum imposé par les dispositions constructives sismiques (voir chapitre 6). C'est pourquoi les règlements imposent de vérifier que, *in fine*, dans les zones critiques, il y a effectivement formation de rotule plastique par plastification des aciers. C'est l'objet de la vérification du *critère de cohérence* (voir paragraphe 4.2.6.3, ci-dessous).

- Pour le dimensionnement des aciers longitudinaux, on applique les dispositions usuelles du béton armé, avec en particulier un décalage de la ligne des moments sur une longueur environ égale 0,8 fois hauteur de la section (BAEL 91, article A.4.1.5).

4.2.6.3 Critère de cohérence - exigence de plastification

Le fonctionnement idéal des fûts imposerait de dimensionner les éléments hors zones critiques en fonction des capacités résistantes réelles des sections à l'intérieur des zones critiques. C'est ce qu'on appelle le " dimensionnement en capacité " sous-jacent dans les règlements français et européen.

Sans prononcer le mot, le règlement français adopte une démarche qui permet d'atteindre cet objectif :

- Si le séisme, compte tenu de la réduction des efforts par le coefficient de comportement initialement choisi, *est dimensionnant* en zone critique, alors la démarche du paragraphe 4.2.6.1 s'applique directement.

- Si le séisme, compte tenu de la réduction des efforts par le coefficient de comportement initialement choisi, *n'est pas dimensionnant* en zone critique, cela signifie que les efforts qui se développent sous séisme seront plus grands que ceux prévus, y compris dans les sections situées hors zone critique qui peuvent alors être sous dimensionnées. Il convient donc de diminuer le coefficient de comportement jusqu'à ce que le séisme devienne tout juste dimensionnant en zone critique.

Selon le Guide AFPS 92 pour la protection parasismique des ponts, la démarche que doit suivre le projeteur est la suivante (§ 4.6.2) :

1) choix de q avec la valeur de base ;
2) calcul élastique des sollicitations S_e ;
3) dimensionnement des aciers pour S_e/q ;
4) vérification de la formation effective de rotules plastiques sous S_e/q ;
5) si ce n'est pas le cas, on réduit la valeur de q et on recommence à l'étape 3.

Par ailleurs, la vérification de la formation effective de rotules plastiques (point n°4) n'est pas chose évidente.

La traduction pratique de cette notion est la suivante : le projeteur doit vérifier que le moment M_u dépasse le moment limite provoquant la plastification des aciers. Celui-ci doit être calculé avec les lois de comportement de l'état limite ultime.

La question délicate est de savoir quelle est la proportion des aciers devant plastifier pour qu'on puisse déclarer qu'il y a formation de rotule plastique. Les règles, sur ce sujet, sont très laconiques. En principe, une section " plastifie " lorsqu'elle atteint un palier sur le diagramme moment-courbure (la raideur tangente y est négligeable). Pour des sections rectangulaires, on admet la formation d'une rotule plastique lorsque les aciers du lit le plus tendu plastifient sous l'effet du séisme longitudinal ou du séisme transversal ; pour les autres sections, on pourra par exemple exiger la plastification du tiers des aciers tendus.

4.2.6.4 Dimensionnement à l'effort tranchant

Une fois que le coefficient de comportement a été ajusté grâce au critère de cohérence, on dimensionne les éléments à l'effort tranchant pour les sollicitations élastiques divisées par le coefficient " q " final, multipliées par le coefficient de surcapacité γ_o et puis par un coefficient de sécurité vis-à-vis des ruptures fragiles par effort tranchant γ_R = 1,4 (voir le paragraphe 4.3.2 pour plus de détails).

4.2.7 Choix du coefficient de comportement en fonction de la direction d'excitation

Il est possible de choisir des coefficients de comportement différents dans chacune des directions horizontales d'excitation. La vérification du critère de cohérence s'effectue direction par direction. Pour le séisme vertical, on effectue toujours un calcul élastique (q=1).

Pour chacune des directions horizontales, on adopte une valeur caractéristique des coefficients de comportement calculés suivant les formules du paragraphe 4.2.6.1 (sans application du critère de cohérence) pour tous les appuis qui participent à la résistance sous cette composante du séisme.

Si pour les efforts élastiques divisés par le coefficient de comportement obtenu, des rotules plastiques se forment dans chaque appui résistant à la direction du séisme considéré, le pont est déclaré *régulier* dans cette direction et tous les calculs se font avec ce coefficient de comportement.

Dans le cas contraire, le pont est déclaré *irrégulier* dans cette direction. Ce cas est beaucoup plus difficile à traiter et il vaut alors mieux faire appel à un spécialiste.

4.2.8 Prise en compte de l'action dynamique des terres sur les murs : méthode de Mononobe-Okabe

Sous séisme, les forces de poussée ou de butée d'un sol sur un mur ou un écran peuvent être prises en compte sous la forme d'un chargement pseudo-statique en utilisant la méthode dite de *Mononobe-Okabe*. Cette méthode qui reste limitée aux remblais sans cohésion repose sur la méthode de Coulomb. Les remblais sont soumis à des accélérations sismiques horizontale

et verticale qui se cumulent à l'accélération de la pesanteur. On trouvera un rappel de ces méthodes à l'annexe 4 et, pour plus de détails, on consultera la norme NF P 06-013 (chapitre 10) et les Recommandations AFPS 90 (chapitre 16).

Sous séisme, la poussée dynamique globale, comportant à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres, s'exerce à mi-hauteur de la paroi (diagramme de pression rectangulaire) et a pour valeur :

$$F_{ad} = \frac{1}{2}\gamma(1 \pm \sigma_v)H^2 K_{ad}$$

avec (voir également la Figure 4-14) :

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

(coefficient de poussée dynamique active) ;

Dans le cas d'un écran vertical, d'un sol horizontal et d'un angle de frottement sol/écran égal à zéro, on trouve :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta\left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \ \sin(\varphi - \theta)}{\cos\theta}}\right]^2}$$

- σ_h et σ_v sont les coefficients de l'action sismique horizontale et verticale ; dans la littérature et les règlements, les valeurs des coefficients sismiques varient beaucoup. Par souci d'homogénéité, nous adoptons dans ce guide les valeurs suivantes :

$$\sigma_h = \tau \frac{a_N}{g}$$

$$\sigma_v = 0,5\,\sigma_h$$

où τ est le coeficient d'amplification topographique (en général égal à 1)

- $$\theta = \arctan\left(\frac{\sigma_h}{1 \pm \sigma_v}\right)$$
- H est la hauteur du mur ;
- γ est le poids volumique des terres, φ l'angle de frottement interne, δ l'angle de frottement sur le mur, λ l'inclinaison du parement.

Remarques :

☞ La valeur de l'angle δ de frottement terrain-mur est plus faible en régime dynamique qu'en statique. Il conviendra de prendre des angles inférieurs à $\varphi/3$. Dans la pratique on adoptera le plus souvent $\delta = 0$.

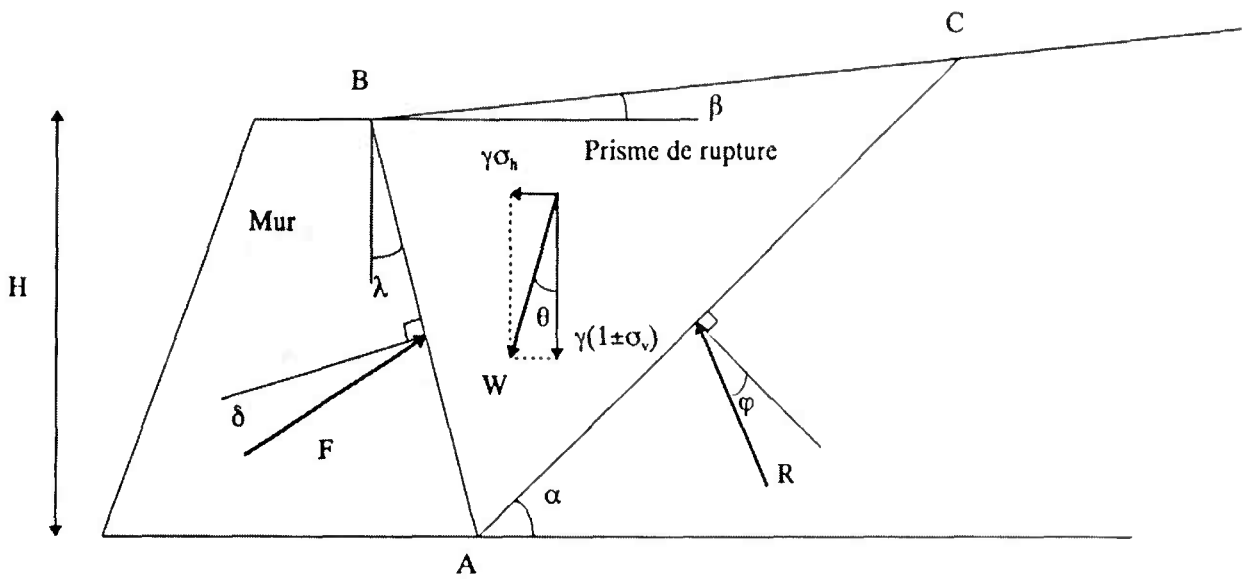


Figure 4-14 : Pression dynamique des terres

☞ Lorsqu'il est nécessaire de prendre en compte une butée passive des terres pour assurer l'équilibre d'ensemble d'un ouvrage, celle-ci est limitée à (norme NF P 06-013, article 10.23) :

$$F_{pd} = \tfrac{1}{2}\gamma\ H^2;$$

elle s'exerce horizontalement au tiers de la hauteur H de fiche de la paroi.

☞ Lorsque le terre-plein supporte une charge uniforme d'intensité q, la poussée dynamique active globale correspondante est prise égale à (norme NF P 06-013, article 10.24) :

$$F_{ad}(q) = \frac{q\ H}{\cos\beta}(1 \pm \sigma_v)\ K_{ad}$$

Elle s'exerce à mi-hauteur de la paroi (diagramme de pression rectangulaire).

☞ Cas des sols saturés (norme NF P 06-013, article 10.25) :

La poussée dynamique globale (effets statique et dynamique) est la somme de la poussée dynamique du terrain déjaugé :

$$F'_{ad} = \frac{1}{2}(\gamma - \gamma_w)(1 \pm \sigma_v)H^2 K_{ad}$$

s'exerçant à mi-hauteur de la paroi (diagramme de pression rectangulaire) et de la poussée hydrostatique s'exerçant au tiers de la hauteur (diagramme de pression triangulaire) :

$$F_w = \tfrac{1}{2}\gamma_w\ H^2.$$

La valeur du coefficient de poussée active dynamique K_{ad} est évaluée avec un angle

$$\theta' = \arctan\left(\frac{\sigma_h}{1 \pm \sigma_v}\frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w}\right).$$

4.3 Calculs justificatifs de l'ouvrage

4.3.1 Combinaisons sismiques

4.3.1.1 Combinaison des directions

Comme indiqué en 4.1, l'action sismique réglementaire comporte d'une part les translations d'ensemble du sol, d'autre part les déplacements différentiels entre différents points du sol. Ces deux effets ne sont pas à considérer simultanément.

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

$$E = E_1 \pm 0.3\ E_2 \pm 0.3\ E_3$$

La composante de base E_1 étant successivement la composante longitudinale, transversale ou verticale du séisme.

Les effets des déplacements différentiels entre les appuis sont généralement négligeables pour les ouvrages courants. Toutefois, leurs effets doivent être examinés lorsque l'ouvrage franchit une faille active ou lorsque les appuis sont fondés sur des sols très différents. Dans ce cas, les composantes des différentes directions ne sont pas prises en compte simultanément lors des vérifications.

Nota : pour la vérification des fûts de piles et des culées, des simplifications sont admises (voir 4.3.4).

4.3.1.2 Combinaisons des effets des actions sismiques

Dans le contexte de la normalisation européenne, certaines nations, très exposées au risque sismique, ont souhaité que le tremblement de terre ne soit pas réduit à une action accidentelle standard.

De ce fait, les combinaisons à prendre en compte et les coefficients partiels de sécurité sont propres aux calculs sismiques et diffèrent des règles usuelles pour l'état limite ultime.

On distingue :

- la vérification des structures : $G + P + E + \Psi_{EI} Q_{ik}$
- la vérification de la sécurité aux déplacements différentiels : $G + P + E'$

avec :

G : valeur nominale des charges permanentes
P : forces de précontrainte éventuelles (à long terme)
E : action sismique limitée au mouvement d'ensemble
E' : action sismique limitée aux déplacements différentiels
Q_{ik} : actions variables des charges d'exploitation
Ψ_{Ei} : coefficient de combinaison.

Ce coefficient de combinaison est nul dans la plupart des cas. La concomitance entre les charges d'exploitation et le séisme n'est à prendre en compte que pour les ouvrages supportant un trafic lourd :

- $\Psi_{Ei} = 0{,}2$ pour les ouvrages routiers urbains à trafic intense,
- $\Psi_{Ei} = 0{,}3$ pour les lignes ferroviaires supportant un fort trafic.

En ce qui concerne les ponts-routes, les ouvrages urbains à trafic intense correspondent à la première classe de l'ENV 1991-3 (Eurocode 1).

Le guide AFPS 92 ignore le cumul des actions sismiques avec les actions d'origine thermique ou les déformations différées du béton. Toutefois, ces effets peuvent être importants, notamment pour le calcul des équipements (appareils d'appui, butées, joints de chaussée...).

Nous recommandons donc d'ajouter aux combinaisons du guide AFPS 92, pour le calcul des équipements :

- *40% des effets dus aux variations de température (+30°C à -40°C en général, conformément au BAEL)*
- *les déformations différées en totalité si elles sont défavorables.*

Cette règle est inspirée de l'ENV 1998-2. Les combinaisons deviennent donc, pour le calcul des équipements (appareils d'appui, joints de chaussées...) :

$$G + P + E + 0{,}4\ Th + Diff + \Psi_{EI} Q_{ik}$$

et

$$G + P + E' + 0{,}4\ Th + Diff$$

où

Th désigne les variations de température,

Diff les déformations différées des matériaux (retrait et fluage du béton).

En principe, vingt-quatre (3×2^3) combinaisons de calcul sont à étudier selon le choix de la direction dominante et le sens des différentes composantes. Le projeteur devra donc user de ses capacités de jugement pour déterminer les combinaisons déterminantes (voir par exemple les indications à la fin du 4.3.4.2).

4.3.2 Vérification de la résistance des sections

Le format général des vérifications est le suivant (AFPS 92 article 5.2) :

$$\gamma_0 \cdot S_d \leq \frac{1}{\gamma_R} \cdot R_d\left(\frac{f_{mk}}{\gamma_m}\right)$$

Comme pour les règlements basés sur les directives communes de 1979, il s'agit d'une vérification du type semi-probabiliste : les sollicitations agissantes S_d sont comparées, après pondération par γ_0, à la résistance de la structure R_d, réduite par un facteur γ_R.

Les résistances des matériaux à prendre en compte sont obtenues en divisant les valeurs caractéristiques f_{mk} par un coefficient de sécurité γ_m dont les valeurs sont :

- γ_m = 1,30 pour le béton
- γ_m = 1,00 pour les armatures du béton armé, ou pour les piles métalliques.

Rappelons que pour des vérifications classiques à l'ELU sous combinaisons accidentelles, les valeurs de γ_m actuellement en vigueur sont de 1,15 pour le béton, 1,0 pour les armatures et 1,0 pour la charpente métallique.

Pour la détermination de la résistance des sections, les diagrammes de déformations des matériaux seront ceux des règlements de calcul en vigueur pour l'Etat Limite Ultime.

Le coefficient γ_0=0,8+0,2q, dit coefficient de surcapacité, permet de prendre en compte de manière forfaitaire la conception en capacité de la structure. La grande majorité des ouvrages courants pourra être conçue en " élastique " et γ_0 sera donc pris égal à l'unité.

Le coefficient γ_R permet d'apporter une sécurité complémentaire vis-à-vis des ruptures fragiles. On utilise notamment une valeur de 1,4 pour les vérifications à l'effort tranchant dans les piles (voir le § 4.4 du présent document pour les appareils d'appui).

Ces coefficients doivent être introduits au moment de la vérification des sections et selon la nature et la position de l'élément vérifié.

En résumé, les vérifications à effectuer sont,

- **dans le cas d'une conception élastique :**

	Piles en béton armé	Piles métalliques
Sollicitations normales	$S_d \leq R_d\left(\frac{f_{c28}}{1,3}, \frac{f_e}{1,0}\right)$ (article A4.3 du BAEL 91, avec θ=0,85)	$S_d \leq R_d\left(\frac{\sigma_e}{1,0}\right)$ (article 14 du fasc. 61 titre V du CPC)
Sollicitations tangentes	$S_d \leq \frac{1}{1,4} \cdot R_d\left(\frac{f_{c28}}{1,3}, \frac{f_e}{1,0}\right)$** (article A5.1 du BAEL 91)	$S_d \leq \frac{1}{1,4} R_d\left(\frac{\sigma_e}{1,0}\right)$* (article 14 du fasc. 61 titre V du CPC)

*la contrainte de cisaillement ne doit pas dépasser 0,6 σ_e

**pour limiter la contrainte de cisaillement dans le béton, on utilise, sous les combinaisons sismiques, la valeur correspondant à la fissuration non préjudiciable de l'article A 5.1.21 du BAEL, à savoir τ=Min (0,2 fc28/1,3 ; 5 MPa).

- **dans le cas d'une conception fortement ductile :**

	Piles en béton armé	Piles métalliques
Sollicitations normales dans les zones critiques	$S_d \leq R_d\left(\frac{f_{c28}}{1,3}, \frac{f_e}{1,0}\right)$ (article A4.3 du BAEL 91, avec θ=0,85)	$S_d \leq R_d\left(\frac{\sigma_e}{1,0}\right)$ (article 14 du fasc. 61 titre V du CPC)
Sollicitations normales hors des zones critiques	$\gamma_0 \cdot S_d \leq R_d\left(\frac{f_{c28}}{1,3}, \frac{f_e}{1,0}\right)$ (article A4.3 du BAEL 91, avec θ=0,85)	$\gamma_0 \cdot S_d \leq R_d\left(\frac{\sigma_e}{1,0}\right)$ (article 14 du fasc. 61 titre V du CPC)
Sollicitations tangentes	$\gamma_0 \cdot S_d \leq \frac{1}{1,4} \cdot R_d\left(\frac{f_{c28}}{1,3}, \frac{f_e}{1,0}\right)$** (article A5.1 du BAEL 91)	$\gamma_0 \cdot S_d \leq \frac{1}{1,4} R_d\left(\frac{\sigma_e}{1,0}\right)$* (article 14 du fasc. 61 titre V du CPC)

*la contrainte de cisaillement ne doit pas dépasser 0,6 σ_e

**pour limiter la contrainte de cisaillement dans le béton, on utilise, sous les combinaisons sismiques, la valeur correspondant à la fissuration non préjudiciable de l'article A 5.1.21 du BAEL, à savoir τ=Min (0,2 f_{c28}/1,5 ; 5 MPa).

4.3.3 Tablier

Les vérifications décrites ci-dessous et dans les paragraphes suivants concernent les ouvrages comportant un tablier qui repose sur ses appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appui. Les ouvrages enterrés du type cadres ou portiques sont traités au chapitre 5.

Le tablier des ouvrages courants peut être constitué d'une dalle ou de poutres longitudinales supportant un hourdis. En général, ***aucune vérification de résistance n'est à fournir dans le tablier.*** En effet, les constats effectués à la suite de séisme n'ont pas, à notre connaissance, mis en évidence de dommage imputable à un sous-dimensionnement de cette partie de l'ouvrage.

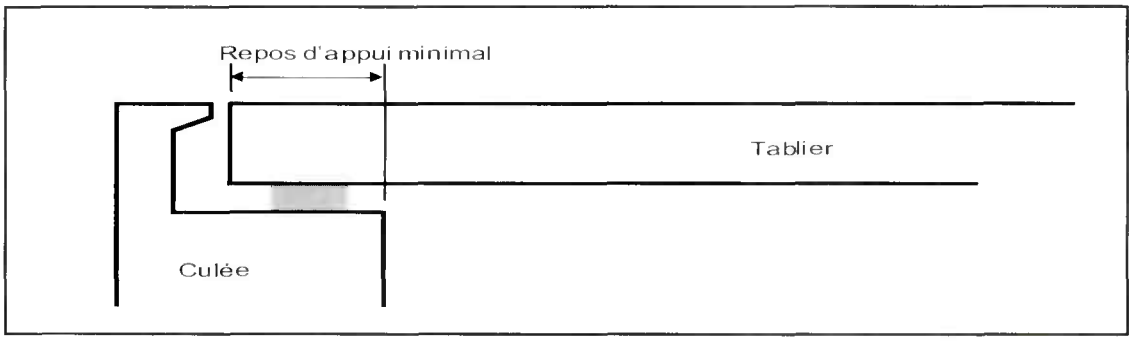
Toutefois, les points suivants doivent être examinés :

1. Pour les zones très fortement sismiques (les Antilles), les tabliers de pont en béton précontraint doivent être vérifiés sous l'effet de la composante verticale du séisme.

2. Pour des piles encastrées dans le tablier, on doit s'assurer lors du dimensionnement du noeud que la rotule plastique se forme dans la pile et non dans le tablier. On prend donc en compte le coefficient de surcapacité γ_0 pour calculer le ferraillage dans le tablier dû au moment d'encastrement.

3. La diffusion des efforts concentrés doit être étudiée en cas de possibilité de choc du tablier, par exemple contre une butée.

Par ailleurs, de nombreux ponts ont été rendus inutilisables à la suite de séismes ayant provoqués la chute du tablier. C'est d'ailleurs pour cette raison que la vérification aux déplacements différentiels a été introduite. Dans le cas des ouvrages courants, un repos d'appui minimal doit être respecté comme précisé en 4.4.5.2 et 4.4.5.3.



Repos d'appui

Par ailleurs, on verra en § 4.4 qu'il est recommandé de mettre en place des dispositifs de butée.

4.3.4 Appuis

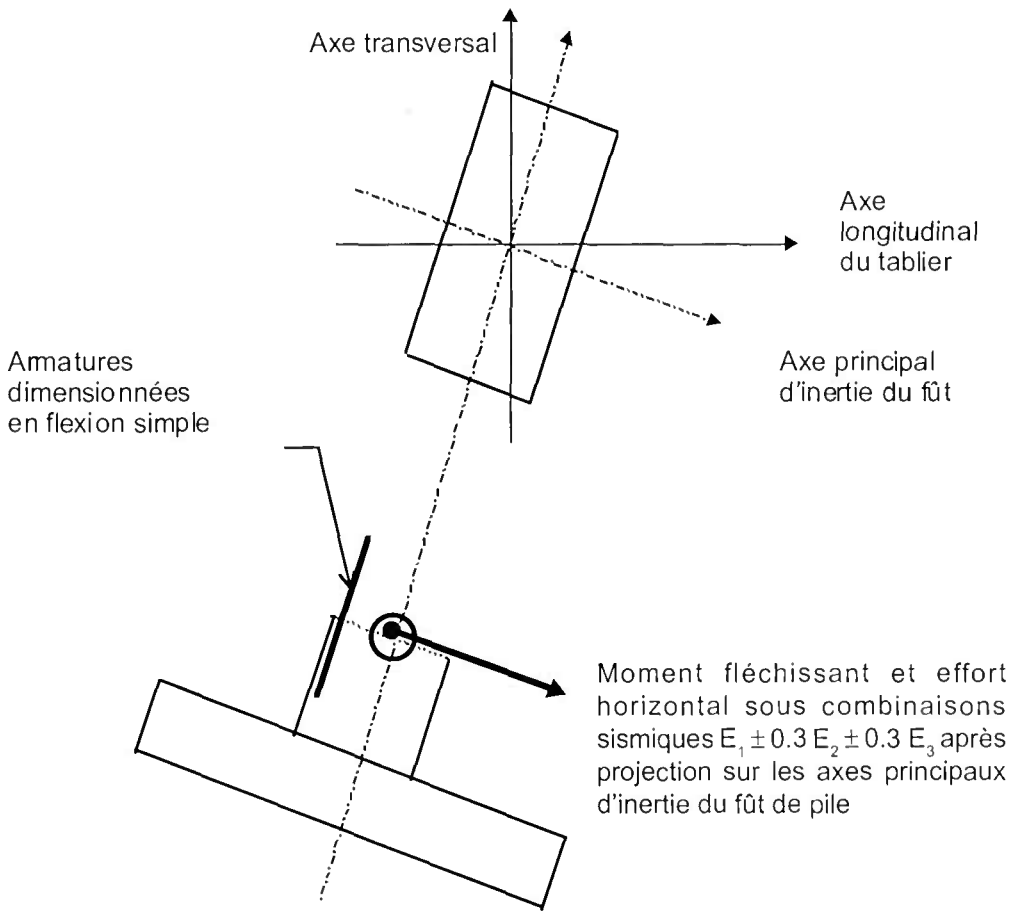
En plus des calculs de vérification énumérés ci-dessous, il convient d'appliquer les dispositions constructives détaillées au chapitre 6 du présent document.

4.3.4.1 Appareils d'appui

Ils sont traités au paragraphe 4.4.

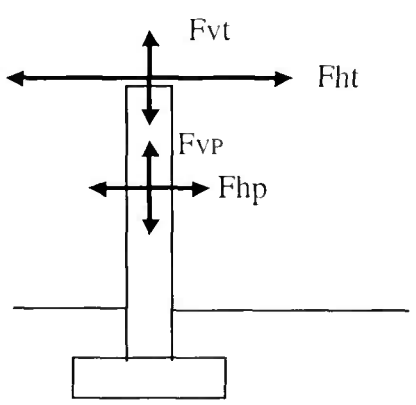
4.3.4.2 Piles

On vérifie la résistance des sections près des noeuds de structure et au niveau des variations du coffrage ou du ferraillage vertical. Logiquement, la justification des sections devrait se faire en flexion composée déviée du fait de la concomitance entre les trois directions d'excitation. **Pour ce qui est des ouvrages courants à biais modéré (angle de biais supérieur à 70 grades) et lorsque les formes des piles sont simples, il est admissible de se limiter à des vérifications en flexion composée selon deux plans perpendiculaires** (plans définis par un axe vertical et un des axes principaux d'inertie de la section horizontale du fût de pile).



Simplification admise

(cas d'un appui biais par rapport au tablier)



Efforts sismiques sur une pile

Les vérifications doivent se faire en tenant compte des effets sismiques suivants :

☞ effort transmis par le tablier noté Fht sous séisme horizontal et Fvt sous séisme vertical,

☞ effort d'inertie dû à l'accélération de la masse de la pile noté Fhp sous séisme horizontal et Fvp sous séisme vertical.

Contrairement au cas des culées (voir paragraphe suivant), on pourra négliger la poussée et la butée des terres ainsi que l'effort d'inertie provenant de l'accélération de la masse des terres sur les semelles.

Si l'appareil d'appui est fixe, il n'est pas nécessaire de prendre en compte l'accélération de la masse des piles car la masse de la moitié supérieure aura été intégrée dans celle du tablier conformément à l'article 4.3.3.1 du guide AFPS 92.

Dans le cas contraire, on peut considérer que la pile vibre indépendamment du tablier. La période fondamentale est alors en première approximation celle d'une console encastrée en pied et libre en tête. L'accélération à appliquer à la masse de la pile s'en déduit par lecture du spectre de réponse.

Dans chaque plan vertical, les sollicitations doivent être cumulées quadratiquement si les modes propres concernés sont différents. Par contre, elles doivent être cumulées directement si les modes propres en jeu sont identiques. Si l'on désigne par $S(F)$ les sollicitations créées dans la section considérée par l'effort sismique F, les combinaisons à prendre en compte, par exemple lorsque le séisme horizontal est prépondérant, sont :

- $\sqrt{S(Fhp)^2 + [S(Fht)]^2} + 0,3 \cdot \sqrt{S(Fvp)^2 + [S(Fvt)]^2}$ pour un tablier qui n'est pas fixé sur la pile (appareils d'appui en caoutchouc fretté ou appareils d'appui glissants),
- $[S(Fhp) + S(Fht)] + 0,3 \cdot [S(Fvp) + S(Fvt)]$ pour un tablier qui est fixé sur la pile ou la culée (appareil d'appui fixe, section rétrécie de béton, encastrement).

Il est important d'identifier les combinaisons critiques afin de limiter les calculs.

Par exemple, en direction longitudinale, on vérifiera les sections d'aciers tendus sous les deux combinaisons suivantes :

- G + S vertical ascendant + 0,3 S longitudinal
- G + 0,3 S vertical ascendant + S longitudinal

Il conviendra de s'assurer de la résistance en compression du béton sous les combinaisons suivantes :

- G + S vertical descendant + 0,3 S longitudinal
- G + 0,3 S vertical descendant + S longitudinal

4.3.4.3 Culées

Par souci de simplification, il est admissible de se limiter à des vérifications séparées dans le sens longitudinal et dans le sens transversal ou, pour une culée biaise, dans les plans définis par un axe vertical et un des axes principaux d'inertie de la section horizontale du voile de la culée (voir figure ci-avant).

La poussée dynamique des terres est calculée par la méthode de Mononobé-Okabé explicitée au §4.2. On négligera en général la butée et le poids des terres se trouvant à l'avant de la culée car celles-ci sont susceptibles d'être remaniées lors de travaux d'entretien ou d'élargissement.

Les efforts d'inertie de la culée ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques σ_H et σ_V, qui représentent le rapport entre l'accélération due au séisme et l'accélération de la pesanteur g.

D'un document de l'AFPS à l'autre, les facteurs de proportionnalité entre ces coefficients et le paramètre a_N varient. Nous proposons d'utiliser pour les culées de pont les valeurs suivantes (confirmées par l'Eurocode n°8) :

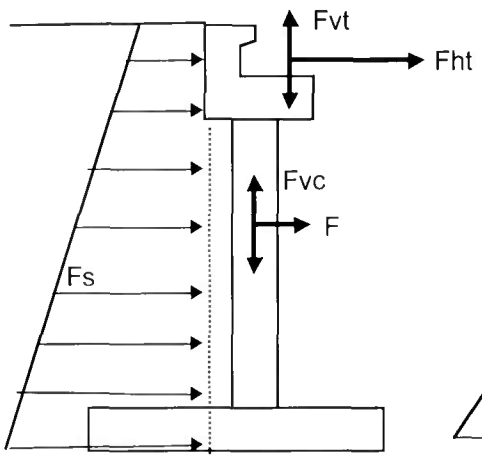
$$\sigma_H = \tau \frac{a_N}{g}$$

$$\sigma_V = 0,5\, \sigma_H$$

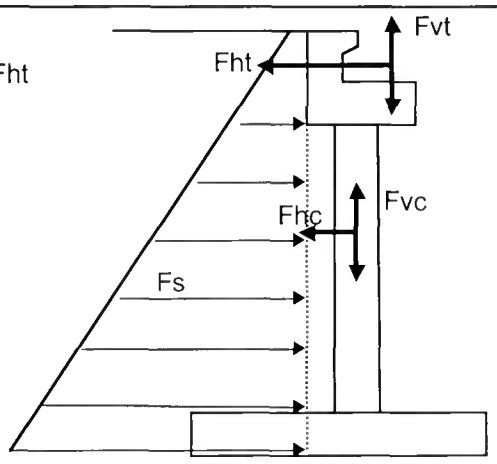
τ est le coefficient d'amplification topographique qui vaut 1 dans la plupart des cas.

La vérification des culées doit se faire en tenant compte des effets indiqués sur les figures suivantes. Il est nécessaire de distinguer les vérifications de stabilité interne (ferraillage des murs ou de poteaux...) et la stabilité externe (glissement ou renversement de la semelle...).

- **pour les vérifications de stabilité interne :**



EFFORTS SISMIQUES VERS LE TABLIER



EFFORTS SISMIQUES VERS LA CULEE

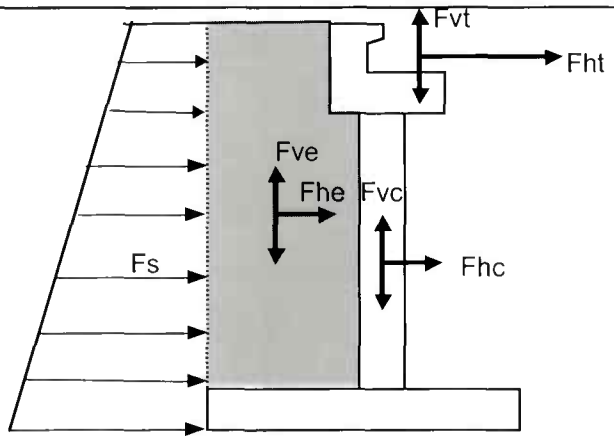
Fht, Fvt : efforts transmis par le tablier sous séisme
Fhc, Fvc : efforts provenant de l'accélération de la culée, calculés avec σ_H et σ_V
Fs : poussée des terres calculée selon Mononobé-Okabé

Fht, Fvt : efforts transmis par le tablier sous séisme
Fhc, Fvc : efforts provenant de l'accélération de la culée, calculés avec σ_H et σ_V
Fs : butée des terres avec un coefficient de butée de 1

Lorsque le chevêtre repose sur des poteaux et non sur un voile continu, on appliquera la poussée ou la butée des terres sur une surface fictive trois fois plus large que le poteau (sans dépasser la largeur totale de la culée) afin de tenir compte de l'effet d'arc qui se développe dans le sol.

Il est loisible de ne pas effectuer la vérification avec l'effort sismique vers la culée, sous réserve de disposer un ferraillage symétrique dans le mur ou les poteaux de la culée.

- **pour les vérifications de stabilité externe :**



EFFORTS SISMIQUES VERS LE TABLIER

Fht, Fvt : efforts transmis par le tablier sous séisme
Fhc, Fvc : efforts provenant de l'accélération de la culée, calculés avec σ_H et σ_V
Fs : poussée des terres calculée selon Mononobé-Okabé
Fhe, Fve : efforts provenant de l'accélération de la masse des terres sur la semelle, calculés avec σ_H et σ_V

La poussée ou la butée des terres sont appliquées sur une surface verticale fictive qui passe par l'arrière de la semelle et de même largeur que cette dernière.
La masse des terres à accélérer est délimitée par cette surface.
On pourra négliger l'effet de la dalle de transition.

Les concomitances entre les sollicitations créées par chacun des efforts doivent être prises en compte de la manière suivante :

- les sollicitations créées par Fhc, Fvc, Fhe, Fve et Fs sont concomitantes et doivent être cumulées directement ;
- les sollicitations créées par Fht et Fvt doivent être cumulées quadratiquement avec les précédentes si le tablier n'est pas fixé sur la culée, et cumulées directement si le tablier est fixé sur la culée.

Par exemple, les combinaisons des sollicitations, lorsque le séisme horizontal est prépondérant , sont :

- $\sqrt{[S(Fhc)+S(Fs)+S(Fhe)]^2+[S(Fht)]^2}+0,3\cdot\sqrt{[S(Fvc)+S(Fve)]^2+[S(Fvt)]^2}$
  pour un tablier qui n'est pas fixé sur la culée,
- $[S(Fhc)+S(Fs)+S(Fhe)+S(Fht)]+0,3\cdot[S(Fvc)+S(Fve)+S(Fvt)]$
  pour un tablier qui est fixé sur la culée

La poussée des terres sous séisme désignée par Fs intègre l'effet du séisme vertical (voir §4.2). Par suite, des valeurs différentes sont à utiliser selon que le séisme vertical est ascendant ou descendant.

Les vérifications à faire dans le sens transversal sont basées sur les combinaisons analogues.

4.3.5 Fondations

Dans un premier temps, le projeteur doit contrôler que le sol ne présente pas de risque de liquéfaction conformément à l'article 9.1 du guide AFPS 92

La vérification des fondations se fait selon le fascicule 62 titre V du CCTG en tenant compte des précisions détaillées ci-après. En particulier, les valeurs de calcul de la résistance du béton seront celles de l'article A.3.1 du fascicule 62 titre V du CCTG.

Les états limites concernant les matériaux constitutifs des éléments de fondation seront justifiés selon les règles adaptées (BAEL 91 ou fascicule 61 titre V du CPC).

Contrairement à ce qui est prévu à l'article 9.51 des recommandations AFPS 90, il n'y a pas lieu de majorer les charges permanentes par 1,35 pour vérifier les fondations sous les combinaisons sismiques.

4.3.5.1 Fondations superficielles

Dans la grande majorité des cas, il s'agit de semelles rectangulaires. Le modèle de Meyerhof selon lequel les contraintes normales sont uniformes sur un rectangle de surface réduite permet de vérifier aisément que les contraintes au sol restent admissibles. C'est pourquoi les calculs doivent être menés en combinant les directions longitudinales et transversales du séisme. Par contre, pour ce qui est du ferraillage de la semelle, il peut être déterminé en considérant séparément les plans principaux d'inertie du fût de l'appui.

Les vérifications porteront sur (voir chapitre B3 du fascicule 62 titre V du CCTG) :

- la mobilisation du sol,
- le renversement,
- le glissement,
- la stabilité générale si nécessaire.

Pour ce qui est de la vérification de la mobilisation du sol, rappelons que l'inégalité suivante doit être satisfaite :

$$q'_{ref} \leq \frac{1}{\gamma_q}\left(q'_u - q'_0\right) \cdot i_{\delta\beta} + q'_0$$

On spécifiera dans le marché que le coefficient γ_q sera pris égal à 1,5 conformément aux recommandations AFPS 90 (article 9.52).

4.3.5.2 Fondations profondes

Le calcul des efforts dans chacun des pieux doit se faire en tenant compte simultanément des trois directions de séisme. Il convient de prendre en compte également les déformations imposées directement par le sol selon la méthode détaillée en 4.2.5.

Les vérifications portent sur (voir chapitre C4 du fascicule 62 titre V du CCTG) :

- la mobilisation locale du sol,
- la mobilisation globale du sol.

Pour ce qui est de la mobilisation locale du sol, on vérifiera que les charges axiales restent comprises entre les limites admissibles dans la fourchette Q_{min} - Q_{max} calculées à partir des charges ultimes limites ultimes en compression Q_u et en traction Q_{tu} correspondant aux combinaisons accidentelles (il n'y a pas lieu d'appliquer les coefficients de sécurité de l'article 9.53 des recommandations AFPS 90) :

$$Q_{min} = \frac{Q_{tu}}{1{,}30} \qquad Q_{max} = \frac{Q_u}{1{,}20}$$

Les pieux inclinés sont interdits dans les zones sismiques selon les recommandations AFPS 90. Le guide AFPS 92 est un peu plus permissif et autorise ceux-ci lorsque leur inclinaison ne dépasse pas 1/20 (3°).

4.3.5.3 Micropieux

Contrairement aux pieux, les micropieux peuvent être inclinés sensiblement afin de pouvoir reprendre au mieux les efforts horizontaux. En effet, leur souplesse leur permet de suivre les déformations du terrain et il n'y a donc pas lieu de limiter l'inclinaison à 1/20.

D'autre part, lorsque les micropieux travaillent en traction, on devra majorer les longueurs de scellement calculées en statique, Ls, selon la formule des recommandations AFPS 90 (article 16.463) :

$$L = Ls\ (\ 1 + a_N / g\ )$$

4.4 Organes d'appui des tabliers

4.4.1 Généralités

Les différentes solutions utilisées pour transmettre les efforts du tablier aux appuis sont :

- transmission directe par un encastrement (ponts cadres ou portiques, cf chapitre 5),
- sections rétrécies de béton,
- appareils d'appui en caoutchouc fretté,
- appareils d'appui à pot d'élastomère,
- appareils d'appui métalliques,
- appareils d'appui d'un des trois types précédents associé à un dispositif de glissement,

Les sections rétrécies de béton sont déconseillées en zone sismique. En effet, l'inclinaison de la réaction d'appui ne peut excéder un quart (article A.8.4.311 du BAEL), ce qui limite leur emploi.

Pour les ponts-dalles ou les ponts à poutres la solution généralement la plus intéressante consiste à utiliser des appareils d'appui en caoutchouc fretté.

Nous allons détailler ci-après successivement les actions de calcul et les vérifications à effectuer pour les appareils d'appui en caoutchouc fretté et pour les appareils d'appui spéciaux (à pot d'élastomère ou métalliques).

4.4.2 Actions de calcul

Le projeteur doit choisir parmi les options suivantes pour déterminer les actions de calcul à utiliser pour dimensionner les organes d'appui (§7.2. du guide AFPS 92) :

a) Efforts nominaux issus du calcul multipliés par γ_0=0,8+0,2q et par γ_R=1,4

Pour les ouvrages courants, il suffit dans la grande majorité des cas de se limiter à une conception élastique (q=1,0). Par suite, cette option de calcul revient à majorer de 40% les efforts sismiques de calcul.

b) Les sollicitations nominales du calcul sismique ne sont pas majorées

En contrepartie, le guide demande de mettre en place des butées de sécurité qui entrent en action à la fin de la course de l'appareil d'appui. Ces butées doivent être calculées pour reprendre 40% des efforts sismiques de calcul. Les repos d'appui doivent également être majorés de 40% (voir ci-dessous).

c) Les appareils d'appui ne sont pas dimensionnés pour reprendre les efforts sismiques

Dans ce cas, les efforts sismiques sont repris par des dispositifs spéciaux (butées de blocage, amortisseurs...).

4.4.3 Prescription pour les appareils d'appui en caoutchouc fretté

Les vérifications à effectuer sous les combinaisons sismiques concernent la résistance à la compression, le flambement, la distorsion et le glissement.

4.4.3.1 Résistance à la compression

Le guide AFPS 92 spécifie que la contrainte de compression moyenne, calculée sur la section en plan réduite par les déplacements horizontaux maximaux, doit être vérifiée avec un coefficient de sécurité de 1,5. Bien que le texte ne soit pas très explicite, on peut penser qu'il s'agit du coefficient de sécurité à appliquer par rapport à la contrainte moyenne de rupture de l'appareil d'appui déterminée par des essais.

Cette contrainte de rupture est rarement connue. Rappelons que le BT4 limite la contrainte moyenne à 15 MPa. **Dans les cas courants, on peut retenir cette même limite sous charges sismiques (coefficient de sécurité inclus).**

Dans certains cas, notamment dans les zones à risque sismique fort, on pourra admettre de dépasser la limite de 15 MPa. Ceci permettra de diminuer les dimensions en plan des appareils d'appui, d'augmenter la période propre de l'ouvrage et de réduire les efforts sismiques. Il conviendra de ne pas dépasser 0,6 fois la résistance caractéristique du béton sur ou sous l'appareil d'appui et d'étudier avec précautions la diffusion des efforts dans l'appui et dans le tablier.

4.4.3.2 Flambement

Le coefficient de sécurité vis à vis du flambement $\gamma_s = P_c/P_u$ est de 3.

La charge critique de l'appareil d'appui s'obtient par la formule :

$$P_c = 4GAS^2\, d/h$$

G : module de cisaillement du caoutchouc

A : aire nominale en plan de l'appareil d'appui (A = a x b)

S : facteur de forme (rapport de l'aire en plan à la surface extérieure d'un feuillet, noté β dans le BT4)

d : épaisseur d'une frette + épaisseur d'un feuillet

h : hauteur totale de l'appareil d'appui

Il convient de tenir compte de la composante verticale du séisme pour cette vérification (voir méthode simplifiée proposée en 4.2.3.4).

4.4.3.3 Distorsion

La distorsion sous séisme est d'autant plus limitée que la sécurité par rapport au flambement est grande.

Le guide AFPS 92 demande de vérifier :

- pour $p = Pu/Pc < 0{,}25$, $\delta < 0{,}7+4(\delta_0-0{,}7)(0{,}25-p)$
- pour $p = Pu/Pc > 0{,}25$, $\delta < 1{,}4\ (1-2p)$

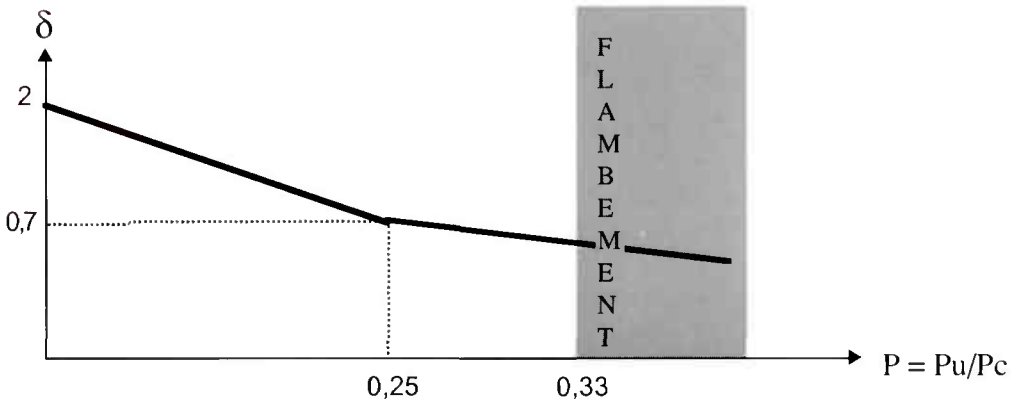
avec $\delta_0 = c/h_c$, borné par $0{,}7 < \delta_0 < 2$

c : petit côté de l'appareil d'appui

h_c : épaisseur totale d'élastomère

Dans la pratique, la condition de non-flambement du BT4 impose $c/h_c \geq 5$. On retiendra donc $\delta_0 = 2$. Par suite, les formules précédentes se simplifient et peuvent être représentées graphiquement :

- pour $p = Pu/Pc < 0{,}25$, $\delta < 0{,}7+5{,}2\ (0{,}25-p)$
- pour $p = Pu/Pc > 0{,}25$, $\delta < 1{,}4\ (1-2p)$



Lors de la conception, on visera à obtenir une sécurité suffisante par rapport au flambement pour pouvoir admettre une distorsion de l'ordre de 1,5. Ceci permet de prédimensionner les appareils d'appui (voir les formules proposées en 3.4.2.).

Rappelons qu'il est souhaitable de prendre en compte les déformations différées et 40% des effets dus aux variations de température pour le calcul de la distorsion sous séisme.

4.4.3.4 Glissement

Concernant le glissement, le guide AFPS propose une vérification identique à celle du BT4 :

$$H < f \cdot N$$

Avec :

H : effort horizontal ;
N : effort de compression vertical concomittant ;
f : coefficient de frottement

Dans le cas courant où les faces de l'appareil d'appui en contact avec la structure sont en élastomère, $f = 0,10 + \frac{0,60}{\sigma_m}$ où σ_m est la contrainte moyenne de compression en Mpa.

Dans la pratique cette condition pourra rarement être vérifiée et, le projeteur sera souvent conduit à mettre en œuvre un dispositif particulier pour éviter le glissement (taquets d'arrêt, ancrage de l'appareil d'appui...).

4.4.4 Vérifications des appareils d'appui spéciaux

Les appareils d'appui à pot de caoutchouc ou métalliques sont le plus souvent des produits fournis sur catalogue par les fabricants, en fonction des efforts verticaux et horizontaux à transmettre.

Il convient de s'assurer que les efforts obtenus sous les combinaisons sismiques sont dans le domaine d'emploi de l'appareil d'appui choisi. Pour ce faire, on pourra exiger du fabricant une note de calculs (généralement selon le fascicule 61 titre V du CPC) ou mieux, des procès verbaux d'essais.

4.4.5 Dispositions constructives complémentaires

L'environnement des appareils d'appui (visibilité, possibilités de vérinage...) doit être complété par les dispositions permettant de se prémunir contre les déplacements entre le tablier et ses appuis provoqués par le séisme. Ces déplacements sont difficilement prévisibles par le calcul et il convient de prendre les mesures complémentaires suivantes :

- mise en place de butées de sécurité,
- repos d'appui minimum.

4.4.5.1 Butées

Comme indiqué en 3.6.2, il convient de distinguer les butées de sécurité (encore appelées attelages sismiques), des butées de blocage.

4.4.5.1.1 Butées de sécurité

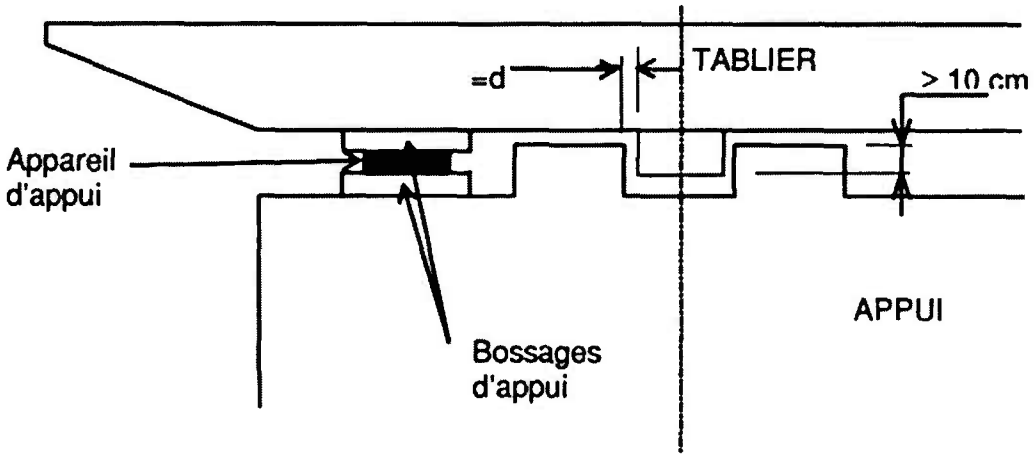
Les butées de sécurité n'entrent en jeu qu'en cas de rupture de l'appareil d'appui (option de calcul b, voir 4.4.2). Elles doivent donc être conçues de telle sorte qu'elles laissent libre un jeu égal au déplacement calculé sous la combinaison sismique.

Dans le cas de butées de sécurité disposées pour éviter la chute du tablier sous l'effet du séisme longitudinal, nous recommandons de prendre en compte également une portion des effets thermiques et la totalité des effets différés dans le calcul du jeu :

$$d = d_G + 0{,}4\ d_{Th} + d_{diff} + d_S$$

- d_G : déplacement dû aux actions permanentes et quasi-permanentes ;
- d_{Th} : déplacement de calcul dû aux mouvements thermiques ;
- d_{diff} : déplacement dû aux effets différés ;
- d_s : déplacement sismique de calcul ;

Le jeu dégagé ne doit pas être plus important afin de limiter les effets de choc provenant de la mise en mouvement du tablier.



La figure ci-dessus présente une disposition possible. La butée est obtenue par des tenons en béton armé solidaires de l'appui ou du tablier et se recouvrant sur une hauteur de l'ordre de 10 cm. La butée de sécurité ainsi constituée fonctionne dans le sens transversal uniquement.

Une autre disposition possible consiste à intégrer les butées dans les murs caches qui reposent sur les chevêtres des culées et jouxtent le tablier.

Les butées doivent être calculées selon le règlement adapté à leur matériau constitutif.

Pour des butées en béton armé, on appliquera par exemple l'annexe du BAEL qui traite des consoles courtes.

Il doit être vérifié que les butées n'amènent pas de dispositions préjudiciables à la durabilité des appareils d'appui (évacuation des eaux, possibilités de vérinage, gène dans les dilatations thermiques...).

4.4.5.1.2 Butées de blocage

Les butées de blocage reprennent par contre la totalité des efforts sismiques (option de calcul c). Pour des ouvrages courants, le dispositif peut être analogue à l'attelage sismique décrit ci-dessus, avec un jeu réduit à une valeur ne dépassant pas 15 mm. Ce nombre constitue un compromis entre :

- les tolérances de réalisation sur chantier,
- le jeu nécessaire pour laisser libres les déformations dans la direction perpendiculaire au blocage,
- le jeu à ne pas dépasser pour éviter les effets de chocs.

4.4.5.2 Repos d'appui minimal

Le guide AFPS 92 demande de vérifier que le recouvrement entre le tablier et son support présente une longueur suffisante.

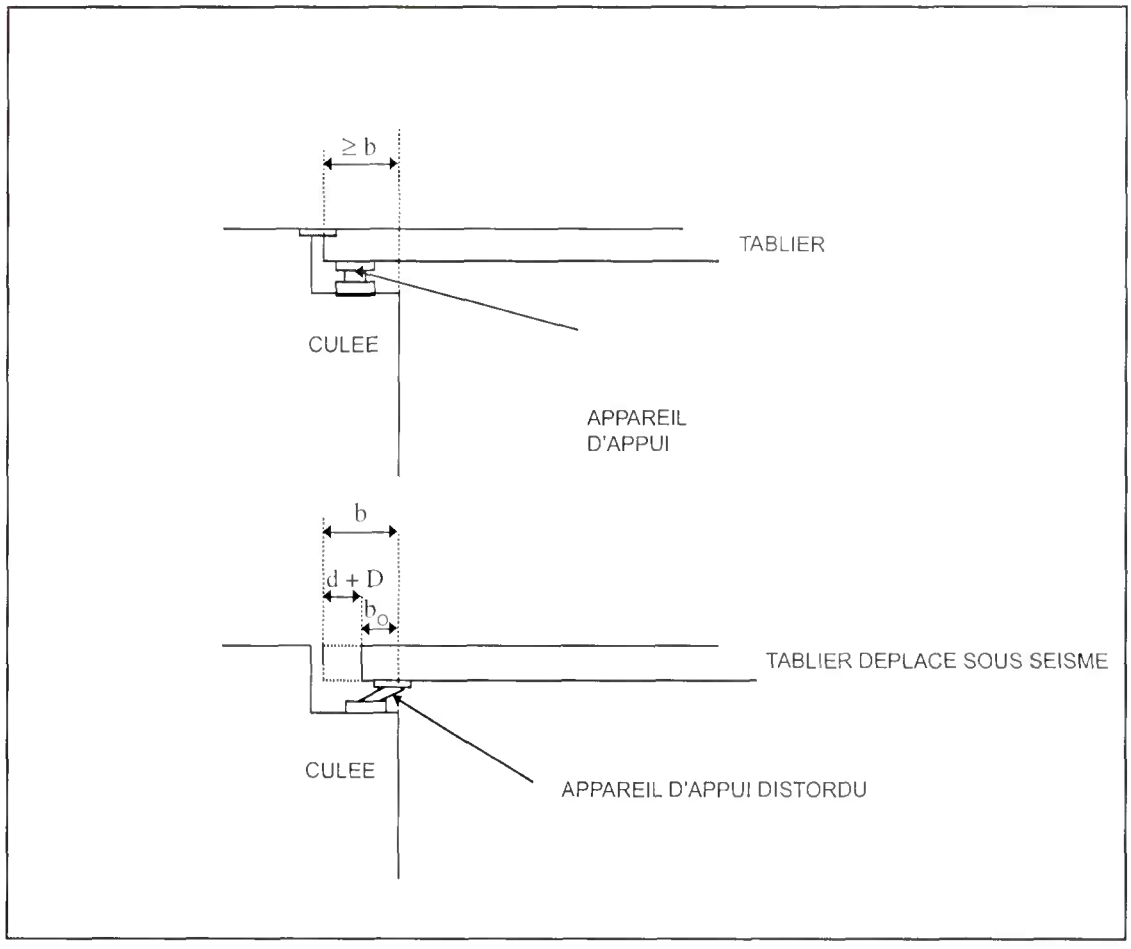
La valeur du repos d'appui minimal se calcule par la formule suivante (article 7.4) :

$$b=b_0+d+D$$

Le premier terme, b_0, représente la longueur minimale de recouvrement d'appui permettant de transmettre les charges. **A défaut d'études particulières, on pourra retenir pour les ouvrages courants une valeur de 30 cm.**

Les deux derniers termes représentent le déplacement relatif entre le tablier et son appui sous séisme :

- d est le déplacement différentiel du sol entre le barycentre des appuis fixes et l'appui considéré, que l'on pourra prendre nul pour un ouvrage courant (sauf cas particulier),
- D est le déplacement du tablier au niveau de l'appui sous les combinaisons sismiques (y compris les déformations différées et 40% des déplacements thermiques conformément au 4.3.1); cette valeur doit faire l'objet d'une majoration dans le cas des tabliers biais ;



4.4.5.3 Conception des butées selon l'option de calcul choisie

On trouveras ci-après quelques précisions sur les dispositions à prendre pour chacune des options de calcul a, b ou c définies en 4.4.2, et pour le cas d'emploi d'un appareil d'appui glissant. Nous attirons l'attention sur le fait que les vérifications vis-à-vis du repos d'appui et la mise en place des butées doivent être faites non pas systématiquement mais à bon escient.

a) Appareil d'appui dimensionné pour les efforts nominaux issus du calcul multipliés par γ_0= 0,8+ 0,2q et par γ_R= 1,4

Dans ce cas, du fait de l'emploi des coefficients majorateurs γ_0 et γ_R , il n'est pas exigé de mettre en place des butées de sécurité.

b) Appareil d'appui dimensionné pour les efforts nominaux du calcul sismique

Cette seconde option est la plus courante. L'appareil d'appui doit alors être complété par des butées de sécurité. Ces butées doivent être dimensionnées sous un effort H égal à 40% des efforts horizontaux sous séisme. Pour les ouvrages nécessitant uniquement l'application du paragraphe des mesures constructives, les efforts sismiques sont calculés à partir d'une accélération horizontale égale à 1,5 m/s² (§9 du guide AFPS 92).

Dans le sens longitudinal, il sera suffisant de prévoir des butées unilatérales sur chaque culée. Cette fonction peut être remplie par le mur garde-grève. Il convient alors de vérifier que le repos d'appui est suffisant pour que le tablier ne tombe pas de l'une des culées avant de venir en appui contre la butée longitudinale qui se trouve sur l'autre culée.

Si la rigidité du tablier dans le plan horizontal le permet (c'est-à-dire s'il vérifie les conditions du 4.2.3.2, on pourra se dispenser de prévoir des butées sur certains appuis (par exemple sur les piles). Il faudra alors s'assurer que les butées de sécurité mises en place reprennent 40% de la totalité des efforts sismiques.

c) Appareils d'appui qui ne sont pas dimensionnés pour reprendre les efforts sismiques

Les efforts sismiques sont repris par des dispositifs spécialement prévus à cet effet et il n'est généralement pas nécessaire de prendre des mesures complémentaires.

Il est intéressant de se placer dans cette configuration lorsque l'on souhaite bloquer le fonctionnement d'un appareil d'appui en caoutchouc fretté dans une des deux directions horizontales, par exemple pour préserver l'intégrité des équipements (joints de chaussée, dispositifs de retenue...). Bien entendu, le modèle de calcul dynamique doit tenir compte de ce blocage.

Comme indiqué ci-avant, le dispositif spécial peut être constitué d'une simple butée de blocage. Pour des ouvrages spéciaux, on peut aussi admettre des dispositifs plus compliqués : par exemple, un appareil d'appui en caoutchouc placé verticalement. Toutefois, le projeteur et le gestionnaire doivent garder à l'esprit que, plus le système sera sophistiqué, plus il a de chances de ne pas fonctionner en vieillissant et plus il nécessitera un entretien coûteux.

d) Appareil d'appui associé à un dispositif de glissement

Il est bien évident qu'un tel appareil d'appui ne reprend pas les efforts sismiques. En général, il n'est donc pas nécessaire de mettre en place des butées de sécurité.

L'appareil d'appui doit être conçu pour supporter sans dommages le déplacement sismique de calcul (article 7.4 du guide AFPS 92) : d+D. La condition de repos d'appui minimal sera donc a fortiori vérifiée.

4.4.6 Emploi de dispositifs particuliers

Certains ouvrages courants pourront comporter des dispositifs amortisseurs qui permettent de dissiper l'énergie sismique en exploitant le comportement visco-élastique d'un fluide ou la plasticité des métaux.

Leur grand intérêt est de limiter les efforts généraux dans l'ouvrage, et par suite d'optimiser le dimensionnement des fondations et des appuis.

S'agissant d'un fonctionnement non linéaire, il serait délicat d'entrer dans le détail dans le cadre de ce document. Aussi, nous conseillons de consulter le SETRA en cas d'emploi d'un tel dispositif.

5 PONTS-CADRES ET PORTIQUE

5.1 INTRODUCTION

Les ponts cadres et les portiques sont réputés peu sensibles aux séismes, car ils sont relativement souples et suivent la déformation du massif sans perturber notablement la propagation des ondes de cisaillement dans le sol.

Une justification parasismique de ces structures reste pourtant nécessaire. En effet, certains ouvrages ont connus de graves désordres qui auraient pu être évités par l'application des règles parasismiques (les ouvrages du métro de Daikai lors du séisme de Hyogoken-Nanbu au Japon - janvier 1995).

Les présentes recommandations intéressent les ouvrages faiblement ou moyennement enterrés dans un sol non saturé (pour le cas d'un sol saturé on se reportera au §16.44 des recommandation AFPS 90).

5.2 DETERMINATION DES PARAMETRES

5.2.1 Coefficients sismiques

L'action sismique applique à l'ouvrage ainsi qu'aux terres qui lui sont solidaires une accélération horizontale maximale caractérisée par le coefficient sismique [σ_h] et une accélération verticale concomitante caractérisée par le coefficient sismique [σ_v].

Les coefficients sismiques varient suivant le type de structure et le document de référence. Dans le cas général, on adoptera les valeurs du guide AFPS 92 correspondant aux ouvrages non déplaçables :

$$\sigma_h = \tau \frac{a_N}{g} \quad \text{et} \quad \sigma_v = 0.5\sigma_h$$

avec : a_N : accélération nominale

τ : coefficient d'amplification topographique.

(τ=1 sauf pour des ouvrages situés en rebord de crête).

g : accélération de la pesanteur.

5.3 COMBINAISONS ET VERIFICATIONS

5.3.1 Combinaisons

La vérification de la résistance de la structure s'effectue sous combinaison sismique dont le format général est :

$$G + E + \psi_{EI} Q_{ik}$$

avec :
- G : charges permanentes
- E : action sismique évaluée à partir des coefficients sismiques [σ_h] et [σ_v] du § 5.2.1
- Q_{ik} : action variable des charges d'exploitation
- Ψ_{EI} : coefficient de combinaison

Le coefficient de combinaison est nul dans la plupart des cas. La concomitance entre les charges d'exploitation et le séisme n'est à prendre en compte que pour les ouvrages très sollicités :

Ψ_{EI} = 0.2 pour les charges routières (ouvrages urbains à trafic intense).

= 0.3 pour les charges ferroviaires

5.3.2 Vérifications

La vérification se limite à la vérification de la résistance des sections cf. § 4.3.2.

L'application de ces coefficients donne pour le béton et l'acier :

- limite de compression du béton : $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{0.85 x 1.3} = \frac{f_{c28}}{1.3}$

- taux de travail des aciers : $f_{su} = \frac{f_e}{1} = f_e$

5.4 SOLLICITATIONS DUES AU SEISME

5.4.1 Sollicitations verticales dues au séisme

Les sollicitations verticales dues au séisme sont déterminées par l'application aux diverses parties de l'ouvrage (et des charges solidaires de l'ouvrage) de l'accélération verticale définie ci-dessus.

La force d'inertie par unité de volume qui s'exerce sur un élément de poids volumique γ est égale à :

$$f_i = \gamma \sigma_v \ .$$

Le frottement des terres en contact avec les piédroits est supposé négligeable.

5.4.2 Sollicitations horizontales dues au séisme.

Les sollicitations horizontales dues au séisme peuvent être prises en compte selon deux méthodes :

- ☞ une approche en déformation imposée représentative du comportement des ouvrages enterrés.
- ☞ une approche en force (de type calcul à la rupture - poussée-butée du sol) représentative du comportement des ouvrages proches de la surface.

a) Approche en déformation

La déformée de l'ouvrage est assimilée à celle du premier mode de vibration du sol en champ libre.

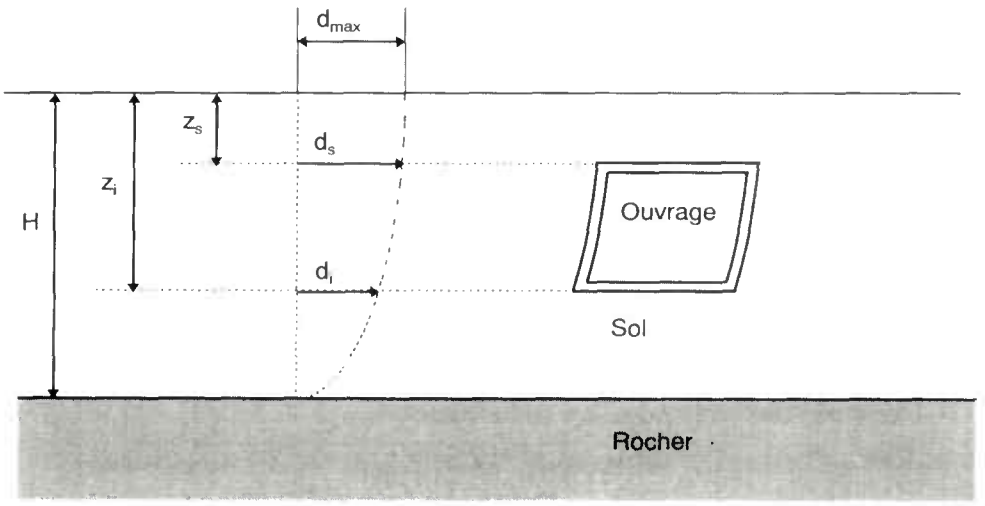
Dans le cas d'un sol homogène d'épaisseur H, on peut admettre que la déformée du sol est un quart de sinusoïde défini par le déplacement maximal à la surface soit (cf. Recommandations AFPS 90 Sec. 9.422.1) :

$$d_{max} = \lambda a_N \left(\frac{2H}{\pi V_s} \right)^2$$

avec : λ : = 1 en site de type S1

= 0.9 en site de type S2

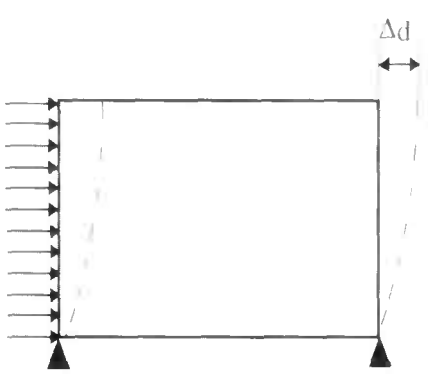
= 0.8 en site de type S3



La déformation à imposer à l'ouvrage est égale à la différence entre la déformée du sol au niveau de la cote supérieure z_s et au niveau de la cote inférieure z_i.

$$\text{Soit : } \Delta d = d_s - d_i = d_{\max}\left(\cos\left(\frac{z_s\pi}{2H}\right) - \cos\left(\frac{z_i\pi}{2H}\right)\right)$$

Pour obtenir cette déformation, on peut appliquer une pression uniforme sur la paroi latérale de l'ouvrage telle que la déformée entre le haut et le bas de l'ouvrage soit égale à Δd.



Remarques :

- Dans l'hypothèse où le comportement de la colonne de sol reste élastique (cas des ouvrages fortement enterrés), cette approche conduit à une surestimation des efforts dans l'ouvrage.

- Pour un ouvrage avec une faible couverture de sol, cette approche conduit à des efforts négligeables et doit être complétée par une approche en force.

- La position du sommet rocheux doit être connue.

b) Approche en force.

PRINCIPES GÉNÉRAUX :

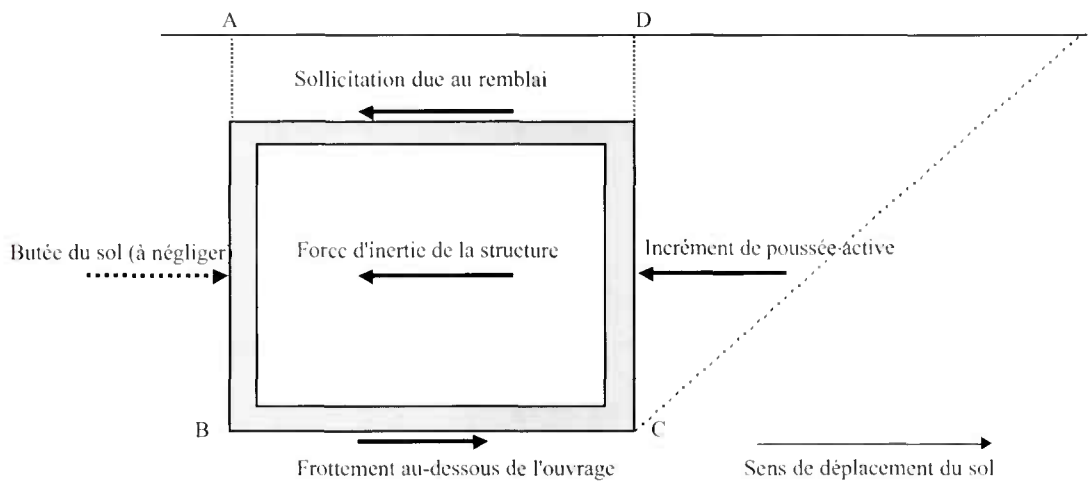
Les sollicitations provenant d'une accélération horizontale peuvent se décomposer comme suit :

Sollicitations actives :

- incrément de poussée active du sol.
- forces d'inertie dues à l'accélération horizontale de l'ouvrage.
- force de frottement due au remblai situé sur la traverse supérieure.

Réactions passives :

- force de butée du sol (à négliger dans les calculs).
- force de frottement au dessous de l'ouvrage



Remarque :

L'ouvrage constitue un «trou» à l'intérieur du massif de sol. L'ouvrage a une masse faible par rapport au sol qu'il remplace et doit donc suivre les mouvements du sol.

ÉVALUATION DES SOLLICITATIONS :

Force d'inertie de la structure

La force d'inertie par unité de volume qui s'exerce sur un élément de poids volumique γ est égale à :

$$f_i = \gamma \sigma_h .$$

Incrément dynamique de poussée active

L'incrément dynamique de poussée active qui s'exerce sur un écran de hauteur H est prise égale à :

$$\Delta F_{ad} = \frac{1}{2}\gamma H^2\left[(1 \pm \sigma_v)K_{ad} - K_a\right]$$

avec :

γ poids volumique du sol

σ_v coefficient sismique vertical.

K_{ad} coefficient de poussée dynamique active

K_a coefficient de poussée statique active

Remarques :

- L'angle de frottement sol/écran doit être inférieur à φ / 3 et est pris couramment égal à zéro.

- Dans un but de simplification, on peut admettre que la résultante ΔF_{ad} s'exerce à mi-hauteur de l'écran, et qu'elle peut être modélisée par une charge uniformément répartie sur l'écran.

- Le coefficient de poussée dynamique active peut être calculé suivant la formule dite de Mononobe-Okabe (cf. § 4.2.8). Dans le cas d'un écran vertical, d'un sol horizontal en surface et d'un angle de frottement sol/écran égal à zéro on obtient :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta\left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi\sin(\varphi-\theta)}{\cos\theta}}\right]^2}$$

avec :

φ angle de frottement interne du sol .

$$\theta = arctg\frac{\sigma_h}{1+\sigma_v}$$

Incrément dynamique de poussée passive (butée) - à négliger dans le cas général.

L'incrément dynamique de poussée passive qui s'exerce sur un écran de hauteur H est prise égale à :

$$\Delta F_{pd} = \frac{1}{2}\gamma H^2\left[(1 \pm \sigma_v)K_{pd} - K_a\right]$$

avec :

γ poids volumique du sol

σ_v coefficient sismique vertical

K_{pd} coefficient de poussée dynamique passive

K_a coefficient de poussée statique active

Remarques :

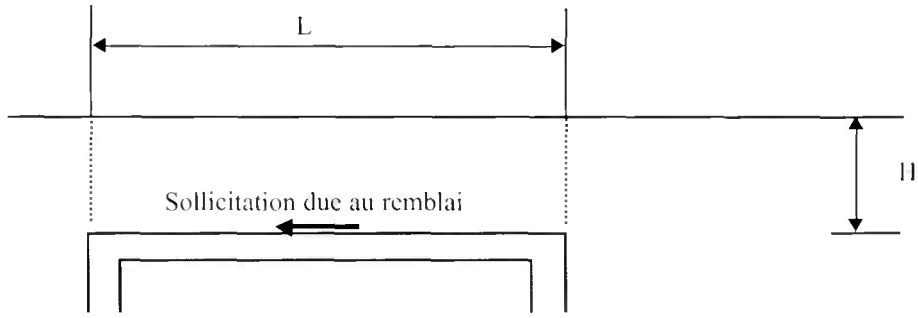
- En statique, la butée du sol ne peut être prise en compte que si le déplacement de l'écran est suffisant. Des essais ont montré qu'un déplacement infime de l'écran suffisait pour obtenir une valeur de K_p proche de 1, mais qu'il fallait un déplacement important (de l'ordre de 0.01*h) pour obtenir des valeurs de l'ordre de 2 ou 3 (cas des sables denses).

- La Norme NF P 06-013 (règles PS92) Art. 10.23 recommande de plafonner le coefficient de réaction passive K_{pd} à 1 avec un coefficient de frottement sol/écran égal à zéro, et d'admettre que la résultante s'exerce au tiers de la hauteur de l'écran.

- L'Eurocode 8 (partie 5 annexe E) fait référence à une réaction passive basée sur la formule de Mononobe-Okabe avec un coefficient de frottement sol/écran égal à zéro:

$$K_{pd} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta\left[1 - \sqrt{\frac{\sin\varphi\sin(\varphi-\theta)}{\cos\theta}}\right]^2}$$

PRISE EN COMPTE DU REMBLAI SITUÉ AU-DESSUS DE LA TRAVERSE.



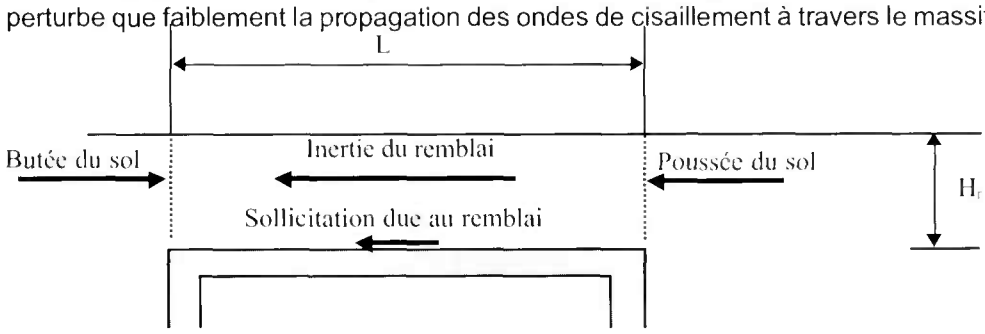
Ouvrage partiellement enterré ou faiblement enterré :

Dans la cas où l'ouvrage est partiellement remblayé ou faiblement enterré (H_r < 1m), la traverse supérieure subit la force d'inertie du remblai.

Soit : $S_r = H_r L \gamma \sigma_h$

Ouvrage fortement enterré ou fortement remblayé :

Dès que la hauteur H_r augmente, la force d'inertie dans le remblai devient très importante et dépasse la résultante des contraintes de cisaillement mobilisables à l'interface ouvrage/remblai. En fait, cette résultante tend vers zéro lorsque l'ouvrage est suffisamment enterré et ne perturbe que faiblement la propagation des ondes de cisaillement à travers le massif de sol.



Le remblai est soumis aux forces suivantes :

- la force d'inertie correspondant à la masse du remblai ;
- les forces de poussée-butée du sol adjacent.
- la réaction de la traverse sur le remblai

L'équilibre horizontal du remblai permet de déterminer la sollicitation de l'ouvrage provenant du remblai :

$$S_r = \frac{1}{2}\gamma H_r^2\left(K_{ad} - K_{pd}\right) + \gamma \sigma_h H_r L$$

avec :

K_{ad} coefficient de poussée dynamique active

K_{pd} coefficient de poussée dynamique passive

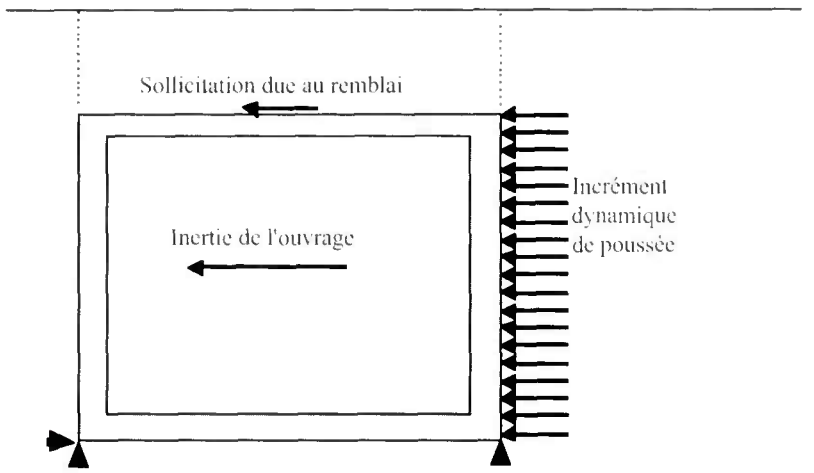
γ poids volumique du remblai

Remarque :

- A partir d'une certaine hauteur de remblai ($H_r \sim 0{,}25\ L\ a_N$), S_r devient négative ce qui correspond à un remblai entraîné par le terrain adjacent plutôt que par l'ouvrage. D'une manière générale, ce calcul conduit alors à des efforts inférieurs à l'approche «en déplacement» .

c) Modélisation de l'action du séisme.

L'action du séisme est modélisée comme suit :



5.5 CONCLUSION

Le fonctionnement mécanique des dalots et des ponts cadres fait intervenir une forte interaction sol/structure. Les hypothèses de fonctionnement des ouvrages que nous avons retenues sont certes simplistes, mais donnent des résultats numériques en accord avec les rares publications sur le sujet.

Pour un ouvrage routier soumis aux charges d'exploitation civiles du fascicule 61 titre II, on obtient les résultats qualitatifs suivants :

- $a_N \leq$ 2 m/s^2 (zone IA et IB - classe C) : les sollicitations sismiques sont moins défavorables que les sollicitations dues aux combinaisons fondamentales de service.

- a_N = 3 m/s^2 (zone II - classe C) : La poussée des terres sous séisme élargit la zone des moments positifs dans les piédroits. Ceci conduit à augmenter (faiblement) les aciers intérieurs des piédroits dans la section la plus sollicitée et surtout à prolonger une partie des aciers intérieurs jusqu'aux angles piédroits/traverses.

- a_N = 4 m/s^2 (zone III - classe C) : L'effet du séisme augmente les sollicitations aux angles piédroits/traverses ainsi que les sollicitions dans les piédroits. Ces sollicitations peuvent dépasser notablement les sollicitations de l'enveloppe ELU fondamentale.

Remarque :

Ces résultats ne dispensent pas de l'application des règles parasismiques habituelles.

- vérification du sol de fondations (liquéfactions ..)
- confinement des aciers verticaux (flambement..)

6 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

Le présent chapitre a été élaboré à partir des recommandations du guide AFPS 92, de la norme NF P 06-013 (PS 92) et des recommandations AFPS 90. Les paragraphes 6.1 et 6.2 rappellent les prescriptions générales de ces documents. Le paragraphe 6.3 détaille les adaptations des dispositions constructives recommandées par les textes généraux au domaine spécifique des ouvrages d'art courants.

6.1 DISPOSITIONS GENERALES

6.1.1 Généralités

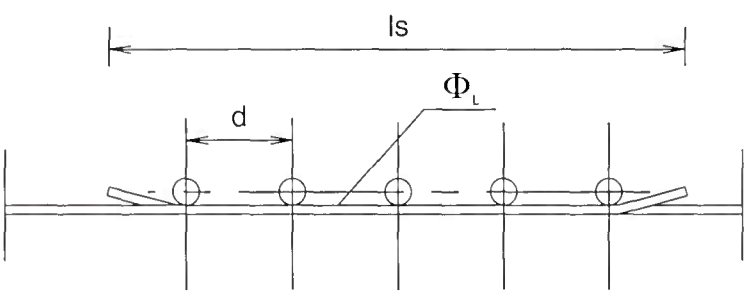
En zone sismique, les dispositions constructives de ferraillage suivantes doivent être adoptées. Elles s'ajoutent aux principes de base définis dans les règles du BAEL 91 :

- Diamètre minimal des barres d'aciers longitudinales et transversales : 10 mm (hors dalots et armatures de construction non prises en compte dans la résistance).
- Les aciers HA sont calculés avec leur valeur caractéristique (fe = 500 MPa en général).
- Toutes les longueurs de recouvrement ou d'ancrage sont à majorer de 30 % par rapport aux dispositions non sismiques (longueur de recouvrement moyenne 50 Φ en général et 65 Φ pour les fondations).

6.1.2 Recouvrement

Dans les zones de recouvrement, il doit être disposé des armatures de couture (cadre ou aciers de répartition), d'espacement au plus égal à 12 fois le diamètre de la plus petite barre longitudinale concernée.

En parement (sur chaque face) l'emploi de recouvrements rectilignes est interdit.



Φ_L : armatures principales.

ls : longueur de recouvrement.

$ls = 1{,}30 * 40\ \Phi_L = 50\ \Phi_L$

d : écartement armatures de couture.

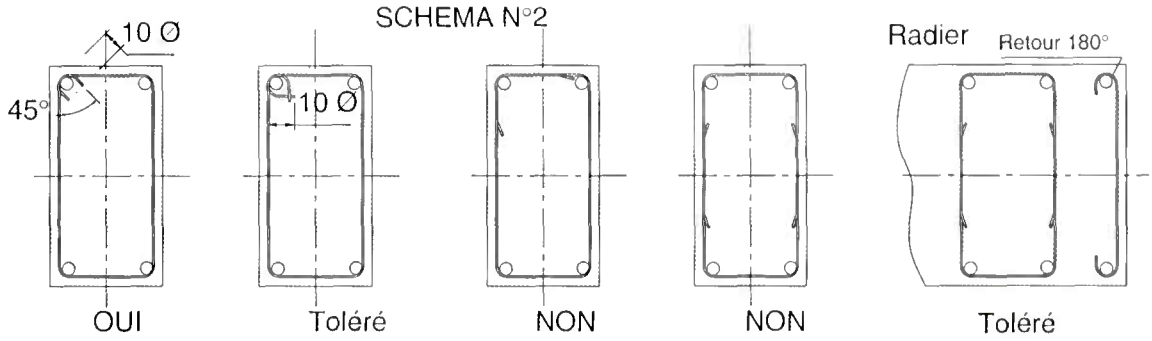
$d < 12\ \Phi_L$

6.1.3 Aciers de coutures

Les armatures transversales sont de préférence constituées par des cadres ou des étriers, dont la continuité, la fermeture, et l'ancrage sont assurés au moyen de crochets d'angle égal à au moins 135° et comportant un retour rectiligne de 10 Φ.

En parement, l'emploi de coudes ou crochets d'angle au centre inférieur à 135° assurant la continuité, la fermeture ou l'ancrage des armatures transversales est interdit.

Les épingles sont admises en renfort dans les poutres dalles (radiers, piédroits, dalles) sous réserve que leur proportion n'excède pas 1/3 et qu'elles soient ancrées par des crochets à 180°.



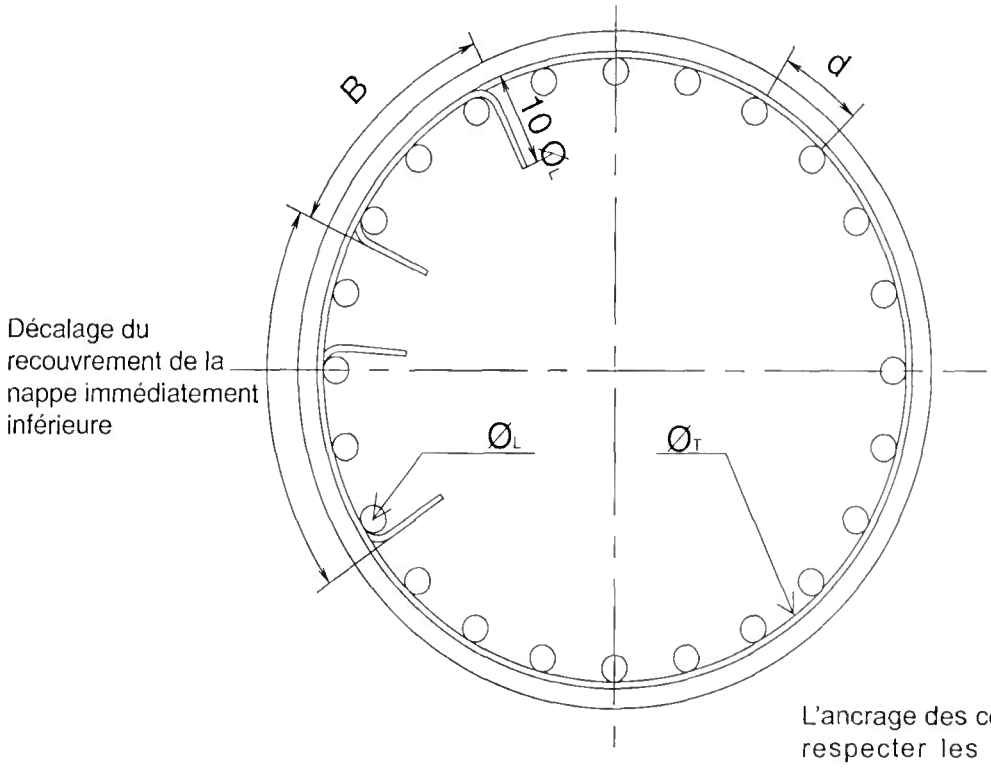
Les armatures transversales doivent être disposées de façon telle que chaque barre longitudinale (ou chaque groupe de barres) soit individuellement maintenue par une armature s'opposant à son flambement. Chaque cours d'armature doit comprendre au moins un cadre (ou plusieurs, si la forme de la section l'exige) disposé de façon à s'opposer au gonflement du béton.

Pour les sections circulaires de diamètre inférieur à 1,50 m, l'absence d'armature transversale de maintien est admise.

Les spires sont interdites dans les poutres et dans tous les organes porteurs verticaux (piles, culées, pieux, barrettes). De même, les épingles sont à éviter et ne sont admises qu'en complément de cadres quand le nombre d'armatures longitudinales l'impose.

Le premier cours d'armature transversale doit être disposé à 50 mm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

SCHEMA N°3



L'ancrage des cerces devra respecter les conditions ci-dessus et être réalisé sur deux armatures principales au minimum.

$B \geq d$

Il convient de ne pas disposer tous les recouvrements sur la même génératrice.

6.2 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES REGLEMENTAIRES

On entend par pièce fléchie un élément à une ou à deux dimensions (poutres ou dalles), soumis à la flexion simple ou déviée, dans lequel le taux de compression moyenne dû à l'effort normal réduit le plus défavorable est au plus égal à 0,07 f_{cj}, ($\sigma_{cm} \leq 0{,}07\ f_{cj}$).

La pièce est dite comprimée dans le cas contraire.

σ_{cm} est la contrainte moyenne de compression dans une section sous l'effort normal de calcul, rapportée à la section nette de la section de béton ($\sigma_{cm} = \frac{N}{S}$).

6.2.1 Pièces comprimées

☞ *Il est fait application* ***du Guide AFPS 92 (section 6)*** *complétées par les spécifications des* ***Recommandations AFPS 90 Art. 11.43.***

a) Zones critiques (q > 1)

Les zones critiques de longueur Lc concernent la ou les extrémités encastrées.

Lc est la plus grande des dimensions :

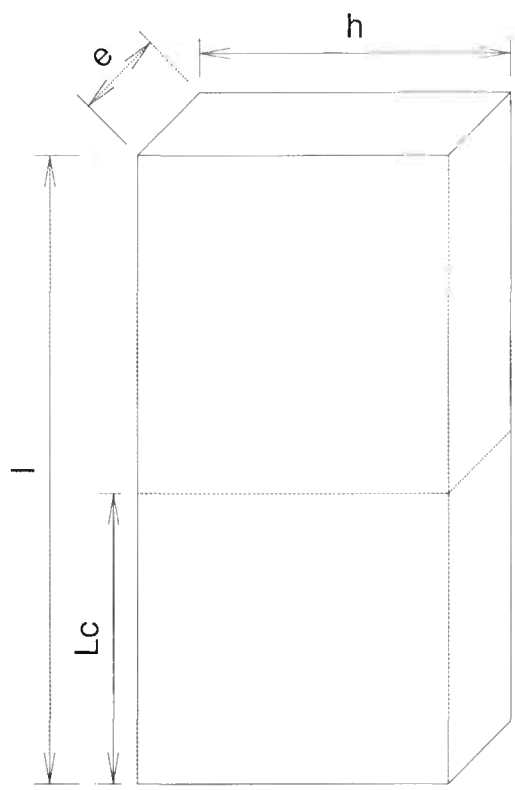
☞ **λ .h avec λ = (2 + l / h) / 3 et λ borné par $1 \leq \lambda \leq 2$**

l est la longueur de l'élément.

h est la hauteur maximale de la section transversale.

☞ **la longueur sur laquelle le moment est compris entre 0,8 M_{max} et M_{max}**

SCHEMA N°4



b) Ferraillage longitudinal

Le pourcentage géométrique des barres longitudinales doit respecter la condition de non fragilité en flexion composée tout en restant compris dans les fourchettes admissibles données ci-dessous :

- Hors zone de recouvrement

  - Les Règles du Guide AFPS 92 art. 6.3.3. donnent au minimum 0,5%.

  - La norme NFP 06-013 (Règles PS 92) art.11.3.5.2 donne 1% < ρ_g < 5%

  (avec ρ_g pourcentage géométrique des barres longitudinales)

  - Les Recommandations AFPS 90 art. 11.432.1 donnent 1% < ρ_g < 4,5% et 1% < ρ_g < 3% si fe > 400 MPa.

  (avec ρ_g pourcentage géométrique des barres longitudinales)

Le pourcentage géométrique ρ_g doit être compris dans les limites de :

$0,5\% \leq \rho_g < 3\%$ avec $\rho_g = A / B$

A section d'acier.

B section totale du béton.

Remarque :

Par la suite, dans certains paragraphes, on pourra faire intervenir le pourcentage volumétrique ρ_v.

- Zone de recouvrement

  Dans les zones de recouvrement le rapport ρ doit être inférieur ou égal à 6%.

Tableau récapitulatif pour le ferraillage longitudinal

	Hors zone de recouvrement		Zone de recouvrement
	% minimum	% maximum	% maximum
Règles du guide AFPS 92	0,5		
Normes PS 92	1	5	
Recommandations AFPS 90	1	4,5 (fe 400) 3 (fe>400 MPa)	6
Présent guide	**0,5**	**3**	**6**

- Espacement

  L'espacement des barres longitudinales ne doit pas excéder 250 mm.

Remarque :

Pour les fûts circulaires, un chemisage métallique est recommandé. Toutefois, ce dernier ne doit pas être pris en compte en tant que ferraillage longitudinal dans les calculs.

c) Ferraillage transversal

☞ *Règles du guide AFPS 92 art.6.3.4.*

- Section courante

  Il y a lieu de satisfaire la condition :

  Espacement maximal = Min [$12\Phi_L$; b ; 200 mm].

  b est le petit côté du rectangle circonscrit.

  Φ_L : diamètre des armatures longitudinales

- Zone critique (q > 1) :

  En zone critique, le pourcentage de ces armatures transversales ne doit pas descendre au-dessous de 0,5 % par direction.

  De plus, il y a lieu de respecter la condition :

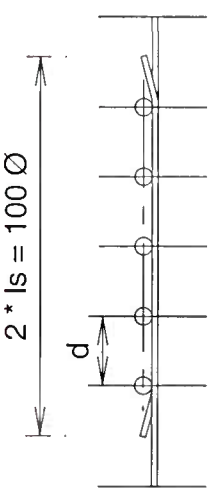
  Espacement maximal = Min [8 Φ_L ; 0,5b ; 200 mm].

  b et Φ_L ont la même définition qu'en section courante.

d) Ancrage et tenue des barres du ferraillage longitudinal

Les barres longitudinales doivent respecter les dispositions suivantes :

SCHEMA N°5



Les recouvrements de barres dans la zone critique (q > 1) sont interdits. Dans l'impossibilité pratique d'une telle disposition, les longueurs de recouvrement sont doublées (en moyenne 2 * 1,3 ls = 100 Φ) et les aciers transversaux sont majorés pour respecter la règle des coutures dans la zone de recouvrement.

6.2.2 Pièces fléchies

☞ *Il est fait application des Recommandations AFPS 90 (Chapitre 11, article 11.42).*

Le niveau de ductilité III est affecté aux pièces dont le coefficient de comportement est supérieur à 3, et le niveau de ductilité II, aux pièces dont le coefficient de comportement doit être inférieur à 3. Pour les ouvrages dépendant du domaine ferroviaire, de classe C, on retient les niveaux II ou III.

a) Zones critiques ($q > 1$)

Sont définies comme telles :

- Les parties d'élément dans lequel le calcul conduit à disposer des armatures de compression.
- Les régions d'extrémité, autres que les extrémités libres, sur une longueur lc (longueur critique) à compter du nu des appuis et égale à 1,5 fois la hauteur utile.
- Les régions de longueur l_c, comme ci-dessus situées, de part et d'autre des sections dans lesquelles peuvent se former des rotules plastiques.

b) Armatures longitudinales

Le pourcentage géométrique ρ_g des armatures disposées sur une zone tendue (hors zone de recouvrement) doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$\rho_g \text{ (mini)} = 1{,}4 / fe$$

$$\rho_g \text{ (maxi)} = \min [7 / fe ; 0{,}02]$$

fe désigne la limite d'élasticité garantie des aciers exprimés en MPa.

Pour des aciers :

- FeE 400 $0{,}35\ \% < \rho_g < 1{,}75\ \%$
- FeE 500 $0{,}28\ \% < \rho_g < 1{,}40\ \%$

Dans les régions critiques, la section des armatures comprimées doit être au moins égale à la moitié de celles des armatures tendues.

c) Armatures d'effort tranchant

- Espacement des armatures d'effort tranchant.

  Uniquement en zones critiques, l'espacement maximum des armatures d'effort tranchant devra satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Min } [24\Phi_T ; 8\,\Phi_L ; 0{,}25\ d]$$

avec : d : hauteur utile,

Φ_L : diamètre des armatures longitudinales,

Φ_T : diamètre des armatures transversales.

- Section minimale des armatures d'effort tranchant

  Si l'on désigne par A_T la section du brin ou des brins d'une armature transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section A_L, on doit avoir :

  - uniquement en zones critiques.

  ☞ *Recommandations AFPS 92 art. 11.423.*

$$A_T \geq \frac{A_L}{16}\frac{fe_L}{fe_T} \times \frac{St\ (mm)}{100} \quad \Rightarrow \quad \frac{A_T}{St\ (m)} \geq \frac{A_L}{1{,}6} \times \frac{fe_L}{fe_T}$$

Expression dans laquelle :

- St représente l'espacement des armatures en mm ou en m,
- A_L est la section totale des armatures longitudinales,
- fe_L, fe_T caractéristiques de l'acier des armatures longitudinales et transversales.

6.3 APPLICATION AUX ELEMENTS STRUCTURAUX OU TYPES DE STRUCTURES

6.3.1 Fûts des piles ou des culées

a) Dispositions constructives dans le cas de fûts calculés avec un coefficient de comportement q = 1

- Armatures longitudinales

Les fûts doivent comporter au moins le pourcentage minimum de ferraillage requis suivant :

- 1,4/fe, soit 0,28% pour une nuance d'acier FeE 500 et 0,35% pour une nuance d'acier FeE 400, disposé sur chaque face tendue, avec un pourcentage total pour la section supérieur à 0,5%. Dans le cas où la surface décomprimée intéresse plusieurs faces, on peut intégrer l'ensemble des armatures tendues pour la détermination du pourcentage minimum.

- L'espacement des barres longitudinales doit être inférieur à 250 mm.

Le pourcentage maximal des armatures est de 3% hors zone de recouvrement et 6% dans les zones de recouvrement.

- Armatures transversales

Chaque barre (ou groupe de barres) du ferraillage longitudinal doit être maintenue au moins un lit sur deux par des armatures transversales qui s'opposent au flambement vers l'extérieur. Dans le cas de fûts circulaires de diamètre inférieur à 1,50 m, il est loisible de considérer que le maintien des armatures filantes est assuré par la courbure des armatures transversales sur la face tendue.

L'espacement maximum entre 2 cours d'armatures est de :

$$\text{Min}\ [12\Phi_L\ ;\ b\ ;\ 200\ \text{mm}]$$

où : Φ_L : diamètre des armatures longitudinales.

b : plus petit côté du rectangle circonscrit.

b) Définition des zones critiques dans le cas de fûts calculés avec q > 1

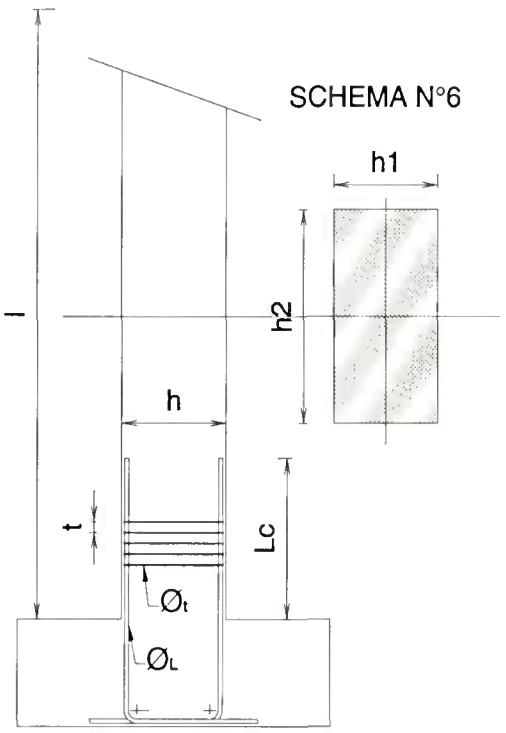
La longueur de la zone critique Lc définie par les règles du Guide AFPS 92 est la plus grande des dimensions suivantes :

- $\lambda.h$ avec $\lambda = (2 + l / h) / 3$ et λ borné par $1 \leq \lambda \leq 2$.

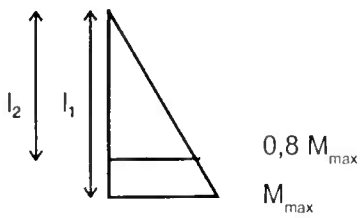
  l est la longueur de l'élément.

  h est la hauteur de la section transversale parallèle à l'orientation de l'action sismique.

- la longueur sur laquelle le moment est compris entre 0,8 M_{max} et M_{max}



$Lc = \max (\lambda.h ; l_1 - l_2)$



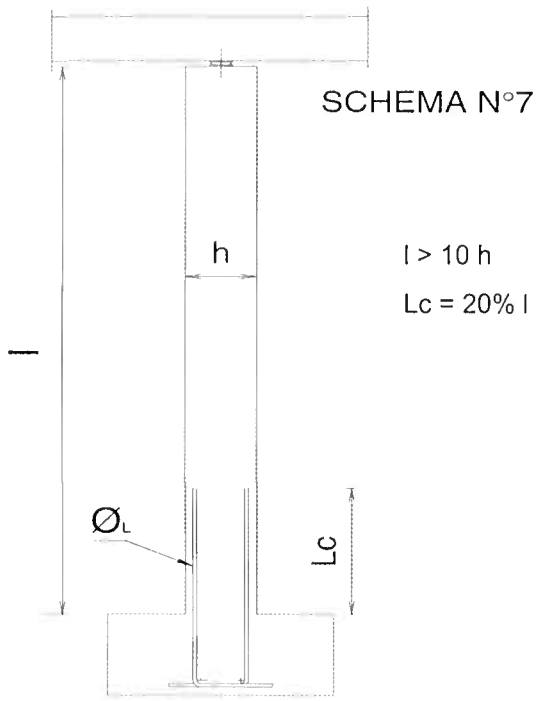
Action sismique parallèle à l'axe de l'ouvrage, h = h1

Action sismique perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage, h = h2

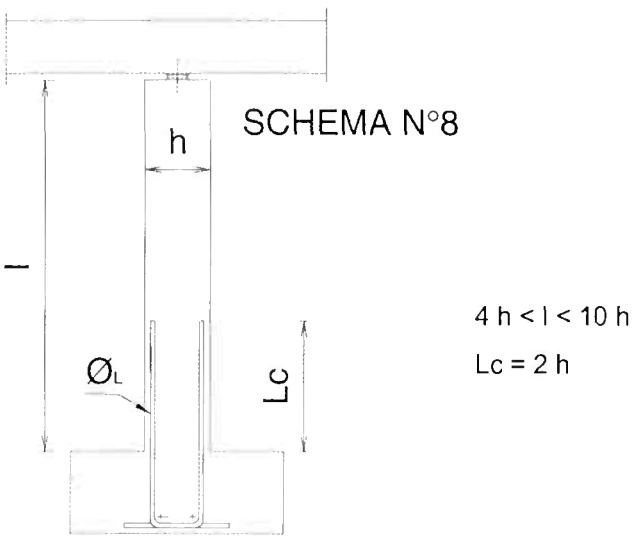
- **Fût non encastré en tête mais encastré en pied**

La zone critique est située en pied du fût et a pour longueur :

- 20% de la longueur l du fût si cette longueur est supérieure à 10 fois la hauteur h de la section.

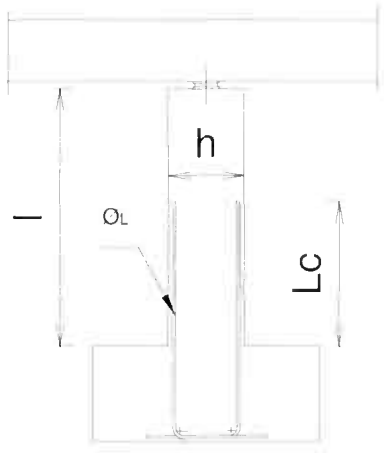


- 2 fois la hauteur du fût h si la longueur l du fût est comprise entre 4h et 10h.



- (2h+l) / 3, si la largeur l du fût est supérieure à la hauteur h de la section mais inférieure à 4h.

SCHEMA N°9



2 h < l < 4 h

Lc = (2 h + l) / 3

Remarque importante :

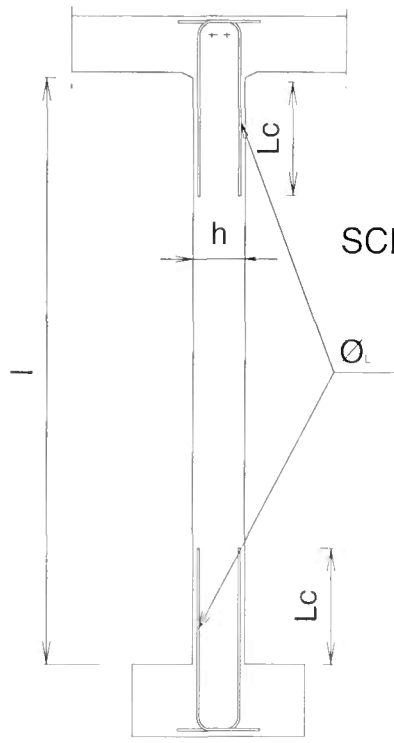
Pour les faibles élancements, la résistance au cisaillement peut remettre en cause la possibilité de fonctionnement en rotule plastique.

- Si la longueur du fût est inférieure à 2 h, le fonctionnement en rotule plastique n'est pas envisageable (q=1).

- **Fût encastré en tête et en pied**

Il existe 2 zones critiques, une zone en tête et une zone en pied du fût. Chacune de ces zones a une longueur égale à :

- 10% de la longueur l du fût si cette longueur est supérieure à 20 fois la hauteur h de la section transversale.



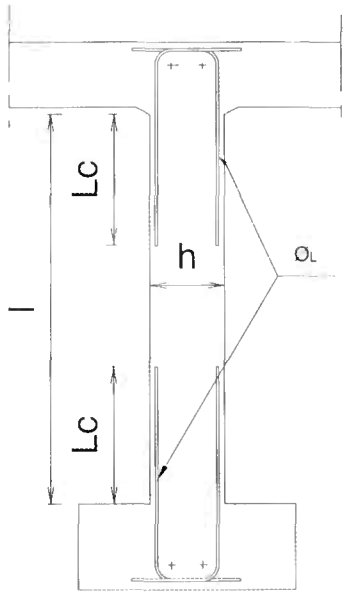
SCHEMA N°10

l > 20 h

Lc = 10% l

- 2 fois la hauteur h du fût si la longueur l du fût est comprise entre 4h et 20h.

SCHEMA N°11



4 h < l < 20 h

Lc = 2 h

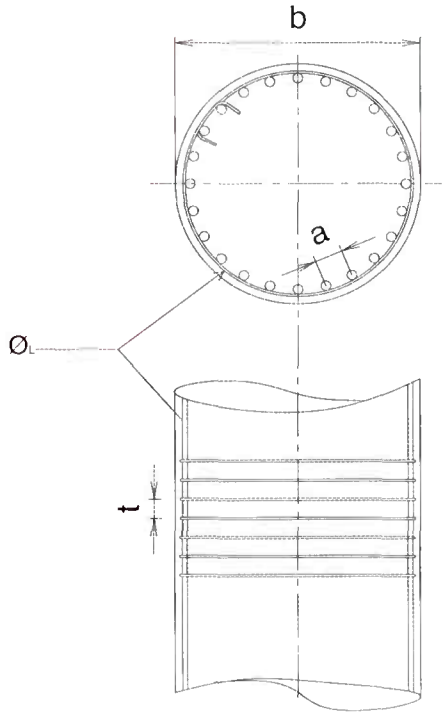
Remarque importante :

Pour les faibles élancements, la résistance au cisaillement peut remettre en cause la possibilité de fonctionnement en rotule plastique.

- Si la longueur l du fût est inférieur à 4 h, le fonctionnement en rotule plastique n'est pas envisageable (q=1).

c) Dispositions constructives dans le cas de fûts calculés avec un coefficient de comportement q > 1

SCHEMA N°12



- espacement entre armatures longitudinales :

a < 250 mm

- espacement des armatures transversales :

Section courante : $t < \min. \begin{cases} 12\Phi_L \\ b \\ 200 \text{ mm} \end{cases}$

Section critique : $t < \min. \begin{cases} 8\Phi_L \\ 0.5b \\ 200 \text{ mm} \end{cases}$

- Ferraillage en zone courante :

En zone courante la conception du ferraillage est identique à celle décrite précédemment pour q = 1.

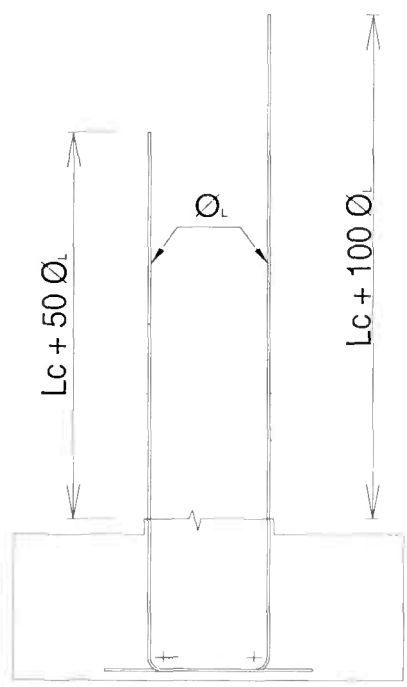
- Ferraillage en zone critique :

☞ Armatures longitudinales

En complément des dispositions adoptées en zones courantes, les recouvrements de barres dans la zone critique sont a priori interdits.

Cette disposition nécessite de poursuivre les armatures en attente des semelles de fondation sur une hauteur égale à la hauteur critique, augmentée de la longueur de recouvrement de 50 Φ. En pratique, les aciers sont arrêtés en 2 paquets, Lc + 50 Φ pour la moitié des armatures et Lc + 100 Φ pour l'autre moitié (schéma N°13 A). Cette prescription engendre des sujétions spéciales pour assurer le maintien de ces armatures en attente de longueur importante.

SCHEMA N°13 A

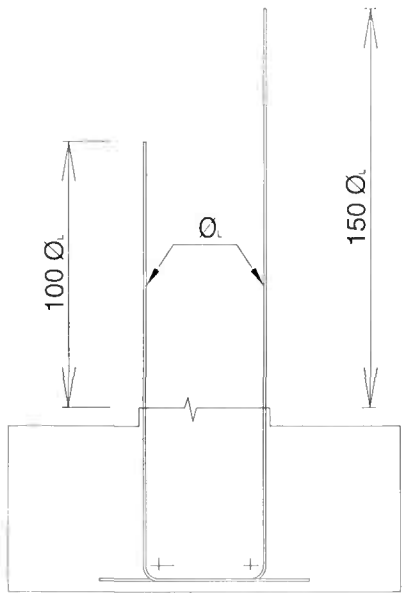


Recouvrement hors zone critique

Si les sujétions de chantier rendent impossibles la suppression des recouvrements en zone critique, alors les longueurs de recouvrement sont doublées (100 Φ) et les aciers transversaux sont majorés pour respecter la règle des coutures dans la zone de recouvrement.

Dans ce cas, bien que les longueurs de recouvrement soient de 100 Φ, l'alternance des recouvrements des attentes peut se faire avec une longueur de 50 Φ (schéma N°13 B).

SCHEMA N°13 B



Recouvrement en zone critique

Cette disposition ne peut toutefois être retenue que si des études spécifiques sont conduites pour valider la cohérence entre la prise en compte d'une rotule plastique et la présence des recouvrements qui tendent à doubler la section d'armatures dans la zone critique.

Aucune spécification particulière concernant les dispositifs spéciaux de raboutage (manchons, soudures) n'existe dans les textes de référence. On ne pourra y avoir recours qu'après des études et essais spécifiques.

☞ Armatures transversales

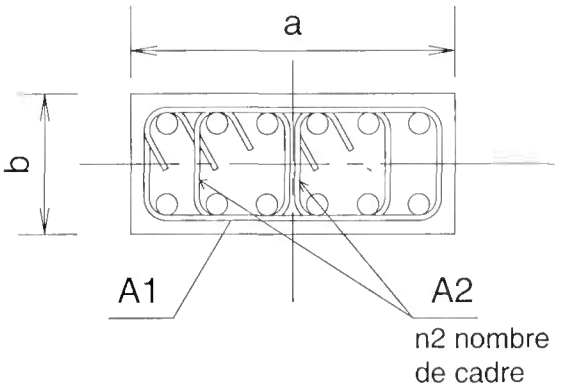
Le pourcentage des armatures transversales ne doit pas être inférieur à 0,5% par direction et doit respecter l'espacement maximum :

$$\text{Min } [8\Phi_L \,;\, 0{,}5\ b \,;\, 200 \text{ mm}]$$

Elles doivent être disposées de telle sorte que tous les lits maintiennent chaque barre ou groupe de barres du ferraillage longitudinal et s'opposent à son flambement vers l'extérieur.

Il convient de noter que si une armature transversale est sollicitée en compression pour assurer le maintien d'une armature longitudinale vers l'extérieur, alors elle ne peut pas être considérée comme efficace vis-à-vis du maintien du filant. C'est le cas notamment des cerces internes d'un fût creux. Dans un tel cas, les armatures longitudinales internes devront être maintenues par des cadres les reliant aux filants extérieurs (voir schéma N°14B).

SCHEMA N°14A



Dans le cas du schéma N°14A, le respect des pourcentages minimums conduit aux deux conditions suivantes :

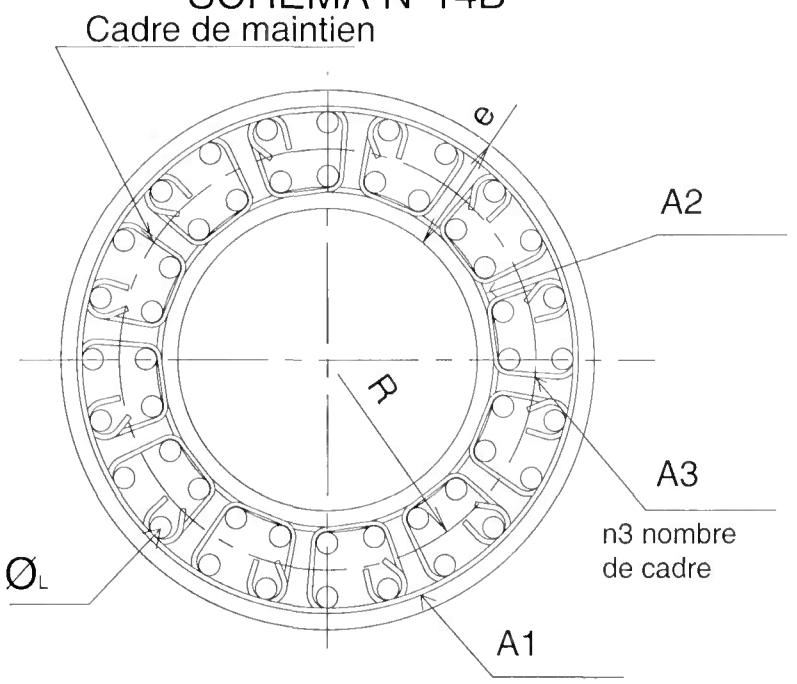
$$\frac{2 * A_1}{St_1} \geq 0.5\% * b$$

$$\frac{2 * A_1}{St_1} + \frac{2 * n_2 * A_2}{St_2} \geq 0.5\% * a$$

(avec n_2 le nombre de cadres de section A_2)

Dans le cas du schéma N°14B, les cerces extérieures s'opposent au flambement des armatures filantes extérieures.

SCHEMA N°14B



Les cadres reliant les armatures filantes intérieures aux armatures filantes extérieures s'opposent au flambement des armatures filantes intérieures. Ils sont de diamètre 10 ou 12 mm.

Les cerces intérieures pourront être prises en compte dans le confinement sous réserve qu'elles soient ligaturées ou soudées avec les cadres.

Le respect des pourcentages minimums conduit aux deux conditions suivantes :

$$\frac{A_1}{St_1} + \frac{A_2}{St_2} \geq 0.5\% * e$$

$$\frac{2 * n_3 * A_3}{St_3} \geq 0.5\% * 2 * \pi * R$$

Avec n_3 le nombre de cadres de section A_3

De façon générale, si une armature transversale n'est pas capable de s'opposer au flambement d'une armature longitudinale il est nécessaire de prévoir des cadres de maintien complémentaires. Ces cadres de maintien sont situés au même niveau que les armatures principales. Ils doivent respecter les prescriptions définies au chapitre 6.2.2.c.

6.3.2 Semelles superficielles

a) Armatures de flexion

Les armatures inférieures sollicitées en traction doivent représenter au moins le pourcentage minimum de 1,4/fe (0,28% pour une nuance d'acier FeE 500 et 0,35% pour une nuance d'acier FeE 400).

Le ferraillage minimum sur la face comprimée (armatures supérieures) sera égal à la moitié de ces valeurs (0,14% pour le FeE 500 et 0,175% pour le FeE 400).

Aucune disposition particulière n'est requise pour les faces latérales en zone sismique. Elles seront ferraillées conformément aux règles de l'art (BAEL 91).

b) Armatures de cisaillement

Des cadres calculés au minimum pour reprendre un cisaillement τu égal à 0,4 MPa sont disposés dans un maillage d'espacement maximal de 40 cm de façon à tenir chaque armature longitudinale au moins un lit sur deux.

6.3.3 Semelles sur pieux

L'attention est attirée sur les problèmes posés par l'ancrage des armatures des pieux en zone sismique. En effet, les pieux étant fortement ferraillés avec des armatures de diamètre important, il est nécessaire :

- soit d'augmenter la hauteur de la semelle pour permettre l'ancrage rectiligne à 50 Φ des armatures des pieux. A titre indicatif, une épaisseur minimale de semelle de 1,70 m permet de s'affranchir des problèmes d'ancrage des armatures de pieux ;

- soit de prévoir un crossage des armatures principales des pieux. Mais cette disposition engendre des sujétions de chantier importantes car elle empêche la préfabrication de la cage d'armature de la semelle ;

- soit de rajouter des équerres ou mieux, des cadres, permettant de compléter l'ancrage des armatures principales des pieux.

a) Armatures de flexion

Les nappes inférieures et supérieures sollicitées en traction doivent comporter au moins le pourcentage minimum de 1,4 / fe (soit 0,28 % pour une nuance d'acier FeE 500 et 0,35 % pour une nuance d'acier FeE 400, disposées sur la face tendue).

Pour les nappes peu ou pas sollicitées en traction, le pourcentage minimum pourra être égal à la moitié de ces valeurs.

b) Armatures de cisaillement

Comme pour le ferraillage des semelles superficielles, les cadres calculés au minimum pour reprendre un cisaillement τu égal à 0,4 MPa sont disposés dans un maillage d'espacement maximal de 40 cm de façon à tenir chaque armature longitudinale au moins un lit sur deux.

6.3.4 Chevêtres des piles ou culées

a) Dispositions générales

Les chevêtres en tête d'appui (culée ou pile) doivent comporter des surfaces planes (assises, platines, bossages, encuvements) convenablement ferraillées (frettes) et propres à recevoir des vérins de reprise ou des appareils d'appui temporaires. Leur usage normal est de permettre le remplacement des organes d'appui. Après séisme ayant entraîné des déplacements du tablier, ils doivent permettre de repositionner celui-ci. Leur dimension doit tenir compte du repos d'appui minimal.

b) Armatures de flexion

Les nappes sollicitées en traction doivent comporter au moins un pourcentage minimum égal à 1,4 / fe (0,28 % pour une nuance d'acier FeE 500 et 0,35 % pour une nuance d'acier FeE 400) disposées sur la face tendue.

Pour les chevêtres non fléchis sur voile, aucune disposition de ferraillage minimum, autre que les prescriptions du BAEL, n'est requise en zone sismique.

c) Armatures de cisaillement

Elles doivent être disposées pour maintenir au moins un lit sur deux, chaque barre ou groupe de barres du ferraillage longitudinal et s'opposer à son flambement vers l'extérieur. L'espacement maximum entre deux cours d'armatures est de 400 mm.

6.3.5 Portiques, cadres, dalots et murs de soutènement

En zone sismique, ces ouvrages sont calculés avec un coefficient de comportement q = 1.

En conséquence :

a) Armatures de flexion

Toutes ces pièces doivent comporter au moins le pourcentage minimum de ferraillage suivant :

- pour les pièces entièrement comprimées : 0,5 % de la section.

- pour les pièces partiellement en traction: 0,28 % pour une nuance d'acier FeE 500 et 0,35 % pour une nuance d'acier FeE 400, disposées sur la face tendue.

Ces dispositions ne s'appliquent pas aux sections courantes des traverses supérieures des ponts cadres (sections comptées à partir d'une distance du nu des piédroits égale à deux fois l'épaisseur de la traverse).

b) Armatures de cisaillement

Aucune disposition autre que les prescriptions du BAEL n'est requise en zone sismique.

Il est recommandé, quand même, de mettre en oeuvre des cadres et des étriers : au minimum 4 cadres ou 6 épingles par m^2 à disposer en quinconce.

6.3.6 Tabliers

Sauf conception particulière qui engendre la création de rotules plastiques dans le tablier, aucune disposition particulière autre que celles préconisées par le BAEL ou le BPEL ne sont requises en zone sismique dans les sections courantes des tabliers.

Il convient seulement de bien confiner et ferrailler les zones où des efforts locaux peuvent se développer. C'est le cas notamment des zones en contact avec les butées qui sont ferraillées pour permettre la diffusion des efforts de rupture des butées.

6.3.7 Fondations spéciales

☞ *Il est fait référence au chapitre 9 des règles PS 92.*

a) Remarques sur les zones critiques pour les fondations spéciales

Les normes PS 92 introduisent une notion de zone critique pour les fondations profondes qui ne correspond pas strictement avec la notion de zone critique dans laquelle des rotules plastiques sont susceptibles de se développer dans le cas de calculs avec un coefficient de comportement supérieur à 1.

Quel que soit le mode de calcul de l'ouvrage, les fondations ont toujours des zones critiques qui influencent les dispositions constructives et qui sont définies de la façon suivante :

- zone critique en partie supérieure de la fondation, à partir de l'encastrement sur la semelle sur une hauteur égale à 2,5 b (b est le diamètre du pieu dans le cas de fondation par pieux, ou l'épaisseur de la barrette dans le cas de fondation avec des barrettes) ;

- zone critique à la traversée d'une couche de sol dont les caractéristiques sont fortement diminuées par les actions sismiques (PS 92 § 9.3.2.1.b) : la longueur est égale à la hauteur de la couche de sol augmentée de 1,25 b de part et d'autre de la couche.

b) Pieux

Ils doivent être armés sur toute leur longueur de la manière indiquée ci-après.

☞ Armatures longitudinales.

Nombre minimal de barres : 6

Diamètre minimal : 12 mm

Recouvrement : 65 Φ

Section totale rapportée à la section nominale du pieu de diamètre D :

- minimum :	sol de type a ou b :	0,5 %	si	$D \leq 1{,}00$ m
		$0{,}5 / (D)^{1/2}$ %	si	$D \geq 1{,}00$ m
	sol de type c :	0,6 %	si	$D \leq 1{,}00$ m
		$0{,}6 / (D)^{1/2}$ %	si	$D \geq 1{,}00$ m

- maximum : 3 % (hors zone de recouvrement)

☞ Armatures transversales.

Elles doivent être composées de cerces répondant aux conditions ci-après.

Diamètre minimal : 10 mm

Pourcentage minimal en *volume* : 0,6 % en partie courante.

0,8 % en zone critique.

Espacement maximal de nu à nu des cerces :

s' = 12 fois le diamètre des barres en partie courante.

s' = 10 cm en zone critique.

☞ *Chapitre 9.322 des Règles PS 92.*

Dans le cas de la mise en œuvre d'une gaine métallique perdue, on peut prendre en compte la section de cette gaine pour calculer le pourcentage d'armatures transversales. La section de la gaine devra être diminuée en fonction de l'épaisseur sacrifié à la corrosion. De plus le pourcentage d'armatures transversales hors gaine ne peut être inférieur à la moitié de la valeur requise.

L'espacement des armatures est identique à celui des zones courantes.

c) Barrettes (schéma N°15)

Les prescriptions qui suivent concernent les éléments faisant partie d'un ensemble comportant des barrettes placées orthogonalement (ou dans des directions convenables) et constituant un système complet de fondations.

Les barrettes isolées plates dont les déformations latérales ne sont pas limitées par leur disposition d'ensemble, doivent être armées en suivant les mêmes prescriptions que celles édictées pour les pieux de section circulaire. Dans ce cas, on entend par «diamètre», l'épaisseur nominale des barrettes.

Les barrettes doivent être armées sur chacune de leurs grandes faces d'un quadrillage d'armatures horizontales et verticales à espacement maximal de 35 cm.

La section totale des armatures verticales doit être supérieure à 0,5 % de la section horizontale des barrettes lorsque celle-ci est inférieure à 1 m^2, et à 0,25 % de cette section, lorsque celle-ci est supérieure à 2 m^2 ; elle doit être au moins égale à 50 cm^2 dans les cas intermédiaires. Dans tous les cas, elle ne doit pas excéder 3 %.

☞ *AFPS 90 art. 9.323*

Les armatures horizontales doivent être disposées de façon à assurer leur participation à la résistance aux efforts tranchants agissant suivant la grande dimension horizontale de la barrette et s'opposer au flambement des armatures verticales disposées sur les petites faces ; à défaut, elles doivent être complétées par une armature appropriée.

Les deux nappes doivent être reliées par des armatures transversales susceptibles, entre autres fonctions, de s'opposer au flambement des armatures comprimées.

La section des armatures horizontales doit être au moins égale à 0,1 % de la section verticale transversale des barrettes.

Les armatures transversales doivent représenter un pourcentage d'au moins 0,1 % de la section verticale longitudinale des barrettes.

$$n\pi\frac{\Phi_L^2}{4} \geq 0,5\%\ S \quad \text{si} \quad S \leq 1,00\ m^2$$
$$S = (B - e)\times e + \pi\, e^2 / 4$$

$$n\pi\frac{\Phi_L^2}{4} \geq 50\ cm^2 \quad \text{si} \quad 1,00\ m^2 \leq S \leq 2,00\ m^2$$

$$n\pi\frac{\Phi_L^2}{4} \geq 0,25\%\ S \quad \text{si} \quad S \geq 2,00\ m^2$$

Et dans tous les cas, pour tout S $\quad n\pi\frac{\Phi_L^2}{4} \leq 3\%\ S$

Soit H la hauteur de la barrette :

Section totale $\Phi_{t1} \geq 0,1\%$ e.H

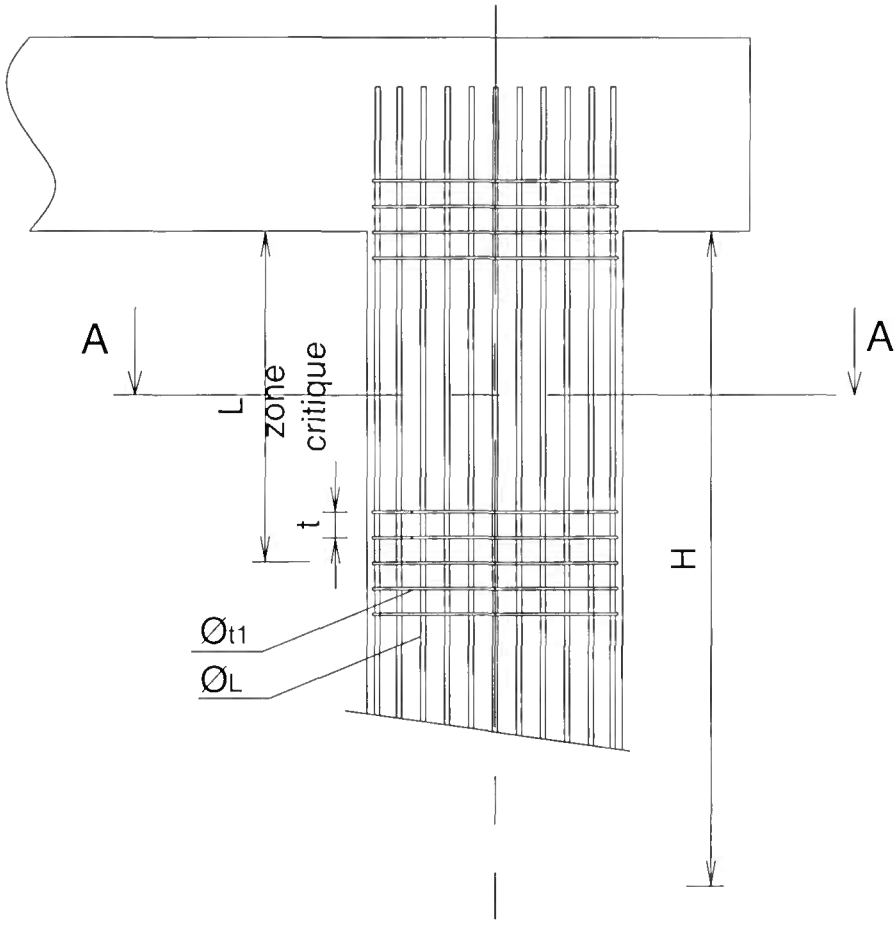
$\Phi_{t2} \geq 0,1\%$ B.H

Φ_{t1} : armatures transversales sens de B.

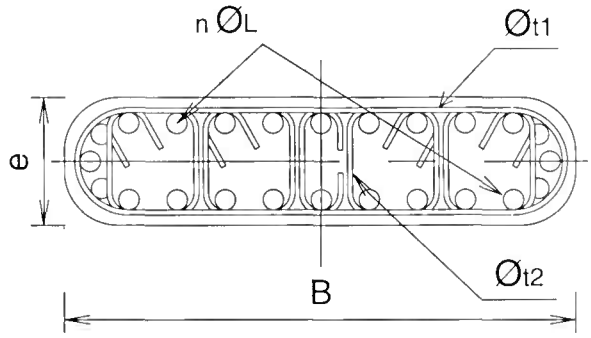
Φ_{t2} : armatures transversales sens de e.

Parties d'ouvrage	Armatures longitudinales Section totale AL	Armatures transversales

SCHEMA N°15



Coupe AA



6.3.8 Tableau récapitulatif

Parties d'ouvrage		Armatures longitudinales						Armatures transversales			
		Section totale AL	Section sur les faces tendues		Espacement tL	Recouvrement Lr longueur de recouvrement	Diamètre des armatures φL	Dispositions constructives	Section totale At	Ecartement tT	Diamètre des armatures φT
			Fe E 400	Fe E 500							
Piles Piles-culées Culées (ratio indicatif 150 kg/m3 hors zones critiques)	Toute zone quelque soit q	≥ 0,5% S	≥ 0,35% S	≥ 0,28 % S	≤ 250 mm		≥ 10 mm	Chaque lit maintient toutes les armatures longitudinales dans les deux directions			≥ 10 mm
	Hors zone de recouvrement quelque soit q	≤ 3% S									
	Dans les zones de recouvrement quelque soit q	≤ 6% S									
	q = 1 Toutes les zones					Lr≥50φL ; Décalage recouvrements 50φL				≤ Minimum de [12φL ; b ; 200 mm]	
	q >1 Zones courantes					Lr≥50φL ; Décalage des recouvrements d'au moins 50φL				≤ Minimum de [12φL ; b ; 200 mm]	
	q > 1 Zones critiques					**Recouvrements interdits** sinon Lr≥100φL ; Décalage recouvrements 50φL			≥ 0,5% dans les deux directions	≤ Minimum de [8φL; 0,5 b; 200 mm]	
Semelles superficielles (ratio indicatif 135 kg/m3)	Toute zone quelque soit q	≤ 3% S	≥ 0,35% S	≥ 0,28 % S		Lr≥50φL	≥ 10 mm	Sur un ou deux lits, maintient de toutes les armatures longitudinales dans les deux directions	La section minimale doit reprendre un cisaillement de 0,4 MPa	≤ 400 mm	≥ 10 mm
	nappes armatures longitudinales supérieures comprimées	≥ 0,175% S en Fe E 400 ≥ 0,14% S en Fe E 500									
Semelles sur pieux (ratio indicatif 135 kg/m3)	Toute zone quelque soit q	≤ 3% S	≥ 0,35% S	≥ 0,28 % S		Lr≥50φL	≥ 10 mm	Sur un ou deux lits, maintient de toutes les armatures longitudinales dans les deux directions	La section minimale doit reprendre un cisaillement de 0,4 MPa	≤ 400 mm	≥ 10 mm
	nappes peu ou non tendues	≥ 0,175% S en Fe E 400 ≥ 0,14% S en Fe E 500									

Parties d'ouvrage		Armatures longitudinales						Armatures transversales			
		Section totale AL	Section sur les faces tendues		Espacement tL	Recouvrement Lr longueur de recouvrement	Diamètre des armatures ϕL	Dispositions constructives	Section totale At	Ecartement tT	Diamètre des armatures ϕT
			Fe E 400	Fe E 500							
Chevêtres Piles Culées superficielles	Toute zone quelque soit q	≤ 3% S	≥ 0,35% S	≥ 0,28 % S		Lr≥50ϕL	≥ 10 mm	Sur un ou deux lits, maintient de toutes les armatures longitudinales dans les deux directions	La section minimale doit reprendre un cisaillement de 0,4 MPa	≤ 400 mm	≥ 10 mm
(ratio indicatif 125 kg/m3)	nappes peu ou non tendues	≥ 0,175% S en Fe E 400 ≥ 0,14% S en Fe E 500									
Portiques Cadres Dalots Murs de soutènement sauf traverse supérieure des cadres	Toute zone quelque soit q	≤ 3% S	≥ 0,35% S	S≥ 0,28% S		Lr≥50ϕL	≥ 10 mm			≤ 400 mm	≥ 10 mm
	zones entièrement comprimées	≥ 0, 5% S									
Tablier	BAEL BPEL	Confiner et ferrailler les zones d'action des efforts locaux									

Parties d'ouvrage		Armatures longitudinales			Armatures transversales		
		Section totale AL	Recouvrement Lr longueur de recouvrement	Diamètre des armatures ϕL	Section totale At	Ecartement tT	Diamètre des armatures ϕT
Fondations spéciales Pieux D : diamètre pieu S : section pieu (ratio indicatif 140 kg/m3)	Toute zone quelque soit q	nombre de 50ϕL ≥6 sol a ou b si D≤1,00 m on a ≥ 0,5%S et si D≥1,00 m on a ≥ 0,5% / $D^{1/2}$ sol c si D≤1,00 m on a ≥ 0,6% S et si D≥1,00 m on a ≥ 0,5% / $S^{1/2}$	Lr ≥ 65ϕL	≥ 12 mm			≥ 10 mm
	Dans tous les cas	≤ 3%.S					
	Zone courante				≥ 0,6% volume	≤ 12ϕL	
	Zone critique				≥ 0,8% volume	≤ 100 mm	
Barettes D : épaisseur nominale S : section	Toute zone quelque soit q	si S≤1,00 m^2 on a ≥ 0,5% S si S≤2,00 m^2 on a ≥ 0,25% S et si 1m^2≤S≤2 m^2 on a S ≥50 cm^2	Lr≥65ϕL	≥ 10 mm			≥ 10 mm
	dans tous les cas	≤ 3%.S					

7 EXEMPLE DE DIMENSIONNEMENT D'UN PONT DALLE EN ZONE SISMIQUE

L'ouvrage étudié est un pont dalle à trois travées.

Le plan de ce chapitre est le suivant :

[7.1] Présentation des caractéristiques géométriques et matérielles de l'ouvrage et récapitulatif des résultats de l'étude sous charges de service.

[7.2] Dimensionnement des appareils d'appui vis-à-vis des charges de service et des charges sismiques, et détermination des efforts sismiques transmis aux appuis.

[7.3] Dimensionnement du ferraillage des piles.

[7.4] Stabilité et dimensionnement du ferraillage des fondations (cas d'une fondation superficielle).

[7.5] Stabilité et dimensionnement du ferraillage des fondations (cas d'une fondation profonde).

[7.4] Stabilité et dimensionnement du ferraillage des culées.

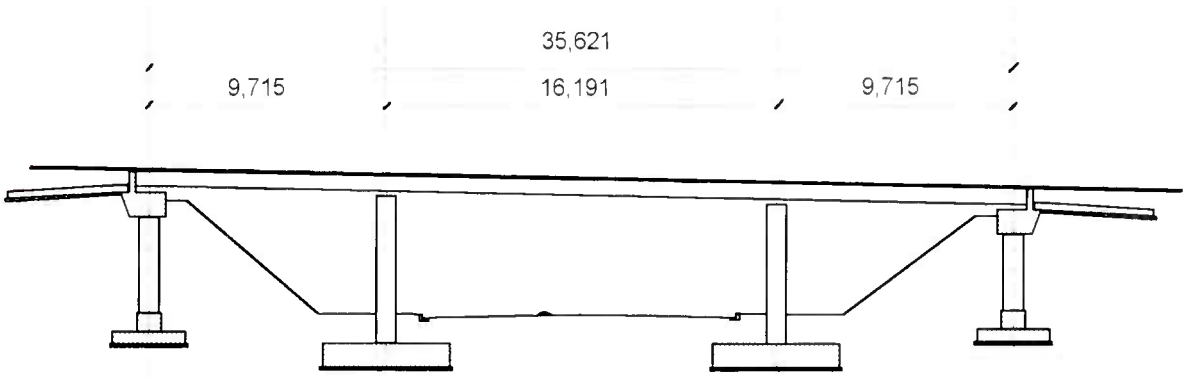
[7.5] Etude d'un mur garde-grève fusible.

NB : Les références aux différentes parties de ce guide sont indiquées entre crochets [ ].

7.1 DONNÉES GÉNÉRALES

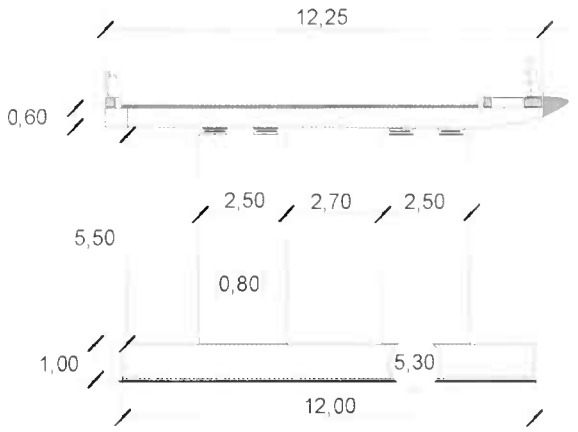
7.1.1 Présentation de l'ouvrage

La travée centrale a une portée de 16,191 m, et le rapport travée de rive (9,715 m) sur travée centrale est de 0,6. L'ouvrage a donc une longueur totale de 35,620 m.



Les piles sont constituées de deux fûts de 2,50 m de long, de 0,80 m d'épaisseur et de 5,50 m de haut, et espacés de 2,70 m.

La dalle mesure 12,25 m de large pour 0,60 m d'épaisseur (S = 7,35 m²) et repose sur chaque appui par l'intermédiaire de 4 appareils d'appui en caoutchouc fretté.



Le profil en travers est constitué d'un trottoir à gauche de 0,45 m (longrine supportant la glissière), d'une bande dérasée gauche de 0,50 m, d'une chaussée de 9,55 m, et d'un trottoir à droite de 1,75 m.

7.1.2 Principes de conception parasismique

Le tablier repose sur ses piles et culées par l'intermédiaire de 16 appareils d'appui en caoutchouc fretté. Pour éviter que le tablier ne se déplace transversalement et ne cause des désordres sur les équipements au niveau des culées, des butées transversales de blocage sont placées sur culées.

Le mur garde-grève est dimensionné pour être fusible et permettre ainsi au tablier de se déplacer librement sans transmettre d'effort important aux fondations des culées.

L'ouvrage est dimensionné pour rester élastique sous séisme (on prendra q=1).

Les appareils d'appui sont dimensionnés sans aucune majoration des sollicitations suivant le cas b [4.4.2].

Les repos d'appui longitudinaux sur culées sont dimensionnés à partir du déplacement admissible du tablier de l'ouvrage [4.4.5.2].

7.1.3 Préambule concernant les unités

Les unités à utiliser dans le cas de calculs sismiques sont impérativement celles du système international (SI) :

les longueurs	en	mètre :	m
les forces	en	Newton :	N
les masses	en	kilogramme :	kg
les contraintes	en	Pascal :	Pa
les angles	en	radian :	rad
les accélérations	en	mètre par seconde carré :	m / s^2
les raideurs	en	Newton par mètre :	N / m
	ou en	Newton mètre par radian :	N.m / rad

7.1.4 Caractéristiques des matériaux de l'exemple

a) Tablier

Béton : ρ = 2 500 kg/m^3, f_{cj} = 25 MPa

Acier : f_e = 500 MPa

b) Piles

Béton : ρ = 2 500 kg/m^3, f_{cj} = 25 MPa, E = 32 000 MPa

Acier : f_e = 500 MPa

c) Pieux

Béton : f_{cj} = 25 MPa, E = 32 000 MPa

Acier : f_e = 500 MPa

d) Appareils d'appui

Caoutchouc : G = 1,2 MPa sous séisme
G = 0,9 MPa sous charges de service

e) Terrain

ρ = 2,0 t/m^3

sable sur 14 m : p_{le} = 1 MPa

rocher : p_{le} = 3 MPa

7.1.5 Chargements statiques

a) Le poids propre du tablier

Afin de tenir compte à la fois du poids propre de la dalle (18 375 kg/ml) et du poids des équipements (4 700 kg/ml), la masse volumique du tablier est prise égale à 3 139 kg/m^2, soit une masse linéique de 23 075 kg/ml, ou encore, une masse totale de 822 000 kg.

b) Les surcharges d'exploitation

L'ouvrage relève de la classe 1 du titre II du fascicule 61.

Les charges réglementaires prises en compte sont les surcharges A(l), Bc, Bt, ainsi qu'une surcharge générale de trottoirs de 150 kg / m^2, soit 1,5 kN/m^2.

On prend aussi en compte le freinage de Bc.

c) Le retrait et le fluage

Le raccourcissement relatif du tablier est pris égal à 3,7 . 10^{-4} (calcul PSIDP).

d) La variation uniforme de température

Le coefficient de dilatation thermique est égal à 10^{-5} °C^{-1}.

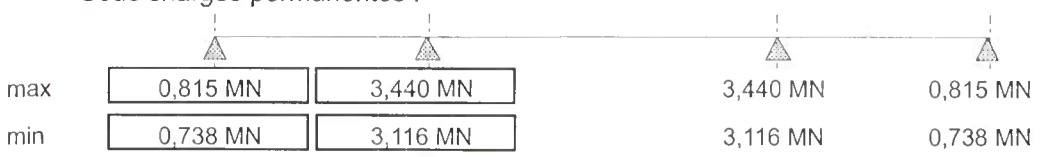
La variation de température prise en compte est de -40°C / +30°C.

7.1.6 Résultats de l'étude sous charges de service

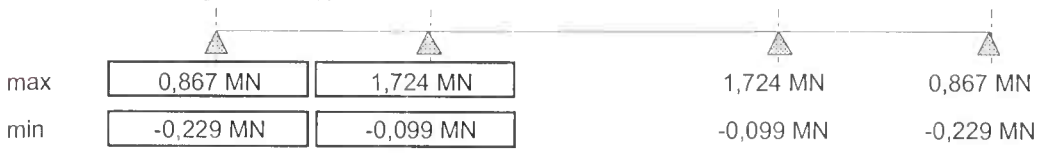
L'ouvrage a été vérifié à l'aide du logiciel PSIDP du SETRA, lequel a donné les résultats suivants :

a) Réactions d'appui

- Sous charges permanentes :

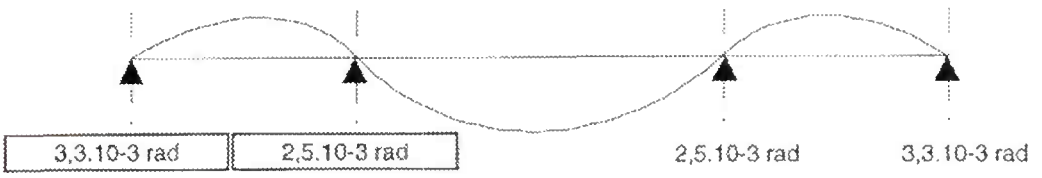


- Sous chargement A(l) :

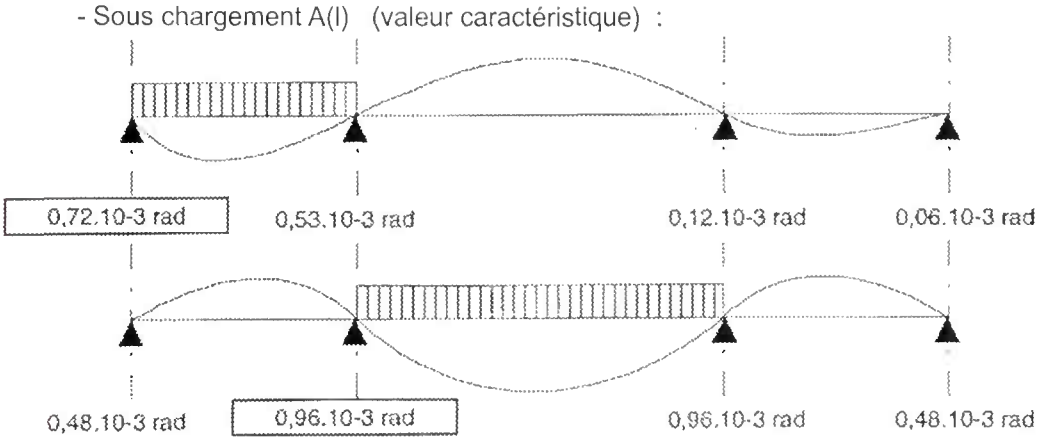


b) Rotations sur appuis

- Sous charges permanentes + précontrainte + fluage :



- Sous chargement A(l) (valeur caractéristique) :



7.1.7 Détermination des actions sismiques

a) Accélération nominale [4.1.1]

L'ouvrage est de classe C et se situe en zone II.

L'accélération nominale est définie par l'arrêté du 15 septembre 1995 [4.1.1] en fonction de la zone et de la classe de l'ouvrage et vaut 3,0 m/s² dans le cas présent.

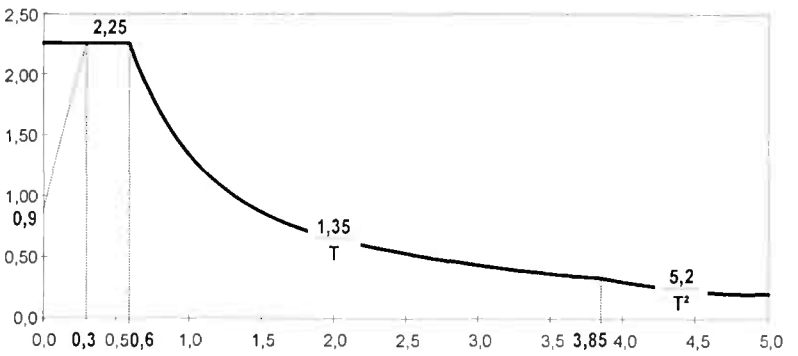
b) Site [4.1.5]

D'après le rapport géologique du projet, nous sommes en présence de graves sableuses (sol du groupe b) sur une épaisseur de 21 m (comprise entre 15 m et 50 m), l'ouvrage se situe donc sur un site S2.

c) Spectre de réponse élastique [4.1.3]

Le spectre de réponse élastique réglementaire est défini à partir du site sur lequel se situe l'ouvrage. Comme conseillé dans le présent guide, le plateau du spectre est prolongé jusqu'à l'origine. Le spectre de calcul normalisé (a_N=1) à utiliser est donc celui représenté sur le graphe ci-dessous.

Ce spectre est multiplié par l'accélération nominale (3,0 m/s²) pour les composantes horizontales du séisme et par 0,7 fois l'accélération nominale (2,1 m/s²) pour la composante verticale.



Spectre horizontal de calcul normalisé

d) Coefficient de comportement

Les calculs sont effectués dans le domaine élastique ; aucun coefficient de comportement n'est pris en compte (q=1).

7.2 DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUI

7.2.1 Prédimensionnement des appareils d'appui

a) Prédimensionnement vis-à-vis des charges de service

Le programme PSIDP nous indique que les appareils d'appui doivent avoir une section équivalente de 0,0625 m² (0,250 x 0,250) sur les culées et de 0,1200 m² (0,300 x 0,400) sur les piles.

b) Prédimensionnement vis-à-vis des actions sismiques

On utilise la formule donnée au paragraphe [3.4.2] du présent guide qui donne le côté d'un appareil carré :

$$a = \left[0{,}000273 \times a_N \times b \times \sqrt{\frac{M}{n}}\right]^{2/3} = \left[0{,}000273 \times 3 \times 1{,}35 \times \sqrt{\frac{822\,000}{16}}\right]^{2/3} = 0{,}40\ m$$

Ce prédimensionnement peut-être affiné à partir des résultats du calcul PSIDP afin d'effectuer une meilleure répartition de matière entre piles et culées. En effet, le fait de surdimensionner les appareils d'appui sur culée peut poser des problèmes de décollement sous charges de service.

Pour ce faire, on multiplie la valeur a trouvée ci-dessus par un coefficient tenant compte du rapport des surfaces ξ entre les appareils sur culée et ceux sur pile obtenus à partir des résultats PSIDP :

$$\xi = \frac{n_c \times \sqrt{S_c}}{n_p \times \sqrt{S_p}} = \frac{8 \times \sqrt{0{,}250 \times 0{,}250}}{8 \times \sqrt{0{,}300 \times 0{,}400}} = 0{,}72$$

avec
n_c *le nombre total d'appareils d'appui sur culées*
n_p *le nombre total d'appareils d'appui sur piles*
S_c *la section des appareils d'appui sur culées*
S_c *la section des appareils d'appui sur culées*

En utilisant la formule suivante, on obtient la dimension en plan des appareils d'appui sur pile.

$$a_p = a \times \sqrt[3]{\left(\frac{n}{n_p}\right) \times \left(\frac{1}{1+\xi}\right)} = 0{,}40 \times \sqrt[3]{\left(\frac{16}{8}\right) \times \left(\frac{1}{1+0{,}72}\right)} = 0{,}42\ m$$

avec n le nombre total d'appareils d'appui

En multipliant cette valeur par ξ, on obtient la dimension des appareils sur culée :

$$a_c = 0{,}42 \times 0{,}72 = 0{,}30\ m$$

c) Le choix des appareils d'appui

Tableau récapitulatif des valeurs trouvées :

	sur culée	sur pile
charges de services	0,250 x 0,250	0,300 x 0,400
séisme - prédimensionnement	0,400 x 0,400	
séisme - prédimensionnement affiné	0,300 x 0,300	0,420 x 0,420

Dans notre cas, le calcul sismique est prépondérant.

À partir de ces valeurs nous choisissons les appareils d'appui normalisés (voir tableau ci-contre) les mieux adaptés :

300 x 400 x 5 (10 + 3) sur culée,

et 400 x 400 x 5 (10 + 3) sur pile.

> ***Remarque :***
>
> *À l'usage, il est rare de choisir du premier coup les bons appareils d'appui car certaines conditions sismiques sont parfois contradictoires avec les conditions en service. Ce choix nécessite plusieurs itérations.*

Appareils d'appui normalisés
XP - T - 47.815

a	b	t	ts	nombre de frettes 2	3	4	5	6	7	8
100	150	8	2	●						
100	200			●						
150	200			●	●					
150	250			●	●					
150	300			●	●					
200	200			+	+	+				
200	250			+	●	+				
200	300			+	●	+				
200	350				●	+				
200	400				●	+				
250	300	10	3		●	●				
250	350				+	+				
250	400				●	●				
300	300				+	+	+			
300	400				●	●	●			
300	450				+	+	+			
300	500				●	●	●			
300	550				+	+	+			
300	600				●	●	●			
400	400					+	+			
500	500						+			
350	450	12	3		●	●	●			
400	400					+	+	+		
400	500					●	●	●		
400	550					+	+	+		
400	600					●	●	●		
450	600					●	●	●	●	
500	500						+	+	+	+
500	600						●	●	●	●
600	600	16	4			●	●	●	●	
600	650					+	+	+	+	
600	700					●	●	●	●	
700	700						●	●	●	

● valeurs actuelles.

+ dimensions devant apparaître dans la révision de la norme (cf Bulletin Ouvrage d'Art n° 27 de juillet 1997).

7.2.2 Détermination des sollicitations sismiques longitudinales

Nous sommes en présence d'un ouvrage pour lequel nous pouvons utiliser la méthode d'analyse simplifiée dite monomodale.

En effet, nous vérifions les critères suivants [4.2.3] :

1. La masse en mouvement doit être supérieure à 70 % de la masse totale.

   Cette condition est vérifiée si la masse des piles (110 tonnes) est inférieure à 0,43 fois la masse du tablier (0,43 x 822 tonnes = 354 tonnes). Cette condition est donc vérifiée.

2. La distance entre le centre des masses et le centre élastique des appuis ne doit pas excéder 5 % de la distance entre extrémités du tablier.

   L'ouvrage étant symétrique aussi bien géométriquement que mécaniquement, l'excentricité est donc nulle et la condition vérifiée.

3. L'ouvrage étudié étant un pont droit et non biais, il n'y pas d'autre condition à vérifier.

La détermination des sollicitations que subit l'ouvrage sous l'action sismique longitudinale se fait de la manière suivante :

a) Définition des masses de la structure

La masse à prendre en compte est la masse du tablier

Masse du système
M = 822 000 kg

b) Définition de la raideur de la structure

La raideur du système comprend la raideur des piles et la raideur des appareils d'appui (pour les ouvrages courants, on néglige la souplesse des fondatios).

Raideur des appuis

$$k_{pile} = n \times \frac{3 \times E \times I}{h^3} \text{ avec}$$

- n le nombre de fûts de la pile
- E le module de déformation instantanée du béton
- I l'inertie longitudinale d'un fût
- h la hauteur du fût de pile

Culée : $k_{culée} = \infty$

Pile : $k_{pile} = 2 \times \frac{3 \times 32\,000 \times 0{,}1067}{5{,}5^3} = 123{,}134\ MN/m$ soit $123\,134\ kN/m$

Raideur des appareils d'appui par appui

$$k_{appareils} = n \times \frac{G \times a \times b}{e} \text{ avec}$$

- G le module de cisaillement de l'appareil
- a, b les dimensions en plan de l'appareil
- e l'épaisseur totale de caoutchouc de l'appareil
- n le nombre d'appareils d'appui par élément porteur

Sur culée : $k_{appareils,\,culée} = 4 \times \frac{1\,200 \times 0{,}300 \times 0{,}400}{5 \times 0{,}010} = 11{,}520\ MN/m$ soit $11\,520\ kN/m$

Sur pile : $k_{appareils,\,pile} = 4 \times \frac{1\,200 \times 0{,}400 \times 0{,}400}{5 \times 0{,}010} = 15{,}360\ MN/m$ soit $15\,360\ kN/m$

Raideur totale par appui

$$k_{appui} = \frac{1}{\frac{1}{k_{appareils}} + \frac{1}{k_{pile}}}$$

Sur culée : $k_{totale,\,culée} = \frac{1}{\frac{1}{11\,520} + \frac{1}{\infty}} = 11\,520\ kN/m$

Sur pile : $k_{totale,\,pile} = \frac{1}{\frac{1}{15\,360} + \frac{1}{123\,134}} = 13\,656\ kN/m$

Raideur du système

$K = 2 \times k_{totale,culée} + n_{pile} \times k_{totale,pile}$ avec n_{pile} le nombre de piles

$$K = 2 \times 11\,520 + 2 \times 13\,656 = 50\,352\ kN/m$$

c) Evaluation de la période propre de l'ouvrage et de sa déformée sous sollicitation dynamique [4.2.3.1]

Période du système
$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{M}{K}}$$ $$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{822\,000}{50\,352\,000}} = 0{,}803\ s$$

d) Evaluation de l'amortissement structurel

Par simplification, dans le cas des ponts courants, on adopte le taux d'amortissement critique le plus faible. Dans le cas d'un ouvrage avec des piles en béton armé, on applique un taux d'amortissement égal à 5%, ce qui revient à utiliser le spectre sans correction [4.2.2.3].

e) Evaluation des forces statiques équivalentes [4.2.3.1]

Réponse sismique
La période du système se situe entre 0,6 et 3,85, donc sur la 1ère branche descendante du spectre [7.1.6] dont l'équation est : $$R(T) = \frac{1{,}35}{T}$$ $$R(T) = \frac{1{,}35}{0{,}803} = 1{,}681$$
Effort longitudinal
Effort total : $$F_{longitudinal} = M \times R(T) \times a_N$$ $$F_{longitudinal} = 822\,000 \times 1{,}681 \times 3 = 4\,145\,000\ N \quad soit \quad 4\,145\ kN$$ Effort par élément porteur, la redistribution se fait au prorata des raideurs : $$F^{i}_{longitudinal} = \frac{k_i}{k} \times F_{longitudinal}$$ Sur culée $$F^{culée}_{longitudinal} = \frac{11\,520}{50\,352} \times 4\,145 = 948\ kN$$ Sur pile $$F^{pile}_{longitudinal} = \frac{13\,656}{50\,352} \times 4\,145 = 1\,124\ kN$$
Déplacement du tablier par rapport au sol
$$d^{tablier}_{longitudinal} = \frac{T^2}{4 \times \pi^2} \times R(T) \times a_N$$ $$d^{tablier}_{longitudinal} = \frac{0{,}803^2}{4 \times \pi^2} \times 1{,}681 \times 3 = 0{,}082\ m$$

Déplacement de la tête de pile par rapport au sol
$$d_{longitudinal} = \frac{F_{longitudinale}}{k_{appui}}$$ $$d^{pile}_{longitudinal} = \frac{1124}{123134} = 0{,}009\ m$$ $$d^{culée}_{longitudinal} = \frac{948}{\infty} = 0\ m$$

7.2.3 Détermination des sollicitations sismiques transversales

Le tablier est " infiniment rigide " suivant cette direction et est bloqué transversalement sur chacune des culées. L'analyse sismique se limite au calcul de la force s'appliquant sur chacune de ces butées. Pour cela, on applique à la masse du tablier (822 t) une accélération égale au plateau du spectre (2,25 m/s²), puis on répartit celle-ci de manière égale sur les culées.

Effort transversal	
	$$F^{transversal} = M \times R(plateau) \times a_n$$
Sur culée :	$$F^{transversal} = \frac{822\,000 \times 2{,}25 \times 3{,}00}{2} = 2\,774\,250\ N \quad soit \quad 2\,774\ N$$

7.2.4 Détermination des sollicitations sismiques verticales

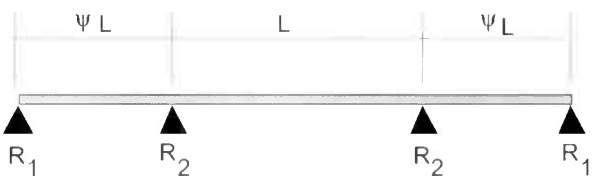
Pour déterminer les réactions d'appui verticales sous séisme, on utilise la méthode approchée donnée dans ce guide [4.2.3.4] :

Les réactions d'appuis sous séisme vertical sont calculées à l'aide de l'équation :

$$R_i = a.b.\mu.L$$

avec
- R_i la réaction d'appui à l'appui i,
- a un paramètre dépendant de l'activité sismique et du type de site,
- b un paramètre dépendant de la réaction d'appui considérée et du rapport de travées,
- μ la masse linéique du tablier,
- L la longueur de la travée principale.

Dans le cas présent, l'ouvrage comporte 3 travées et peut être représenté par le schéma ci-contre.



Pour un ouvrage de classe C, situé en zone II, dans un site S2, le paramètre a vaut 4,73.

Pour un ouvrage de 3 travées, avec un rapport de travées de 0,6 , le paramètre b vaut 0,24 sur culées et 0,48 sur piles.

Effort vertical (ascendant ou descendant)	
Sur culée :	$F^{vertical}_{culée} = 4{,}73 \times 0{,}24 \times 23075 \times 16{,}191 = \pm 424\,000\ N \quad soit \quad \pm 424\ kN$
Sur pile :	$F^{vertical}_{pile} = 4{,}73 \times 0{,}48 \times 23075 \times 16{,}191 = \pm 848\,000\ N \quad soit \quad \pm 848\ kN$

7.2.5 Vérifications des appareils d'appui

Tableau récapitulatif			
Déformations longitudinales			
		sur culée	sur pile
sous séisme	déplacement du tablier	0,082 m	0,082 m
	déplacement de la tête de pile	-	0,009 m
	distorsion (E)	0,082 m	0,073 m
sous charges de service	distorsion due aux variations de température (ΔT)	0,007 m	0,003 m
	distorsion due au retrait et au fluage (Diff)	0,007 m	0,003 m
	cumul (ΔT + Diff)	0,014 m	0,006 m
sous combinaison sismique	cumul (E + 0,4 ΔT + Diff)	0,092 m	0,077 m
Rotations			
		sur culée	sur pile
	charges permanentes	$3,30 .10^{-3}$ rad	$2,50 .10^{-3}$ rad
	charges A(l)	$0,72 .10^{-3}$ rad	$0,96 .10^{-3}$ rad
Efforts			
		sur culée	sur pile
sous séisme	vertical	424 kN	848 kN
	longitudinal	948 kN	1124 kN
	transversal	2774 kN	0 kN
sous charges de service	charges permanentes — max	815 kN	3 440 kN
	charges permanentes — min	738 kN	3 116 kN
	charges A(l) — max	867 kN	1 724 kN
	charges A(l) — min	-229 kN	-99 kN

Vérifications sous séisme

Résistance à la compression [4.4.3.1]

$\sigma_m \leq 15\ MPa$ avec $\sigma_m = \dfrac{F_{vertical}^{service} + F_{vertical}^{séisme}}{S}$ [S l'aire réduite après distorsion $(E + 0{,}4\Delta T + Diff)$]

sur culée

$$S = (0{,}300 - 0{,}092) \times (0{,}400) = 0{,}083\ m^2$$

$$\sigma_m = \frac{(0{,}815 + 0{,}424)/4}{0{,}083} = 3{,}7\ MPa$$

$$\Rightarrow 3{,}7\ MPa \leq 15\ MPa$$

OK

sur pile

$$S = (0{,}400 - 0{,}077) \times (0{,}400) = 0{,}129\ m^2$$

$$\sigma_m = \frac{(3{,}440 + 0{,}848)/4}{0{,}129} = 8{,}3\ MPa$$

$$\Rightarrow 8{,}3\ MPa \leq 15\ MPa$$

OK

Sécurité au flambement [4.4.3.2]

$$\gamma_S \times P_u \leq P_c \quad \text{avec} \quad \left| \begin{array}{l} P_c = 4 \times G \times \dfrac{A}{n} \times S^2 \\ S = \dfrac{a \times b}{2 \times e \times (a+b)} \end{array} \right. \quad \left[\begin{array}{l} \gamma_S = 3 \\ A \text{ l'aire de l'appareil} \\ n \text{ le nombre de frettes de l'appareil} \\ S \text{ le facteur de forme} \end{array} \right]$$

sur culée

$$S = \frac{0,300 \times 0,400}{2 \times 0,010 \times (0,300 + 0,400)} = 8,57$$

$$P_c = 4 \times 1\,200 \times \frac{(0,300 \times 0,400)}{5} \times (8,57)^2 = 8\,461\,kN$$

$$P_u = (815 + 424)/4 = 310\,kN$$

$$\Rightarrow 3 \times 310 \quad \leq \quad 8\,461$$

$$\Rightarrow 930\,kN \quad \leq \quad 8461\,kN$$

OK

sur pile

$$S = \frac{0,400 \times 0,400}{2 \times 0,010 \times (0,400 + 0,400)} = 10,00$$

$$P_c = 4 \times 1\,200 \times \frac{(0,400 \times 0,400)}{5} \times (10,00)^2 = 15\,360\,kN$$

$$P_u = (3\,440 + 848)/4 = 1\,072\,kN$$

$$\Rightarrow 3 \times 1\,072 \quad \leq \quad 15\,360$$

$$\Rightarrow 3\,216\,kN \quad \leq \quad 15\,360\,kN$$

OK

Limitation de la distorsion [4.4.3.3]

pour $p < 0,25$:

$$\delta_c = 0,7 + 4 \times (\delta_0 - 0,7) \times (0,25 - p) \quad \text{avec} \quad \left| \delta_0 = \left[\begin{array}{l} \text{mini } 0,7 \\ \dfrac{c}{h_c} \\ \text{maxi } 2,0 \end{array} \right. \right. \quad \left[\begin{array}{l} c \text{ le petit coté de l'appareil} \\ h_c \text{ l'épaisseur totale de caoutchouc} \end{array} \right]$$

pour $p > 0,25$:

$$\delta_c = 1,4 \times (1 - 2 \times p)$$

avec $p = \dfrac{P_u}{P_c}$ avec $\left| P_u = F_{vertical}^{permanent} + 0,3 \times F_{vertical}^{séisme} \right.$

Remarque :

La combinaison sismique la plus défavorable est la combinaison :

(séisme longitudinal + 0,3 x séisme vertical descendant).

Pour les charges permanentes, il faut prendre la valeur la plus forte car cela induit une distorsion admissible plus faible.

sur culée

$$P_u = (815 + 0,3 \times 424)/4 = 235\,kN$$

$P_c = 8\,461\,kN$ (voir "Securite au flambement")

$$p = \frac{235}{8\,461} = 0,028$$

$$\delta_0 = \left[\begin{array}{l} \text{mini } 0,7 \\ \dfrac{0,300}{5 \times 0,010} \\ \text{maxi } 2,0 \end{array} \right] = \left[\begin{array}{l} \text{mini } 0,7 \\ 6,0 \\ \text{maxi } 2,0 \end{array} \right] = 2,0$$

sur pile

$$P_u = (3\,440 + 0,3 \times 848)/4 = 924\,kN$$

$P_c = 15\,360\,kN$ (voir "Securite au flambement")

$$p = \frac{924}{15\,360} = 0,060$$

$$\delta_0 = \left[\begin{array}{l} \text{mini } 0,7 \\ \dfrac{0,400}{5 \times 0,010} \\ \text{maxi } 2,0 \end{array} \right] = \left[\begin{array}{l} \text{mini } 0,7 \\ 8,0 \\ \text{maxi } 2,0 \end{array} \right] = 2,0$$

Remarque :

En l'absence de butées transversales, la distorsion à vérifier serait le cumul de la distorsion longitudinale et transversale en appliquant un coefficient de 0,3 sur la plus faible des deux.

$$\delta = \frac{0,092}{5 \times 0,010} = 1,84 \quad \leq \quad \delta_c = 1,85$$

OK

$$\delta = \frac{0,077}{5 \times 0,010} = 1,54 \quad \leq \quad \delta_c = 1,69$$

OK

Condition de non-glissement [4.4.3.4]

$$H \leq H_{\lim} \quad \text{avec} \quad \left| \begin{array}{l} H_{\lim} = f \times N \quad \left| \begin{array}{l} f = 0{,}10 + \dfrac{0{,}60}{\sigma_m} \quad [\sigma_m \text{ en Mpa}] \\ N = F_{vertical}^{permanent} - 0{,}3 \times F_{vertical}^{séisme} \end{array} \right. \\ H = 1{,}0 \times F_{longitudinal}^{séisme} \end{array} \right.$$

Remarque :

La combinaison sismique la plus défavorable est la combinaison :

(séisme longitudinale + 0,3 x séisme vertical ascendant).

Pour les charges permanentes, il faut prendre la valeur la plus faible car cela diminue la force de rupture d'adhérence.

sur culée

$H = 948/4 = 237\,kN$

$N = (738 - 0{,}3 \times 424)/4 = 153\,kN$

$\sigma_m = \dfrac{0{,}153}{0{,}300 \times 0{,}400} = 1{,}28\,MPa$

$f = 0{,}10 + \dfrac{0{,}60}{1{,}28} = 0{,}57$

$H_{\lim} = 0{,}57 \times 153 = 87\,kN$

$237 \not\leq 87$

CONDITION NON RESPECTEE

sur pile

$H = 1124/4 = 281\,kN$

$N = (3\,116 - 0{,}3 \times 848)/4 = 715\,kN$

$\sigma_m = \dfrac{0{,}715}{0{,}400 \times 0{,}400} = 4{,}47\,MPa$

$f = 0{,}10 + \dfrac{0{,}60}{4{,}47} = 0{,}23$

$H_{\lim} = 0{,}23 \times 715 = 164\,kN$

$281 \not\leq 164$

CONDITION NON RESPECTEE

>>> Il est donc nécessaire de mettre en œuvre des dispositifs anti-glissement.

Remarque :

Dans la pratique, il est très rare de pouvoir satisfaire cette condition. Le projeteur sera donc souvent dans l'obligation d'avoir recours à ce type de dispositifs.

Vérifications sous chargement de service

Calcul des contraintes normales

$$\sigma_m = \frac{N}{a \times b}$$

sur culée

$$\sigma_{m,\min} = \frac{738\ 4}{0,300 \times 0,400} = 1\,538\,kPa$$

soit 1,5 *MPa*

$$\sigma_{m,\max} = \frac{(815 + 1,2 \times 867)\ 4}{0,300 \times 0,400} = 3\,865\,kPa$$

soit 3,9 *MPa*

sur pile

$$\sigma_{m,\min} = \frac{3\,116\ 4}{0,400 \times 0,400} = 4\,869\,kPa$$

soit 4,9 *MPa*

$$\sigma_{m,\max} = \frac{(3\,440 + 1,2 \times 1\,724)\ 4}{0,400 \times 0,400} = 8\,608\,kPa$$

soit 8,6 *MPa*

Calcul des contraintes de cisaillement

Contrainte de cisaillement due à l'effort normal :

$$\tau_N = \frac{1,5 \times \sigma_{m,\max}}{\beta} \quad \text{avec} \quad \beta = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a + b)}$$

a, b les dimensions en plan de l'appareil
t l'épaisseur d'une couche de caoutchouc

sur culée

$$\beta = \frac{0,300 \times 0,400}{2 \times 0,010 \times (0,300 + 0,400)} = 8,57$$

$$\tau_N = \frac{1,5 \times 3\,865}{8,57} = 676\,kPa$$

sur pile

$$\beta = \frac{0,400 \times 0,400}{2 \times 0,010 \times (0,400 + 0,400)} = 10,00$$

$$\tau_N = \frac{1,5 \times 8\,608}{10,00} = 1\,291\,kPa$$

Contrainte de cisaillement due à la déformation tangentielle :

$$\tau_{H_t} = G \times \frac{u}{T}$$

sur culée

$$\tau_{H_t} = 900 \times \frac{0,014}{5 \times 0,010} = 252\,kPa$$

sur pile

$$\tau_{H_t} = 900 \times \frac{0,006}{5 \times 0,010} = 108\,kPa$$

Contrainte de cisaillement due à la rotation :

$$\tau_\alpha = \frac{G}{2} \times \left(\frac{a}{t}\right)^2 \times \alpha_t \quad \text{avec} \quad \alpha_t = \frac{\alpha_T}{n} \quad \left[\alpha_T = \alpha_0 + \alpha\right]$$

α_0 la rotation due au défaut de pose $= 3.10^{-3}$
$\alpha = \alpha_{perm} + 1,2 \times \alpha_{Act}$

sur culée

$$\alpha = 0,0033 + 1,2 \times 0,00072 = 0,0042\,rad$$

$$\alpha_T = 0,003 + 0,0042 = 0,0072\,rad$$

$$\alpha_t = \frac{0,0072}{5} = 0,0014\,rad$$

$$\tau_\alpha = \frac{900}{2} \times \left(\frac{0,300}{0,010}\right)^2 \times 0,0014 = 567\,kPa$$

sur pile

$$\alpha = 0,0025 + 1,2 \times 0,00096 = 0,0037\,rad$$

$$\alpha_T = 0,003 + 0,0037 = 0,0067\,rad$$

$$\alpha_t = \frac{0,0067}{5} = 0,0013\,rad$$

$$\tau_\alpha = \frac{900}{2} \times \left(\frac{0,400}{0,010}\right)^2 \times 0,0013 = 958\,kPa$$

Limites admises pour les contraintes de cisaillement	
$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha \leq 5 \times G$	
sur culée	sur pile
$\tau = 676 + 252 + 567 \quad \leq \quad 5 \times 900$	$\tau = 1\,291 + 108 + 958 \quad \leq \quad 5 \times 900$
$1\,495\,kPa \quad \leq \quad 4\,500\,kPa$	$2\,357\,kPa \quad \leq \quad 4\,500\,kPa$
OK	**OK**
$\tau_{H1} \leq 0{,}5 \times G$	
sur culée	sur pile
$252\,kPa \quad \leq \quad 0{,}5 \times 900 = 450\,kPa$	$108\,kPa \quad \leq \quad 0{,}5 \times 900 = 450\,kPa$
OK	**OK**
Vérification de la contrainte de non-soulèvement sur les bords	
$\tau_\alpha \leq \tau_N$	
sur culée	sur pile
$567\,kPa \quad \leq \quad 676\,kPa$	$958\,kPa \quad \leq \quad 1\,291\,kPa$
OK	**OK**
Vérification de la contrainte moyenne de compression	
$\sigma_{m,\max} \leq 15\,MPa$	
sur culée	sur pile
$3{,}9\,MPa \quad \leq \quad 15\,MPa$	$8{,}6\,MPa \quad \leq \quad 15\,MPa$
OK	**OK**

Vérification des conditions de non-cheminement et non-glissement

$$\sigma_{m,\min} \geq 2\,MPa$$

sur culée	sur pile
$1{,}5\,MPa \ngeq 2\,MPa$	$4{,}9\,MPa \geq 2\,MPa$
CONDITION NON RESPECTEE	**OK**

>>> Les dispositifs anti-glissement sont déjà prévus vis-à-vis des efforts sismiques.

$$H \leq f \times N \quad \text{avec} \quad \begin{cases} f = 0{,}10 + \dfrac{0{,}60}{\sigma_m} & [\sigma_m \text{ en Mpa}] \\ N = F_{vertical,\min}^{permanent} & \\ H = G \times (a \times b) \times \dfrac{u}{T} & \begin{bmatrix} u \text{ la déformation sous fluage et retrait} \\ T \text{ l'épaisseur totale de caoutchouc} \end{bmatrix} \end{cases}$$

sur culée	sur pile
$N = 738\,kN \quad , \quad u = 0{,}014\,m$	$N = 3\,116\,kN \quad , \quad u = 0{,}006\,m$
$H = 900 \times (0{,}300 \times 0{,}400) \times \dfrac{0{,}014}{5 \times 0{,}010} = 30\,kN$	$H = 900 \times (0{,}400 \times 0{,}400) \times \dfrac{0{,}006}{5 \times 0{,}010} = 17\,kN$
$\sigma_m = \dfrac{738/4}{0{,}300 \times 0{,}400} = 1\,538\,kPa$	$\sigma_m = \dfrac{3\,116/4}{0{,}400 \times 0{,}400} = 4\,869\,kPa$
$f = 0{,}10 + \dfrac{0{,}60}{1{,}538} = 0{,}49$	$f = 0{,}10 + \dfrac{0{,}60}{4{,}869} = 0{,}22$
$30\,kN \leq 0{,}49 \times 738 = 362\,kN$	$17\,kN \leq 0{,}22 \times 3\,116 = 686\,kN$
OK	**OK**

7.3 PILES

7.3.1 Détermination des sollicitations

a) Efforts provenant du tablier

Efforts sismiques au niveau de la liaison entre le tablier et la tête de pile	
F_L = 1,124 MN	(composante longitudinale du séisme)
F_T = 0	(composante transversale du séisme)
F_V = 0,848 MN	(composante verticale du séisme)
Réactions d'appui sous charges permanentes	
R_{max} = 3,440 MN	
R_{min} = 3,116 MN	

b) Efforts provenant de la mise en mouvement de l'appui

Pour le calcul des actions inertielles propres du fût, on utilise le mode de pile (une pile est constituée de 2 fûts) et la procédure décrite dans le paragraphe [4.2.4].

Composante longitudinale

$$T = 1{,}784\sqrt{\frac{\rho S L^4}{EI}} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \rho = 2500\ \text{kg/m}^3 \\ S = 2{,}5 \times 0{,}8 = 2\ \text{m}^2 \cdot \text{(section d'un fût de pile)} \\ L = 5{,}5\ \text{m} \\ E = 32\text{x}10^9\ \text{Pa} \\ I = 2{,}5\text{x}0{,}8^3/12 = 0{,}1067\text{m}^4 \end{cases}$$

$$\text{donc} \quad T = 1{,}784\sqrt{\frac{2500 \times 2 \times 5{,}5^4}{32 \times 10^9 \times 0{,}1067}} = 0{,}0653\ s$$

Avec le spectre utilisé (voir début du chapitre), on trouve, pour T = 0,0653 s, un facteur d'amplification R(T) = 2,25.

L'accélération vaut $a = a_N\ R(T) = 3\text{x}2{,}25 = 6{,}75\ \text{m/s}^2$

On applique cette accélération à l'ensemble du fût. La charge statique équivalente au chargement sismique s'en déduit par

$p = a \times \mu$ où $\mu = \rho\ S$ = masse linéique du fût.

donc : p = 6,75 x 2500 x 2 = 33750 N / ml = 0,03375 MN / ml.

Par suite, en pied de pile on a :

$V_{pL} = q\ L = 0{,}03375 \times 5{,}5 = 0{,}186$ MN et $M_{pL} = q\ L^2 / 2 = 0{,}03375 \times 5{,}52^2 / 2 = 0{,}510$ MN

Composante transversale

La période du mode transversal est

$$T = 1{,}784\sqrt{\frac{2500 \times 2 \times 5{,}5^4}{32 \times 10^9 \times 1{,}042}} = 0{,}0209\ \text{s}$$

et les efforts transversaux

$V_{pT} = q\ L = 0{,}03375 \times 5{,}5 = 0{,}186$ MN et $M_{pT} = q\ L^2 / 2 = 0{,}03375 \times 5{,}5^2 / 2 = 0{,}510$ MN

Composante verticale

Une pile étant toujours très raide vis-à-vis des efforts normaux, on se place sur le plateau du spectre.

$N_{pV} = m_p \times a = (2 \times 2500 \times 5{,}5) \times (6{,}75 \times 0{,}7) = 130000$ N = 0,130 MN

où m_p est la masse totale de la pile et a l'accélération au plateau.

c) Cumul des actions [4.3.4.2]

Composante longitudinale
On combine les efforts venant du tablier et ceux venant de la pile :
$V_{PL} = \sqrt{V_{pL}^2 + V_{TL}^2}$ avec $V_{TL}=F_L/2$ et $M_{PL} = \sqrt{M_{pL}^2 + M_{TL}^2}$ avec $M_{TL}=F_L \times 5,5 / 2$
Ainsi, les sollicitations totales en pied de fût sont :
$E_L = \begin{cases} V_{PL} = 0,592 \text{ MN} \\ M_{PL} = 3,133 \text{ MN} \end{cases}$
Composante transversale
$E_T = \begin{cases} V_{PT} = 0,186 \text{ MN} \\ M_{PT} = 0,510 \text{ MN} \end{cases}$
Les efforts transversaux totaux se réduisent ici aux seules forces d'inertie dues à la vibration propre de la pile car on a un tablier bloqué sur culée. On pourrait aussi considérer, suivant le type de technologie utilisée pour bloquer transversalement le tablier, qu'il existe un certain débattement latéral du tablier. Alors, l'effort latéral serait obtenu par produit de la rigidité des appareils d'appui par le déplacement latéral (= valeur du jeu). Nous considérons ici qu'il n'y a pas de jeu sur les culées.
Composante verticale
$E_V \equiv N_{PV} = \sqrt{N_{pV}^2 + N_{TV}^2}$ avec $N_{TV} = F_V / 2$
donc, l'effort total vertical est : $E_V \equiv N_{PV} = 0,443$ MN

d) Combinaisons des directions [4.3.1.1] - [4.3.4.2]

Les efforts sismiques sont découplés suivant les directions. On peut donc se limiter à 3 combinaisons de directions :

$$E1 = E_L + 0,3\,(E_T + E_V)$$

$$E2 = E_T + 0,3\,(E_L + E_V)$$

$$E3 = E_V + 0,3\,(E_L + E_T)$$

avec E_L les effets de la composante longitudinale du séisme, E_T les effets de la composante transversale et E_V les effets de la composante verticale (définis précédemment).

	E_L	E_T	E_V	E_1	E_2	E_3
Effort horizontaux longitudinaux, V_L	0,592	0,000	0,000	0,592	0,178	0,178
Efforts horizontaux transversaux, V_T	0,000	0,186	0,000	0,056	0,186	0,056
Moment longitudinal, M_L	3,133	0,000	0,000	3,133	0,940	0,940
Moment transversal, M_T	0,000	0,510	0,000	0,153	0,510	0,153
Effort normal, N	0,000	0,000	0,443	0,133	0,133	0,443

e) Combinaisons d'actions en pied de fût [4.3.4.2]

Les combinaisons d'actions sont faites par rapport aux effets maximums attendus. On a 6 combinaisons :

1 : $E1 + R_{max} + PP_P$

2 : $E2 + R_{max} + PP_P$

3 : $E3 + R_{max} + PP_P$

4 : $-E1 + R_{min} + PP_P$ (Le signe - porte uniquement sur l'effort normal puisque la pile est symétrique)

5 : $-E2 + R_{min} + PP_P$ (Le signe - porte uniquement sur l'effort normal puisque la pile est symétrique)

6 : $-E3 + R_{min} + PP_P$ (Le signe - porte uniquement sur l'effort normal puisque la pile est symétrique)

où PP_P est le poids propre de la pile : $PP_P = 2 \times 5,5 \times 0,025 = 0,275$ MN.

Pour chaque fût, les réactions verticales sous charges permanentes sont :

R_{max} = 3,440 / 2 = 1,720 MN

R_{min} = 3,116 / 2 = 1,558 MN

	1	2	3	4	5	6
Effort horizontaux longitudinaux, V_L	0,592	0,178	0,178	0,592	0,178	0,178
Efforts horizontaux transversaux, V_T	0,056	0,186	0,056	0,056	0,186	0,056
Moment longitudinal, M_L	3,133	0,940	0,940	3,133	0,940	0,940
Moment transversal, M_T	0,153	0,510	0,153	0,153	0,510	0,153
Effort normal, N	2,128	2,128	2,438	1,700	1,700	1,390

7.3.2 Dimensionnement du ferraillage

a) Ferraillage longitudinal

Conformément au [4.3.4.2], on effectue le calcul en flexion composée (pas de flexion déviée avec M_L, M_T, V_L et V_T). On dimensionne avec :

γ_b = 1,3 ; γ_s = 1,0 ; γ_0 = 1,0 (coefficient de comportement = 1) ; γ_R = 1,0 (flexion)

Le barycentre des aciers longitudinaux est placé à 750 mm de la face comprimée.

On prend de l'acier fe = 500 MPa. Dans la direction longitudinale (L), les combinaisons 2 et 5 ne sont pas dimensionnantes. Dans la direction transversale (T), les combinaisons 1 et 4 ne sont pas dimensionnantes.

Les armatures sont déterminées avec un calcul classique BAEL à l'ELU :

Combinaison	Aciers verticaux pour la flexion dans le sens longitudinal (mm^2)	Aciers verticaux pour la flexion dans le sens transversal (mm^2)
1	2207	-
2	-	0
3	0	0
4	3885	-
5	-	0
6	0	0
Max	3885	0

Dans le sens longitudinal, la quantité d'armatures est en dessous du minimum de 0,28 % [6.3.1] avec de l'acier f_e = 500 MPa. De plus, l'espacement entre les barres longitudinales doit être inférieur à 250 mm [6.3.1]. On disposera donc 12 HA 25 espacés de 215 mm sur chaque face soit un ratio de 0,29 %. Pour la direction transversale du séisme, aucun acier n'est nécessaire puisqu'on peut comptabiliser l'acier dans toute la zone tendue [6.3.1]. Par contre, on rajoutera 2 HA 25 sur chaque face espacés de 220 mm pour respecter l'espacement maximal de 250 mm.

b) Ferraillage transversal

Pour le calcul du ferraillage transversal, on majore les efforts tranchants par le coefficient :

$$\gamma_r = 1,4 \text{ [4.3.2].}$$

Les combinaisons prépondérantes pour la direction longitudinale sont 4L et 6L

Les combinaisons prépondérantes pour la direction transversale sont 5T et 6T

	Effort tranchant dans la direction longitudinale		Effort tranchant dans la direction transversale	
	4L	6 L	5T	6 T
V	0,829	0,249	0,260	0,078
N	1,700	1,390	1,700	1,390
A_t/s_t (BAEL - A5.1.22)	0,002	0,00064	0,002	0,00064
A_t/s_t (BAEL - A5.1.23)	0,024	0,008	0,026	0,008

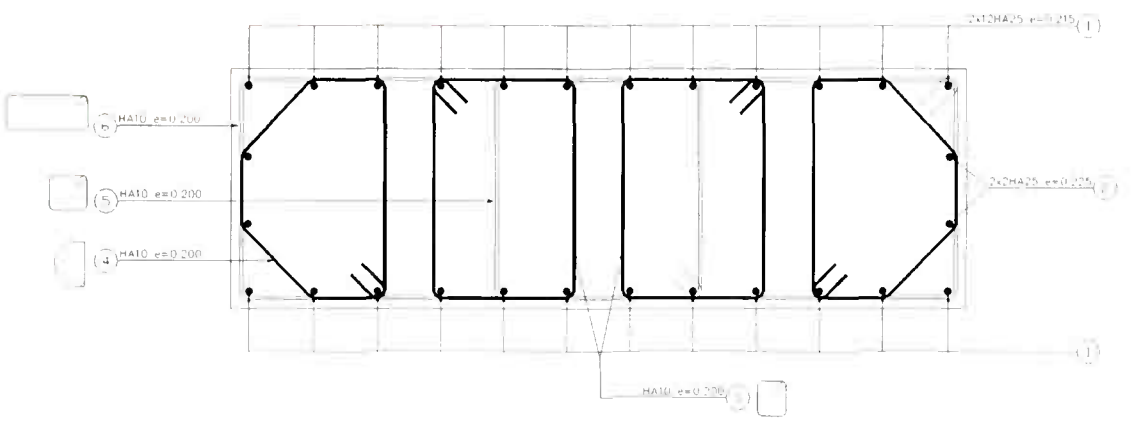
On dispose donc l'armature transversale minimum prévue par le BAEL.

D'après [6.1.1], on doit utiliser des aciers de diamètre ϕ_T = 10 mm au minimum. D'autre part, l'espacement maximum entre les cadres est de

min(12 ϕ_L ; b ; 200 mm) = 200 mm

Par conséquent, on prendra un cadre général de 700x2400 en HA 10 et 5 petits cadres en HA 10 permettant de maintenir toutes les barres longitudinales au pas de 200 mm (voir schéma de principe du ferraillage).

c) Schéma de principe du ferraillage



7.4 FONDATIONS - CAS D'UNE FONDATION SUPERFICIELLE

7.4.1 Détermination des sollicitations

Les semelles font 12 x 5,3 x 1 m (voir le plan des piles au début du chapitre).

Poids de la semelle : PP_S = 12 x 5,3 x 1 x 25000 = 1590000 N = 1,590 MN

Les coefficients sismiques sont :

$\sigma_H = a_N / g = 0,306$

$\sigma_V = 0,5\ s_H = 0,153$

Les efforts sismiques propres des semelles sont

$V_{sL} = V_{sT} = PP_S\ \sigma_H = 1,590 \times 0,306 = 0,487$ MN

$N_{sV} = PP_S\ \sigma_V = V_{sT}\ / 2 = 0,243$ MN

Les efforts à la base de la semelle dans la direction longitudinale sont :

$$E_L \equiv \begin{cases} V_{SL} = \sqrt{V_{sL}^2 + \left(2\,V_{pL}\right)^2 + F_L^2} = 1{,}280\,MN \\ \\ M_{SL} = \sqrt{\left(V_{sL} \times 0{,}5\right)^2 + \left(2\,V_{pL} \times 3{,}75\right)^2 + \left(F_L \times 6{,}5\right)^2} = 7{,}442\ \mathrm{MN} \end{cases}$$

De même, les efforts sismiques dans le sens transversal sont

$$E_T \equiv \begin{cases} V_{ST} = \sqrt{V_{sT}^2 + \left(2\,V_{pT}\right)^2 + F_T^2} = 0{,}612\,MN \\ \\ M_{ST} = \sqrt{\left(V_{sT} \times 0{,}5\right)^2 + \left(2\,V_{pT} \times 3{,}75\right)^2 + \left(F_T \times 6{,}5\right)^2} = 1{,}416\,MN \end{cases}$$

Et les efforts verticaux

$$E_V \equiv N_S = \sqrt{N_{sV}^2 + \left(2\,N_{pV}\right)^2 + F_V^2} = 0{,}920\,MN$$

a) Combinaisons des directions de séisme

On combine les directions suivant l'article [4.3.1.1] et [4.3.4.2] (les combinaisosns E_1, E_2 et E_3 sont les combinaisons du [7.2.1]) :

	L	T	V	E_1	E_2	E_3
Effort horizontaux longitudinaux, V_L	1,280	0,000	0,000	1,280	0,384	0,384
Efforts horizontaux transversaux, V_T	0,000	0,612	0,000	0,184	0,612	0,184
Moment longitudinal, M_L	7,442	0,000	0,000	7,442	2,233	2,233
Moment transversal, M_T	0,000	1,416	0,000	0,425	1,416	0,425
Effort normal, N	0,000	0,000	0,920	0,276	0,276	0,920

b) Combinaisons d'actions

Pour les combinaisons d'actions on utilise comme pour la pile :

1 : $E1 + R_{max} + PP_{PS}$

2 : $E2 + R_{max} + PP_{PS}$

3 : $E3 + R_{max} + PP_{PS}$

4 : $-E1 + R_{min} + PP_{PS}$ (Le signe - porte uniquement sur l'effort normal puisque la pile est symétrique)

5 : $-E2 + R_{min} + PP_{PS}$ (Le signe - porte uniquement sur l'effort normal puisque a pile est symétrique)

6 : $-E3 + R_{min} + PP_{PS}$ (Le signe - porte uniquement sur l'effort normal puisque la pile est symétrique)

où PP_{PS} est le poids propre des deux fûts de pile (PP_P) et du poids propre de la semelle (PP_S = 12 x 5,3 x 1 x 0,025 = 1,590 MN

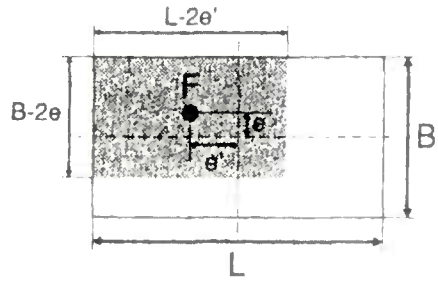
	1	2	3	4	5	6
Effort horizontaux longitudinaux, V_L	1,280	0,384	0,384	1,280	0,384	0,384
Efforts horizontaux transversaux, V_T	0,184	0,612	0,184	0,184	0,612	0,184
Moment longitudinal, M_L	7,442	2,233	2,233	7,442	2,233	2,233
Moment transversal, M_T	0,425	1,416	0,425	0,425	1,416	0,425
Effort normal, N	5,856	5,856	6,500	4,980	4,980	4,336

7.4.2 Vérifications des fondations

a) Vérification de la stabilité de la fondation

Etat limite ultime de renversement	(Fascicule 62 Titre V - B.3.2)

On vérifie la stabilité avec un modèle de Meyerhof (Fascicule 62 Titre V - B.2.2,1)



Pour chaque combinaison, on calcule e, e'

$$e = M_L / N \quad ; \quad e' = M_T / N$$

la surface comprimée est alors : $S_{comp} = (B-2e) \times (L-2e')$

On doit vérifier qu'au moins 10 % de la fondation reste comprimée.

	1	2	3	4	5	6
e	1,271	0,381	0,343	1,494	0,448	0,515
e'	0,073	0,242	0,065	0,085	0,284	0,098
S_{comp}	32,70	52,26	54,75	27,34	50,34	50,41
% Comprimé	51,4 %	82,2 %	86,1 %	43,0 %	79,1%	79,3%
Vérification du renversement	OK	OK	OK	OK	OK	OK

La condition de non-renversement est donc vérifiée.

Etat limite ultime de glissement	(Fascicule 62 Titre V - B.3.4)

Pour la vérification du glissement on suppose que le sol est un sable ayant un angle de frottement interne $\varphi = 30°$.

On doit alors vérifier : $V < N \tan \varphi / \gamma_{g1}$

on prend $\gamma_{g1} = 1,2$; d'où : $V < 0,481\,N$

on cumule les efforts concomitants dans les deux directions de manière quadratique :

$$V = \sqrt{V_L^2 + V_T^2}$$

Le tableau suivant présente le calcul pour chaque combinaison :

	1	2	3	4	5	6
N	5,856	5,856	6,500	4,980	4,980	4,336
0,481 N	2,816	2,816	3,125	2,395	2,395	2,085
V	1,293	0,723	0,426	1,293	0,723	0,426
Vérification du glissement	OK	OK	OK	OK	OK	OK

La condition de non-glissement est donc vérifiée.

Etat limite de mobilisation du sol	(Fascicule 62 Titre V - B.3.1)

Pour la vérification de l'état limite de mobilisation du sol, on supposera que q'_u = 1 MPa.

On utilise le modèle de Meyerhof pour déterminer la contrainte conventionnelle de référence

$$q'_{ref} = N / (B-2e)\,(L-2e')$$

D'après le Fascicule 62 Titre V - B.3.1, on doit avoir, avec γ_q = 1,5 [4.3.5.1] :

$$q'_{ref} \leq (q'_u - q'_0)\, i_{\delta\beta} / \gamma_q + q'_0$$

La fondation est superficielle et $q'_0 \approx 0$. Pour $i_{\delta\beta}$, on doit évaluer la valeur de D_e/B. On prendra une profondeur d'encastrement 1 m et une largeur de fondation B = 5,3 m (plus petite dimension en plan de la fondation). Alors, D_e/B = 0,189

et $i_{\delta\beta} = (1-\delta/90)^2\,(1-e^{-De/B}) + e^{-De/B}\,(\max\{(1-\delta/45);0\})^2$

δ étant la valeur absolue d'inclinaison par rapport à la verticale de la charge en degré.

On effectue la vérification pour chaque combinaison

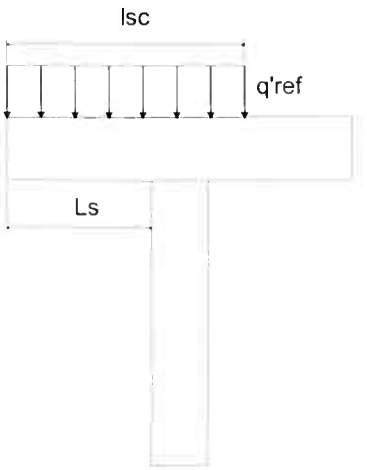
	1	2	3	4	5	6
e	1,271	0,381	0,343	1,494	0,448	0,515
e'	0,073	0,242	0,065	0,085	0,284	0,098
N	5,856	5,856	6,500	4,980	4,980	4,336
q'_{ref}	0,179	0,112	0,119	0,182	0,099	0,086
δ (°)	12,417	6,971	3,731	14,513	8,180	5,580
$i_{\delta\beta}$	0,561	0,735	0,854	0,500	0,694	0,786
$(q'_u - q'_0)\, i_{\delta\beta} / \gamma_q + q'_0$	0,374	0,490	0,569	0,333	0,463	0,524
Vérification mobilisation du sol	OK	OK	OK	OK	OK	OK

L'état limite de mobilisation du sol est donc vérifié.

7.4.3 Dimensionnement du ferraillage

a) Ferraillage longitudinal

Conformément au [4.3.5.1] du présent guide, les vérifications sont faites indépendamment dans chaque direction. On dimensionne l'acier en nappe inférieure de la semelle en considérant une distribution de contraintes, qui reste constante et égale à q'_{ref}, distribuée sur une longueur l_{sc}, conformément au schéma suivant (en retournant la fondation) :



Le moment maximum est obtenu à l'encastrement et vaut : $M = (L-2e')\, q'_{ref}\, L_S^2 / 2$

Application numérique : $L_S = 2{,}25$ m.

La valeur de (L-2e') q'_{ref} la plus défavorable est 2,155 MN/ml.

$M = 2{,}155 \times L_S^2 / 2 = 5{,}455$ MN.m

On calcule la section d'armatures pour obtenir un moment résistant supérieur à 5,455 MN.m, soit 12150 mm^2. Cette quantité est inférieure au minimum d'armatures requis soit 0,28 % = 33600 mm^2 [6.3.2]. On disposera 1 HA 32 tous les 200 mm soit 60 HA 32. Sur la face supérieure, on place le minimum d'armature soit 0,14 % [6.3.2]. Ceci conduit à disposer 1 HA 20 tous les 200 mm soit 60 HA 20, qui représentent 18850 mm^2 > 16800 mm^2.

b) Ferraillage transversal

Dans la direction transversale ($L_S = 2{,}15$ m), le calcul n'est pas dimensionnant, puisqu'il ne l'était pas dans le sens longitudinal ($L_s = 2{,}25$ m). On prend les mêmes ratios d'aciers, soit un HA32 tous les 200 mm en face inférieure et un HA20 tous les 200 mm en face supérieure.

L'effort tranchant est : $V = (L\text{-}2e')\, q'_{ref}\, L_S$

Application numérique : La valeur de (L-2e') q'_{ref} la plus défavorable est 2,155 MN/ml.

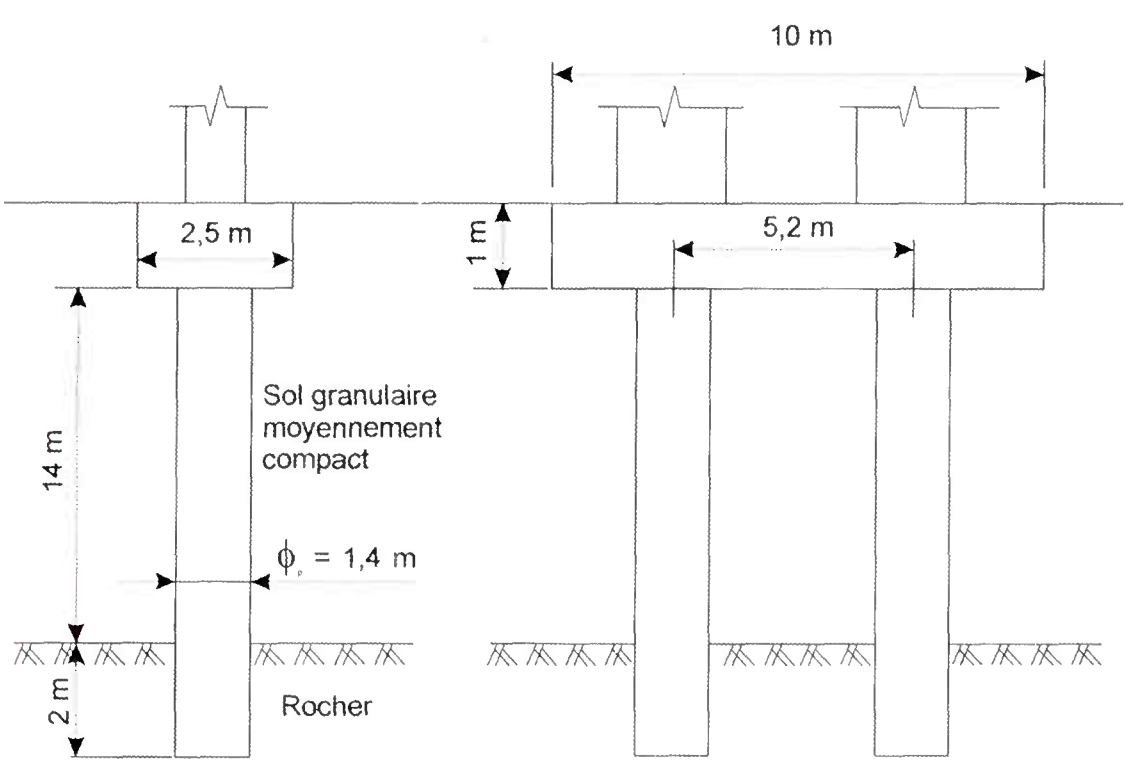
$V = 2{,}155 \times 2{,}25 = 4{,}849$ MN

On est conduit à disposer la section d'armatures minimales soit des cadres tous les 40 cm, dont on alternera la position un lit sur deux [6.3.2b]. Ces armatures sont suffisamment redondantes pour couvrir les efforts dans l'autre direction.

7.5 FONDATIONS - CAS D'UNE FONDATION PROFONDE

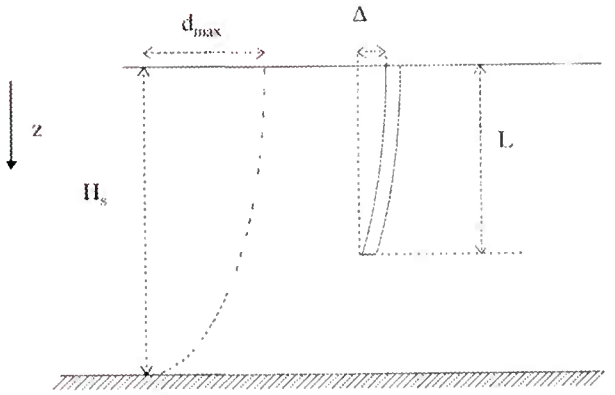
7.5.1 Détermination des sollicitations

On suppose que l'on doit mettre des pieux avec la géométrie représentée ci-après.



La semelle des pieux fait 10 m de long par 2,5 m de largeur et 1 m d'épaisseur. Il convient d'effectuer deux calculs [4.2.5.1], l'un en déplacements imposés, l'autre en appliquant les efforts qui viennent de la structure en élévation.

a) Calcul en déplacements imposés [4.2.5.2]



Déplacement différentiel entre le rocher et la surface du sol :

$d_{max} = \lambda\, a_N\, (2H_s/\pi V_s)^2$ avec $\lambda = 0{,}9$ (Site S2), $a_N = 3$ m/s^2, $H_s = 15$ m.

A défaut de valeur mesurée sur site de la vitesse V_s des ondes de cisaillement, on utilisera les fourchettes de valeurs proposées au Tableau 4-4 [4.1.5.1]. On prendra la valeur minimale proposée dans ce tableau car elle correspond au sol le plus souple et entraîne donc les efforts maximaux dans les pieux. On multipliera la valeur du Tableau 4-4 par un coefficient tenant compte du niveau de sollicitation du sol, soit 0,6 pour $a_N = 3$ m/s^2 ;

d'où : Vs = 0,6 x 150 = 90 m/s et $d_{max} = 0{,}030$ m

L'équation de la déformée de la colonne de sol (et donc aussi celle du pieu) est :

$$u(z) = d_{max} \cos(\pi z/2H_s)$$

Le moment dans le pieu est obtenu en dérivant deux fois l'équation de la déformée et en multipliant par la rigidité de flexion EI : $M(z) = EI\, d_{max}\, (\pi/2H_s)^2 \cos(\pi z/2H_s)$

L'effort tranchant est obtenu par dérivation : $T(z) = \frac{dM(z)}{dz} = EI\, d_{max}\, (\pi/2H_s)^3 \sin(\pi z/2H_s)$

On utilise du B25 pour les pieux, donc E = 32000 MPa, et I = 0,189 m^4.

Le moment maximum est alors pour z = 1 m : M(1) = 2,000 MN.m

Ce moment représente l'action sismique dans une direction. On peut le cumuler avec un moment dans la direction orthogonale qui vaut 0,3 x 2,000 = 0,600 MN.m.

En combinant les moments, il vient : $M = \sqrt{M_L^2 + M_T^2} = 2{,}089$ MN.m

b) Calcul en efforts imposés [4.2.5.1]

Pour le calcul des efforts, on modélise les pieux par des éléments de barres sur appui élastique avec un logiciel de calcul de structures. On applique au sommet des pieux le torseur d'efforts calculé en base de la semelle (voir précédemment dans ce chapitre). Afin de faciliter les calculs, on peut faire deux modèles plans. Dans le sens longitudinal, on divise les efforts par 2 et on ne modélise qu'un pieu. Dans le sens transversal, on modélise les deux pieux et la semelle de fondation qui les connecte. On applique le torseur d'efforts provenant de la structure sur ces modèles. On peut aussi faire un modèle 3D sur lequel on vient appliquer le torseur d'efforts avec les 5 composantes.

Les efforts à appliquer sur les pieux sont : les efforts inertiels du tablier, les efforts inertiels de la pile, et les efforts inertiels de la semelle des pieux.

Les coefficients sismiques sont : $\sigma_H = a_N / g = 0{,}306$ et $\sigma_V = 0{,}5\, \sigma_H = 0{,}153$

Poids de la semelle : PP_S = 10 x 2,5 x 1 x 25000 = 625000 N = 0,625 MN

$V_{sL} = V_{sT} = PP_S\, \sigma_H = 0{,}625 \times 0{,}306 = 0{,}191$ MN

$N_{sV} = PP_S\, \sigma_V = V_{sT} / 2 = 0{,}096$ MN

Les efforts en base de la semelle dans la direction longitudinale sont :

$$V_{SL} = \sqrt{V_{sL}^2 + \left(2V_{pL}\right)^2 + F_L^2} = 1{,}199 \text{ MN}$$

$$M_{SL} = \sqrt{\left(V_{sL} \times 0{,}5\right)^2 + \left(2V_{pL} \times 3{,}75\right)^2 + \left(F_L \times 6{,}5\right)^2} = 7{,}439 \text{ MN}$$

De même, les efforts sismiques dans le sens transversal sont :

$$V_{ST} = \sqrt{V_{sT}^2 + \left(2V_{pT}\right)^2 + F_T^2} = 0{,}417 \text{ MN}$$

$$M_{ST} = \sqrt{\left(V_{sT} \times 0{,}5\right)^2 + \left(2V_{pT} \times 3{,}75\right)^2 + \left(F_T \times 6{,}5\right)^2} = 1{,}398 \text{ MN}$$

Et les efforts verticaux valent :

$$N_S = \sqrt{N_s^2 + \left(2N_{pV}\right)^2 + F_V^2} = 0{,}892 \text{ MN}$$

Comme précédemment, on combine les directions de séisme avec :

$$E1 = E_L + 0{,}3\,(E_T + E_V)$$
$$E2 = E_T + 0{,}3\,(E_L + E_V)$$
$$E3 = E_V + 0{,}3\,(E_L + E_T)$$

Et les combinaison d'action sont numérotées par :

1 : $E1 + R_{max} + PP_P$

2 : $E2 + R_{max} + PP_P$

3 : $E3 + R_{max} + PP_P$

4 : $-E1 + R_{min} + PP_P$ (Le signe - porte uniquement sur l'effort normal puisque la pile est symétrique)

5 : $-E2 + R_{min} + PP_P$ (Le signe - porte uniquement sur l'effort normal puisque la pile est symétrique)

6 : $-E3 + R_{min} + PP_P$ (Le signe - porte uniquement sur l'effort normal puisque la pile est symétrique)

La combinaison 4 permet de dimensionner le ferraillage des pieux et la combinaison 3, la capacité portante de la fondation. La combinaison 6 permet de s'assurer que les pieux restent en compression.

Les torseurs introduits en base de la semelle sont les suivants :

	3	4	6
Efforts horizontaux longitudinaux, V_L	0,360	1,199	0,360
Efforts horizontaux transversaux, V_T	0,125	0,125	0,125
Moment longitudinal, M_L	2,232	7,439	2,232
Moment transversal, M_T	0,419	0,419	0,419
Effort normal, N	5,507	4,023	3,399

Comme les pieux sont circulaires, on cumule directement les efforts obtenus en tête de pieux avec :

$$M = \sqrt{M_L^2 + M_T^2} \quad ; \quad V = \sqrt{V_L^2 + V_T^2}$$

L'effort normal dans les pieux est obtenu en sommant la réaction d'appui verticale N et l'effort normal résultant du séisme transversal déterminé, et en introduisant l'effort horizontal V_T et le moment fléchissant M_T au niveau de la semelle dans un modèle plan transversal.

Les résultats du calcul pour un pieu sont présentés dans le tableau ci-dessous. Pour chaque valeur d'effort, on précise à quelle distance, x, par rapport à la face inférieure de la semelle, se trouve la section la plus défavorable.

	3	4	6
N	2,883	2,141	1,829
V_{max}	0,198	0,642	0,198
$x(V_{max})$	1,000	1,000	1,000
M_{max}	1,220	4,058	1,220
$x(M_{max})$	1,000	1,000	1,000

On dimensionne donc le ferraillage des pieux pour :

N = 2,141 MN , V = 0,642 MN , M = 4,058 + 2,141 x 0,07 = 4,366 MN.m

On a majoré le moment fléchissant pour tenir compte de l'excentricité de l'effort normal (Fascicule 62 Titre V - C.4.2,11) qui vaut max(L/20 ; 5 cm) = 7 cm.

7.5.2 Dimensionnement du ferraillage

a) Ferraillage longitudinal

C'est le calcul en efforts imposés qui est dimensionnant.

Les pieux sont forés tubés bétonnés sous l'eau avec un B25, donc k_1 = 1,20 (Fascicule 62 Titre V - A.3.1,2).

Les tubes font 1,4 m de diamètre intérieur. L'enrobage minimum est de 5 cm (Fascicule 62 Titre V - C.5.4,22). Avec des cerces en HA20, on place les armatures longitudinales sur un cercle de diamètre 1210 mm (en supposant des barres longitudinales en HA25).

Le calcul du ferraillage conduit à disposer 28 HA 25 espacés de 86 mm. Ceci représente un ratio de 0,9 %, ce qui est supérieur au minimum de 0,5 / $D^{1/2}$ = 0,423 % ([6.3.7b] pour un sol de type b).

Remarque :

L'ancrage des HA 25 doit être de 50 x 25 = 1250 mm lorsque ceux-ci sont droits. La semelle ne faisant que 1 m d'épaisseur, il conviendra de crosser les barres pour obtenir un bon ancrage. Toutefois, le crossage des barres complique beaucoup le ferraillage. Aussi, dans la pratique on épaissira la semelle afin de pouvoir réaliser un ancrage droit, soit dans notre cas 1250 + 50 mm d'enrobage = 1300 mm.

b) Ferraillage transversal

$$\tau_u = 1{,}4\ V / B\ d$$

avec V = γ_r x 0,642 MN avec γ_r = 1,4 donc V = 1,4 x 0,642 = 0,899 MN

et B = 1,4 m et d = 1305 mm (distance entre la fibre comprimée et l'armature tendue)

donc τ_u = 1,4 x 0,899 / 1,4 x 1,305 = 0,689 MPa

- Vérification du béton à l'ELU :

$$\tau_u < \min \{ 0{,}20\, f_{cj} / \gamma_b \,;\, 5 \} = 3{,}205 \text{ MPa (cf [4.3.2])}$$
$$\text{avec } f_{cj} = 25 / 1{,}2 = 20{,}833 \text{ MPa et } \gamma_b = 1{,}3$$

- Vérification des armatures à l'ELU :

Avec σ_{cm} = 1,391 MPa (compression moyenne dans le pieu) on obtient (BAEL - A.5.1,23)

$$A_t / \sigma_t = 0{,}00007$$

- Le minimum BAEL étant (BAEL - A.5.1,22)

$$A_t / \sigma_t = 0{,}00112$$

- Armature minimale pour le séisme [6.3.7b]

La longueur de la zone critique est 2,5 ϕ = 3,5 m [6.3.7a]. Sur cette distance, il convient de disposer une armature minimale de 0,8 %. Ceci conduit à un A_t / σ_t = 0,0064. Hors zone critique, le ratio minimum est de 0,6 % soit un A_t / σ_t = 0,0048. C'est donc cette clause qui l'emporte.

On disposera des cerces en HA20 disposées tous les 100 mm en zone critique et tous les 130 mm hors zone critique. Ce ferraillage est très dense. On pourrait aussi ajouter des cadres octogonaux ou des rectangles, afin de diminuer la concentration des cerces. Ces dispositions seront à adopter pour chaque cas en concertation avec l'entreprise.

7.5.3 Vérification de la capacité portante des pieux

Cette vérification est faite suivant l'annexe C.2 du Fascicule 62 Titre V. Le pieu est ancré dans le rocher (p^*_{le} = 3 MPa). En fonction du tableau de l'Annexe E1 du Fascicule 62 Titre V, le sol est un sable B (moyennement compact). Alors, le facteur de portance (Annexe C3 du Fascicule 62 Titre V) est 1,1 et l'effort mobilisable en pointe est :

$$Q_{pu} = q_u A = 3 \times 1{,}1 \times 1{,}539 = 5{,}079 \text{ MN.}$$

L'effort mobilisable par frottement dans le sable est

$$Q_{su} = P\, q_s\, L = 1{,}4\, \pi\, q_s\, 14 = 61{,}57\, q_s$$

et dans la roche

$$Q_{su} = P\, q_s\, L = 1{,}4\, \pi\, q_s\, 2 = 8{,}80\, q_s$$

En fonction du tableau II de l'annexe C3 du Fascicule 62 Titre V, on prend une courbe de frottement Q2 pour le sable et Q6 pour le rocher. D'où q_s = 0,06 MPa pour le sable ayant p^*_{le} = 1 MPa, et q_s = 0,233 pour le rocher.

$$\text{D'où :} \quad Q_{su} = 61{,}57 \times 0{,}06 + 8{,}80 \times 0{,}233 = 5{,}745 \text{ MN.}$$

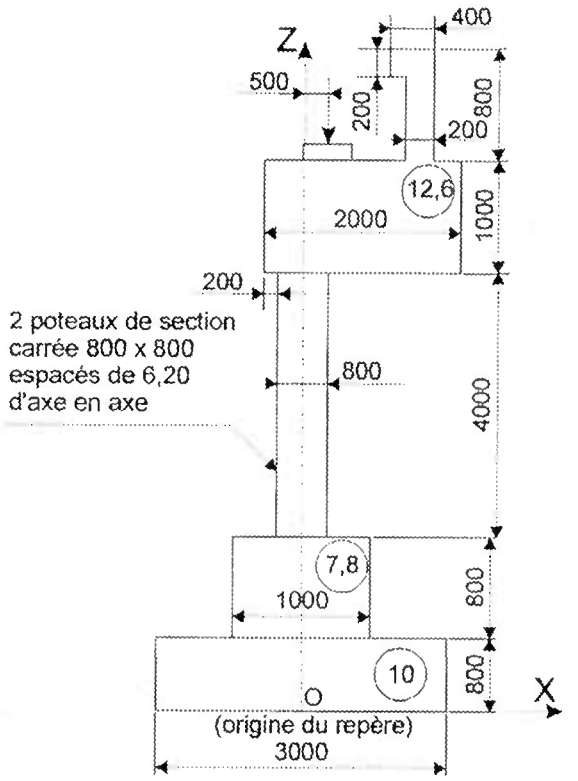
La capacité des pieux est donc de :

$$Q_u = Q_{su} + Q_{pu} = 5{,}745 + 5{,}079 = 10{,}824 \text{ MN.}$$
$$\text{Alors} \quad Q_{max} = Q_u / 1{,}20 = 9{,}02 \text{ MN.}$$

Or l'effort maximum sous séisme est de 3,571 MN.

7.6 CULÉES

Le plan des culées est le suivant :



Les sections critiques sont :

1. la section en pied de poteaux pour ce qui concerne le ferraillage de ceux-ci (Z = 1,6 m).

   Remarque : on choisit de placer les mêmes sections d'armatures sur les deux faces des poteaux.

2. la face inférieure de la semelle pour ce qui concerne l'équilibre de la fondation (Z = 0 m),

Les vérifications dans les deux directions pouvant être effectuées de manière indépendante [4.3.4.3], seule la vérification dans le sens longitudinal est présentée dans ce chapitre, la vérification dans le sens transversal étant similaire.

Nous nous limitons donc à déterminer les sollicitations au niveau des deux sections critiques avec les efforts sismiques dirigés vers le tablier.

7.6.1 Détermination des sollicitations en statique

☞ Le calcul de la poussée statique, effectué avec les hypothèses classiques, conduit à :

- En pied des poteaux (pour les 2 poteaux) : M_{sa} = -0,939 MN.m et F_{sa} = -0,204 MN
- Au niveau inférieur de la semelle : M_{sa} = -1,266 MN.m et F_{sa} = -0,204 MN

☞ Les résultats du calcul des charges permanentes propres à la culées sont

- En pied de poteaux : M_{cpp} = 0,631 MN.m et F_{cpp} = 1,061 MN
- Au niveau inférieur de la semelle : M_{cpp} = 0,631 MN.m et F_{cpp} = 1,813 MN

☞ La réaction d'appui du tablier conduit à :

- En pied de poteaux de même qu'au niveau supérieur de la semelle :

M_{tmax} = 0,408 MN.m et F_{tmax} = 0,815 MN

M_{tmin} = 0,369 MN.m et F_{tmin} = 0,738 MN

Enfin, le volume de terre au dessus de la semelle conduit à un effort vertical de 2,619 MN et un moment de 0,110 MN.m au niveau de la semelle (voir schéma plus loin).

☞ Combinaison d'efforts en statique

Au niveau du pied des poteaux

	N	V	M
Poussée statique	0,000	-0,204	-0,939
Poids propre culée	1,061	0,000	0,631
Réaction d'appui du tablier maximale	0,815	0,000	0,408
Réaction d'appui du tablier minimale	0,738	0,000	0,369
Total max	1,936	-0,204	0,099
Total min	1,799	-0,204	0,061

Au niveau inférieur des semelles

	N	V	M
Poussée statique	0,000	-0,204	-1,266
Poids propre culée	1,813	0,000	0,631
Réaction d'appui du tablier maximale	0,815	0,000	0,408
Réaction d'appui du tablier minimale	0,738	0,000	0,369
Poids des terres sur la semelle	2,619	0,000	0,110
Total max	5,307	-0,204	-0,118
Total min	5,170	-0,204	-0,156

7.6.2 Détermination des sollicitations sismiques

a) Calcul des efforts sismiques inertiels sur la culée proprement dite

Pour ce calcul on décompose la culée en volumes élémentaires sur lesquels on applique l'accélération horizontale $a = \sigma_h g$ avec $\sigma_h = a_N / g = 3 / 9,81 = 0,306$

et pour les efforts verticaux, on prend $\sigma_v = 0,5\ \sigma_h = 0,153$ [4.3.4.3].

On détermine les sollicitations en pied des poteaux et au niveau inférieur de la semelle. Les forces sismiques horizontales et verticales sont calculées avec

$F_h = \sigma_h PP$ et $F_v = \sigma_v PP$ où PP est le poids propre de l'élément.

Composante horizontale du séisme, en pied de poteaux
(soit les moments par rapport au point X = 0 ; Z = 1,6)

	Z	F	M
Corbeau des joints de chaussée	7,3	0,008	0,043
Mur garde grève	6,9	0,012	0,060
Sommier	6,1	0,193	0,851
Poteaux	3,6	0,039	0,060
Total (V_{hc} , M_{hc}) en pied de poteaux		0,251	1,050

Composante verticale du séisme, en pied de poteaux
(soit les moments par rapport au point X = 0 ; Z = 1,6)

	X	F	M
Corbeau des joints de chaussée	1,0	0,004	0,004
Mur garde grève	1,1	0,006	0,006
Sommier	0,4	0,096	0,039
Poteaux	0,0	0,020	0,000
Total (N_{vc} , M_{vc}) en pied de poteaux		0,126	0,049

Composante horizontale du séisme, niveau inférieur des semelles
(soit les moments par rapport au point X = 0 ; Z = 0)

	Z	F	M
Corbeau des joints de chaussée	7,3	0,008	0,056
Mur garde grève	6,9	0,012	0,080
Sommier	6,1	0,193	1,175
Poteaux	3,6	0,039	0,141
Longrine	1,2	0,046	0,056
Semelle	0,4	0,183	0,073
Total (V_{hc} , M_{hc}) en base semelle		0,481	1,581

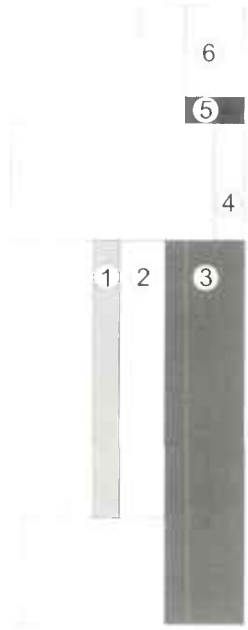
Composante verticale du séisme, niveau inférieur des semelles
(soit les moments par rapport au point X = 1,5 ; Z = 0)

	X	F	M
Corbeau des joints de chaussée	1,0	0,004	0,004
Mur garde grève	1,1	0,006	0,006
Sommier	0,4	0,096	0,039
Poteaux	0,0	0,020	0,000
Longrine	0,0	0,023	0,000
Semelle	0,0	0,092	0,000
Total (N_{vc} , M_{vc}) en base semelle		0,241	0,049

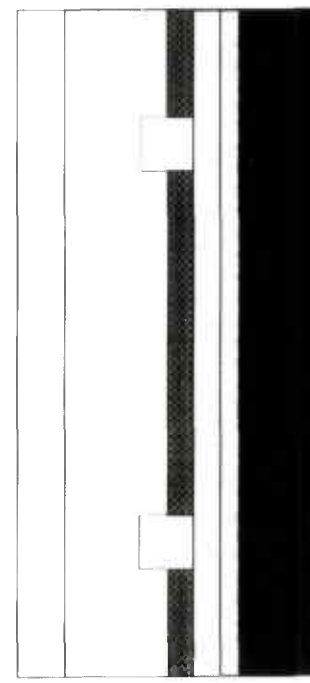
b) Calcul de F_{ve} et F_{he} pour l'équilibre de la semelle [4.3.4.3]

On découpe le sol sur la semelle de la culée en 6 parties :

Vue en élévation



Vue en plan



A noter que la partie 5 représente la partie de la dalle de transition qui est appuyée sur la culée, qui doit donc être comptée en béton (masse volumique de 2 500 kg / m³) contrairement aux autres domaines représentant le sol (masse volumique de 2 000 kg / m³).

On calcule les efforts inertiels sur les sols comme précédemment :

$F_h = \sigma_h$ PP et $F_v = \sigma_v$ PP où PP est le poids propre de la partie de sol

	X	Z	PP	F_h	F_v	M_h	M_v
1	0,20	3,60	0,269	0,082	0,041	0,296	0,008
2	0,45	3,60	0,080	0,024	0,012	0,088	0,006
3	1,00	3,20	0,960	0,294	0,147	0,940	0,147
4	1,45	6,10	0,020	0,006	0,003	0,037	0,004
5	1,35	6,70	0,015	0,005	0,002	0,031	0,003
6	1,35	7,10	0,048	0,015	0,007	0,104	0,010
Total			1,392	0,426	0,213	1,497	0,178

D'où F_{he} = 0,426 MN , F_{ve} = 0,213 MN , M_{he} = 1,497 MN.m et M_{ve} = 0,178 MN.m

c) Effet sur les poteaux et les semelles des efforts sismiques provenant du tablier

Le point de calcul des efforts pour le pied des poteaux est X = 0 ; Z = 1,6 et pour la semelle X = 0 ; Z = 0.

	F_{ht}	F_{vt}	X	Z	M_{ht}	M_{vt}
Pied des poteaux	0,948	0,424	0,5	6,6	4,740	0,212
Semelle	0,948	0,424	0,5	6,6	6,257	0,212

d) Effet de l'effort sismique de rupture du sol derrière la culée

Pour évaluer cet effet, on utilise la méthode de Mononobé-Okabé [4.2.8].

séisme descendant séisme ascendant

$$\theta = \arctan\frac{\sigma_h}{1+\sigma_v} = 0{,}259\ rad \qquad \theta = \arctan\frac{\sigma_h}{1-\sigma_v} = 0{,}346\ rad$$

Pour le sol considéré, on a ϕ = 30° donc

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\phi-\theta)}{\cos^2\theta\left[1+\sqrt{\frac{\sin\phi\sin(\phi-\theta)}{\cos\theta}}\right]^2} = 0{,}533 \qquad K_{ad} = 0{,}642$$

On obtient l'incrément dynamique de poussée active en soustrayant la poussée active statique des terres ($\frac{1}{2}\gamma$ H² K_a) calculée au [7.6.1] à la poussée dynamique globale (F_{ad} = $\frac{1}{2}\gamma$ H² (1±σ_v) K_{ad}) [4.2.8].

ΔF_{ad} = $\frac{1}{2}\gamma$ H² [(1+σ_v)K_{ad} - K_a] = 0,154 MN/ml ΔF_{ad} = $\frac{1}{2}\gamma$ H² [(1-σ_v)K_{ad} - K_a] = 0,115 MN/ml

H étant la hauteur totale de l'écran fictif soit 7,4 m et K_a = 0,333.

On divise cette force par H pour obtenir la pression sur l'écran fictif :

σ_{ad} = 0,154 / 7,4 = 0,0208 MPa σ_{ad} = 0,115 / 7,4 = 0,0156 MPa

Pour le calcul des poteaux, on applique cette pression sur toutes les surfaces qui s'opposent à la rupture du coin de sol. Pour les poteaux, on multiplie la surface des poteaux par 3, afin de tenir compte de la diffusion des efforts sismiques [4.3.4.3].

Z	S	F_s	M_s	Z	S	F_s	M_s
			Sommier				
6,5	22,68	0,472	2,314	6,5	22,68	0,353	1,732
			Poteaux				
3,6	19,20	0,400	0,800	3,6	19,20	0,299	0,598
			Total				
		1,167	3,114			0,653	2,330

Pour la stabilité de la semelle, on considère l'effort sur l'écran fictif total.

F_s = 10 x 7,4 x 0,0208 = 1,539 MN F_s = 10 x 7,4 x 0,0156 = 1,154 MN

M_s = 7,4 / 2 x F_s = 5,695 MN M_s = 7,4 / 2 x F_s = 4,271 MN

e) Combinaisons des actions sismiques

On effectue les combinaisons d'actions sismiques conformément au [4.3.4.3]

Combinaison des actions inertielles

Les actions inertielles étant toutes dans la même direction, il est intéressant de les considérer en même temps.

Ces actions sont celles de la masse de la culée, du sol sur la semelle et du coin de sol entrant en rupture (Mononobé-Okabé).

Les actions inertielles se cumulent directement : $F_i = F_{hc} + F_{he} + F_s$

Composante horizontale du séisme concomitant avec la composante descendante du séisme

	V_{hc}	V_{he}	V_s	M_{hc}	M_{he}	M_s	$V_{hi} = \sum V$	$M_{hi} = \sum M$
Poteau	0,251	0,000	1,167	1,050	0,000	3,144	1,418	4,194
Semelle	0,481	0,426	1,539	1,581	1,497	5,695	2,446	8,773

et $N_{hi} = 0$

Composante horizontale du séisme concomitant avec la composante ascendante du séisme

	V_{hc}	V_{he}	V_s	M_{hc}	M_{he}	M_s	$V_{hi} = \sum V$	$M_{hi} = \sum M$
Poteau	0,251	0,000	0,653	1,050	0,000	2,330	0,904	3,380
Semelle	0,481	0,426	1,154	1,581	1,497	4,271	2,061	7,349

et $N_{hi} = 0$

Composante verticale du séisme (Mononobé-Okabé s'exerce uniquement horizontalement)

	N_{vc}	N_{ve}	M_{vc}	M_{ve}	$N_{vi} = \sum N$	$M_{vi} = \sum M$
Poteau	0,126	0,000	0,049	0,000	0,126	0,049
Semelle	0,241	0,213	0,049	0,178	0,454	0,227

Combinaison des actions par direction

On cumule quadratiquement F_{ht} et F_{hi} : $F = \sqrt{F_i^2 + F_t^2}$

Composante horizontale concomitante à la composante descendante du séisme

	V_{hi}	V_{ht}	M_{hi}	M_{ht}	V_h	M_h
Poteau	1,418	0,948	4,194	4,740	1,706	6,329
Semelle	2,446	0,948	8,773	6,257	2,623	10,776

et $N_h = 0$

Composante horizontale concomitante à la composante ascendante du séisme

	V_{hi}	V_{ht}	M_{hi}	M_{ht}	V_h	M_h
Poteau	0,904	0,948	3,308	4,740	1,310	5,780
Semelle	2,061	0,948	7,349	6,257	2,269	9,652

et $N_h = 0$

Composante verticale

	N_{vi}	N_{vt}	M_{vi}	M_{vt}	N_v	M_v
Poteau	0,126	0,424	0,049	0,212	0,442	0,218
Semelle	0,454	0,424	0,227	0,212	0,621	0,311

et $V_h = 0$

☞ **Combinaison d'action**

On s'intéresse aux combinaisons prépondérantes, pour le calcul du ferraillage et pour la vérification de la semelle

Composante longitudinale + 0,3 composante verticale + $P_{perm,max}$

Composante longitudinale - 0,3 composante verticale + $P_{perm,min}$

Composante verticale + 0,3 composante horizontale + $P_{perm,min}$

Composante verticale + 0,3 composante horizontale + $P_{perm,max}$

La composante transversale n'est pas étudiée pour les raisons énoncées précédemment.

En pied de poteaux

	P_{perm}			F_h			F_v			Combinaison		
	N_{perm}	V_{perm}	M_{perm}	N_h	V_h	M_h	N_v	V_v	M_v	N	V	M
I, $P_{perm,max}$-H+0,3V	1,936	-0,204	0,099	0,00	1,706	6,329	0,442	0,00	0,218	2,063	-1,910	-6,165
II, $P_{perm,min}$-H-0,3V	1,799	-0,204	0,061	0,00	1,310	5,780	0,442	0,00	0,218	1,672	-1,514	-5,784
III, $P_{perm,max}$+V-0,3H	1,936	-0,204	0,099	0,00	1,706	6,329	0,442	0,00	0,218	2,358	-0,716	-1,582
IV, $P_{perm,min}$- V-0,3H	1,799	-0,204	0,061	0,00	1,310	5,780	0,442	0,00	0,218	1,514	-0,597	-1,853

Au niveau inférieur de la semelle

	P_{perm}			F_h			F_v			Combinaison		
	N_{perm}	V_{perm}	M_{perm}	N_h	V_h	M_h	N_v	V_v	M_v	N	V	M
I, $P_{perm,max}$-H+0,3V	5,307	-0,204	-0,118	0,00	2,623	10,776	0,621	0,00	0,311	5,493	-2,827	-10,801
II, $P_{perm,min}$-H-0,3V	5,170	-0,204	-0,156	0,00	2,269	9,652	0,621	0,00	0,311	4,984	-2,473	-9,901
III, $P_{perm,max}$+V-0,3H	5,307	-0,204	-0,118	0,00	2,623	10,776	0,621	0,00	0,311	5,928	-0,991	-3,040
IV, $P_{perm,min}$- V-0,3H	5,170	-0,204	-0,156	0,00	2,269	9,652	0,621	0,00	0,311	4,549	-0,885	-3,363

7.6.3 Dimensionnement du ferraillage des poteaux

Pour le calcul des armatures des poteaux, les combinaisons I et II sont dimensionnantes. Avec un calcul ELU BAEL (γ_b = 1,3 et γ_s = 1,0) on est conduit à disposer 5 paquets de 2 HA 32 par face, espacés de 140 mm. Ceci représente un ratio de 1,26 % par face tendue, ce qui est supérieur au minimum de 0,28 %. En pourcentage volumique, cela fait 2,51 % < 3 %, ce qui est acceptable.

Pour le ferraillage transversal, les combinaisons I et II sont également dimensionnantes. C'est un calcul à l'effort tranchant et les efforts sont donc majorés par 1,4.

Pour chaque poteau :

$$N_I = 1{,}032 \text{ MN} \quad \text{et} \quad V_I = 1{,}4 \times 0{,}955 \text{ MN}$$

$$N_{II} = 0{,}836 \text{ MN} \quad \text{et} \quad V_{II} = 1{,}4 \times 0{,}757 \text{ MN}$$

$$\tau_{uI} = 1{,}4\ V_I / b_0\ d = 1{,}4 \times 0{,}955 / 0{,}800 \times 0{,}750 = 2{,}322 \text{ MPa}$$

$$\tau_{uII} = 1{,}4\ V_{II} / b_0\ d = 1{,}4 \times 0{,}757 / 0{,}800 \times 0{,}750 = 1{,}766 \text{ MPa}$$

- Vérification du béton à l'ELU :

$$\tau_u < \tau_{ulim} = \min \{ 0{,}20\, f_{cj} / \gamma_b \,;\, 5 \} = 3{,}846 \text{ MPa (cf [4.3.2])}$$

$$\text{avec } f_{cj} = 25 \text{ et } \gamma_b = 1{,}3$$

On vérifie bien $\tau_{uI} < \tau_{ulim}$ et $\tau_{uII} < \tau_{ulim}$

- Vérification des armatures à l'ELU :

Avec $\sigma_{cmI} = 1{,}032 / 0{,}8^2 = 1{,}612$ MPa et $\sigma_{cmII} = 0{,}836 / 0{,}8^2 = 1{,}306$ MPa

(compression moyenne dans les poteaux) on obtient (BAEL - A.5.1,23)

$A_t / s_t = 0{,}00279$ pour la combinaison I et $A_t / s_t = 0{,}00185$ pour la combinaison II

- Le minimum BAEL étant (BAEL - A.5.1,22)

$$A_t / s_t = 0{,}00064$$

Pour satisfaire le [6.3.1a], on utilise des cadres de ϕ 10 mm et on a 5 brins afin de maintenir chaque paquet de barres longitudinales. Alors l'espacement correspondant au minimum d'armature est de 141 mm < 200 mm [6.3.1a]. On disposera donc des cadres de ϕ10 mm espacés de 141 mm.

7.6.4 Vérification de la stabilité de la fondation

Le principe de vérification est identique à la vérification de la semelle superficielle.

Etat limite ultime de renversement		(Fascicule 62 Titre V - B.3.2)
Ce sont les combinaisons I et II qui sont dimensionnantes. Bien que l'on soit dans une seule direction, on utilise un modèle de Meyerhof.		
Pour chaque combinaison l'excentricité est : $e_I = 1{,}966$ m et $e_{II} = 1{,}988$ m		
On voit que l'excentricité est > 1,5. Il convient donc d'augmenter la taille de la semelle. Après quelques itérations on passe à B = 5,5 m. Il faut vérifier qu'au moins 10 % de la fondation reste comprimée (Fasicule 62 Titre V - B.3.3.). On augmente l'effort normal pour tenir compte de ce poids supplémentaire, de sorte que $N_I = 6{,}118$ et $N_{II} = 5{,}609$.		
	I	II
e	1,765	1,765
S_{comp}	19,691	19,696
% Comprimée	35,8 %	35,8 %
Vérification du renversement	OK	OK
La condition de non-renversement est vérifiée.		

Etat limite ultime de glissement		(Fascicule 62 Titre V - B.3.4)
Pour la vérification du glissement on suppose que le sol est un sable ayant un tan $\varphi = 0{,}577$.		
On doit alors vérifier : $V < N \tan \varphi / \gamma_{g1}$		
on prend $\gamma_{g1} = 1{,}2$ d'où : $V < 0{,}481\, N$		
On effectue le calcul pour chaque combinaison :		
	I	II
N	6,118	5,609
0,481 N	2,942	2,697
V	2,827	2,473
Vérification du glissement	OK	OK
La condition de non-glissement est vérifiée.		

Etat limite de mobilisation du sol	(Fascicule 62 Titre V - B.3.1)

Pour la vérification de l'état limite de mobilisation du sol, on supposera que le sol a un q'_u = 1 MPa.

On utilise le modèle de Meyerhof pour déterminer la contrainte conventionnelle de référence

$q'_{ref} = N / (B-2e) L$

D'après le Fascicule 62 Titre V - B.3.1, on doit avoir :

$$q'_{ref} \leq (q'_u - q'_0)\, i_{\delta\beta} / \gamma_q + q'_0$$

q'_0 = 0,02 x 7,4 = 0,148 MPa. Pour $i_{\delta\beta}$, on doit évaluer la valeur de D_e
profondeur d'encastrement 7,4 m et une largeur de fondation B = 6 m. Alors, D_e/B = 0,617 et

$i_{\delta\beta} = (1-\delta/90)^2\ (1-e^{-De/B}) + e^{-De/B}\ (\max\{((1-\delta/45);0\})^2$

On effectue la vérification pour chaque combinaison

	I	II
e	1,765	1,765
N	6,118	5,609
q'_{ref}	0,311	0,285
δ (°)	24,801	23,793
$(q'_u - q'_0)\, i_{\delta\beta} / \gamma_q + q'_0$	0,398	0,408
Vérification mobilisation du sol	OK	OK

L'état limite de mobilisation du sol est donc vérifié.

7.7 MUR GARDE-GRÈVE [ANNEXE 5]

7.7.1 Généralités

Pour le calcul du garde-grève fusible, on peut se placer dans l'option b) ou c) du [4.4.2] :

option b) : le garde-grève fusible joue le rôle d'une butée de sécurité qui reprend 40 % des efforts horizontaux du tablier soit 0,40 x (0,948 + 1,124) x 2 = 1,658 MN. De plus, il doit exister un jeu mécanique entre le corbeau et le tablier, supérieur au souffle sismique (81 mm).

Option c) : Dans le cas ou ce jeu mécanique n'est pas possible à réaliser, le garde grève fusible devrait être calculé en supposant le tablier encastré sur les culées.

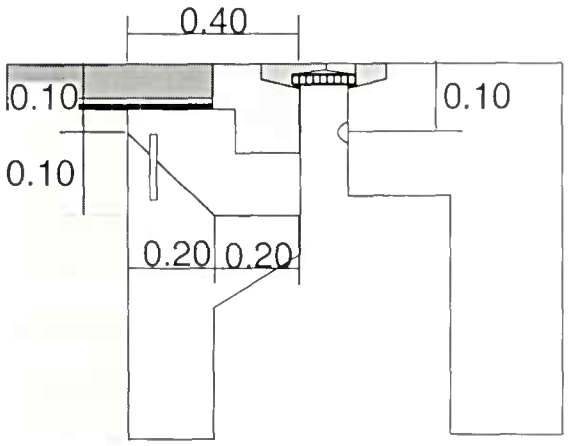
Dans ces deux options, la résistance du mur garde grève est en fait sans importance. Le sol derrière le garde grève ainsi que la dalle de transition donne généralement suffisamment de capacité au garde grève pour que la justification de celui-ci ne soit pas nécessaire. Par contre, les fondations devraient alors être justifiées pour les efforts évalués dans le cadre des deux options. D'où l'idée de sacrifier une partie du garde grève, jouant le rôle de fusible et ayant pour objet de limiter les efforts transmis aux fondations, tout en assurant son rôle de butée pour le tablier. Ainsi, le calcul suivant n'est pas influencé par l'option choisie.

Le mur garde grève fusible a deux fonctions sous séisme :

- libérer les déplacements longitudinaux du tablier,

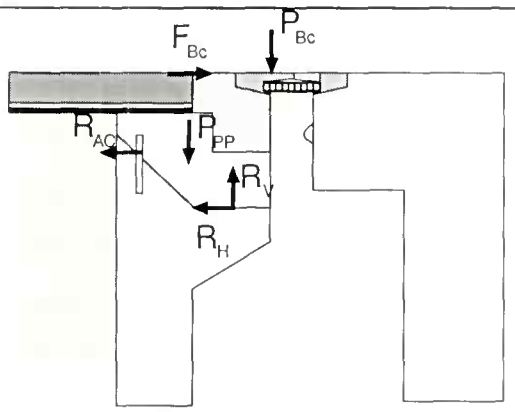
- Limiter les efforts dans les fondations en cas de choc du tablier sur la culée

Le ferraillage du garde grève fusible est déterminé par les efforts de freinage du camion B_c sur le garde-grève, à l'ELU. On choisit un fusible à plan incliné dont la géométrie est la suivante :



7.7.2 Dimensionnement sous freinage Bc

Equilibre statique du fusible



On peut supposer un léger glissement horizontal du coin fusible. On n'a donc pas de frottement sur la face inclinée et tous les efforts verticaux sont repris par la face horizontale. Le déplacement vertical du fusible est empêché par le poids propre et par la charge de l'essieu B_c. Les aciers travaillent uniquement au cisaillement.

$$\begin{cases} R_{AC} + R_H = F_{Bc} \\ R_V = P_{Bc} + P_{PP} \end{cases}$$

P_{PP} = (0,2 x (0,2 + 0,10) / 2 + 0,2 x 0,2) x 12,6 x 0,025 = 0,022 MN (poids propre du coin fusible)

$R_V = P_{Bc} + P_{PP}$; R_V = 0,384 + 0,022 = 0,406 MN ; R_H = 0.7 x 0,406 = 0,284 MN

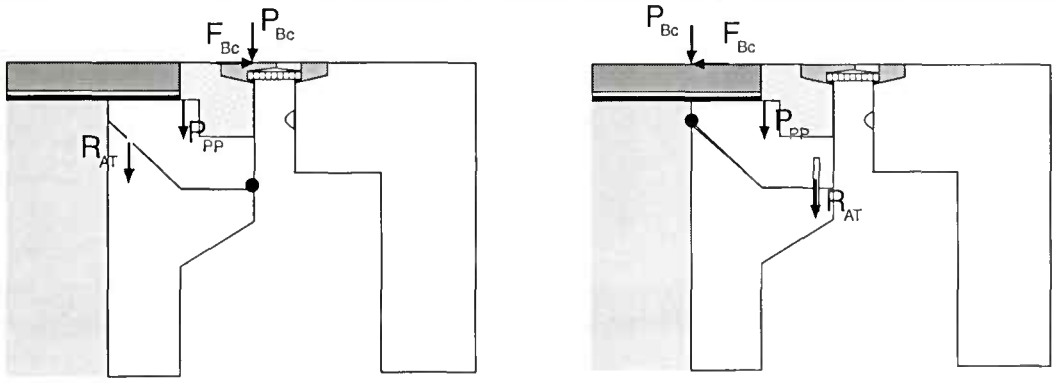
Donc R_{AC} = 0,384 - 0,284 = 0,100 MN

La quantité d'acier à mettre en œuvre est donc

$$S = \frac{R_{AC}}{0,577 \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{0,100}{0,577 \cdot 240 / 1,15} = 830 mm^2$$

en prenant de l'acier doux à 240 MPa. Pour tenir compte de la sollicitation tangente sur l'acier, on utilise un facteur 0,577.

Equilibre dynamique du fusible (vis-à-vis du renversement)



Dans le sens du basculement vers le tablier, la hauteur du corbeau est de 20 cm et le bras de levier des armatures est de 35 cm. Alors l'équilibre entre l'effort résistant et l'effort sollicitant donne

$0{,}2 \times 0{,}384 = 0{,}35 \times S \times f_e / \gamma_s + P_{PP} \times 0{,}181$ donc $S = 997\ mm^2$

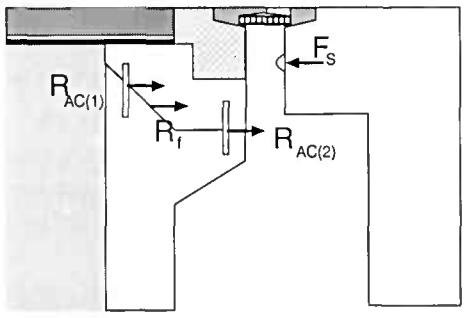
Dans l'autre sens, le bras de levier de la force de freinage est de 10 cm. L'équilibre s'exprime alors

$0{,}10 \times 0{,}384 = 0{,}35 \times S \times f_e / \gamma_s + P_{PP} \times 0{,}110$ donc $S = 493\ mm^2$

On placera donc deux nappes d'acier doux ϕ 10 mm espacées de 80 cm pour l'armature coté sol et tous les 1,6 m pour l'autre nappe (coté tablier) soit 1885 mm^2 au total.

7.7.3 Vérification de la rupture sous séisme

Equilibre statique du fusible



La force sismique rencontrant le plan incliné crée une force verticale. Cette force est entièrement reprise par les barres AC(1) et AC(2) sous forme d'effort normal, ainsi que par une partie du frottement.

L'effort horizontal est quant à lui repris pour partie par le cisaillement des barres AC(1) et AC(2) sous forme de cisaillement, ainsi que par le frottement béton/béton.

L'effort normal dans les barres tend à diminuer la résistance de celles-ci au cisaillement (Von Mises), il est donc sécuritaire de l'omettre dans les calculs (la prise en compte entrainerait un coût de calcul qui ne serait pas à l'échelle du problème).

On néglige aussi le poids propre du coin fusible. L'équilibre entre la résistance au cisaillement et la sollicitation s'écrit :

$$F_s - 0{,}7\ F_s \sin \varphi = S \times f_e \times 1{,}5 \times 0{,}577$$

Le facteur 1,5 tient compte de la surcapacité éventuelle des armatures d'acier [4.5.3] qui augmente l'effort transmis aux fondations. φ est l'angle du pan incliné et vaut 26,57°. Donc

$$F_s = 0{,}561\ MN$$

F_s qui reste inférieure à la valeur de l'action sismique provenant du tablier (0,948 MN) en l'absence de choc. Si l'on veut de surcroît éviter toute rupture dans le garde grève, il convient de dimensionner l'armature au dessous du coin fusible en capacité (ce qui revient à surdimensionner le mur garde grève).

ANNEXE 1 : CONDITION SUR LE BIAIS ET LA COURBURE POUR APPLIQUER LA MÉTHODE MONOMODALE

Les conditions d'application de la méthode monomodale portant sur le biais (voir paragraphe 4.2.3) s'explicitent comme suit.

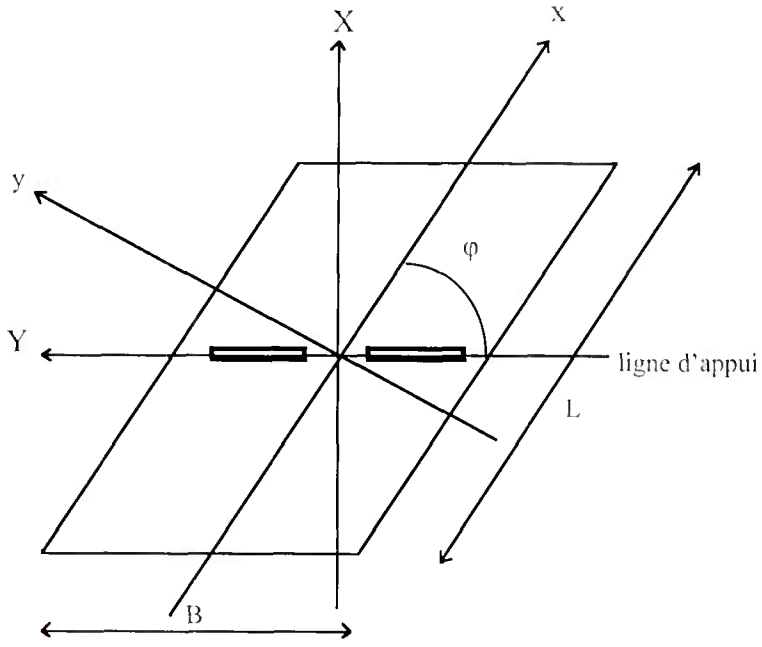
L'angle de biais φ (*cf.* figure ci-dessous) est supérieur à 60° (67 grad) et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis (évaluées en considérant le tablier comme un corps rigide) ne varient pas de plus de 10 % par rapport aux valeurs calculées sans biais. Soient K_X et K_Y les raideurs totales suivant les axes principaux d'inertie des appuis. La matrice de raideur dans le repère xy lié aux axes longitudinaux et transversaux du tablier est la suivante :

$$\begin{bmatrix} K_X \sin^2\varphi + K_Y \cos^2\varphi & (K_X - K_Y)\sin\varphi\cos\varphi \\ (K_X - K_Y)\sin\varphi\cos\varphi & K_X \cos^2\varphi + K_Y \sin^2\varphi \end{bmatrix}$$

Les conditions sur les raideurs transversales et longitudinales se réduisent à :

$$\boxed{|K_X - K_Y| \leq \frac{0{,}10}{\cos^2\varphi} \min(K_X, K_Y)}$$

La condition est automatiquement vérifiée si le tablier repose entièrement sur des appareils en élastomère et n'est bloqué dans aucune direction ou s'il est fixé sur des piles indépendantes présentant la même raideur dans toutes les directions (on a alors $K_X = K_Y$).



En cas d'ouvrage courbe, l'angle balayé en plan par la tangente à l'axe ψ_T est inférieur à 25° (28 grad) et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne varient pas de plus de 10 % par rapport aux valeurs calculées sans courbure.

Dans le cas où les axes principaux d'inertie des lignes d'appui sont suivant la tangente (X_i) à la ligne moyenne de l'ouvrage et perpendiculairement à celle-ci (Y_i), nous désignons par K_{Xi} et K_{Yi} les raideurs de la ligne d'appui n° i selon ces axes. Soit ψ_i l'angle formé par les tangentes à la ligne moyenne de l'ouvrage aux appuis n° 0 (culée) et i.

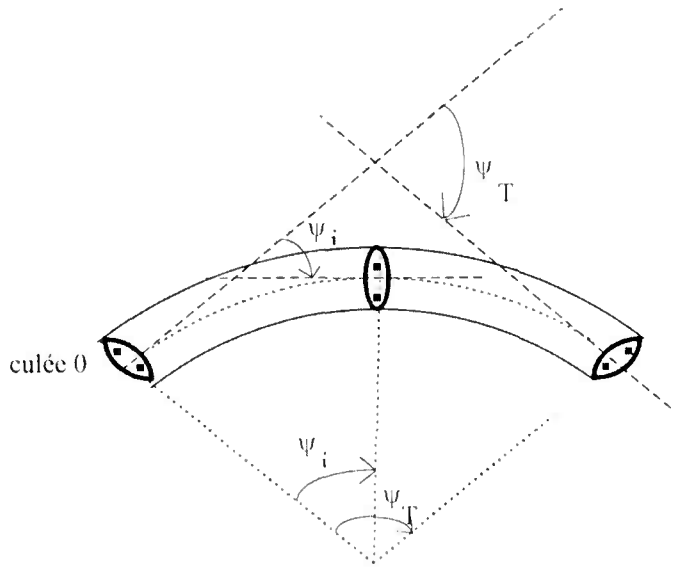
Dans le repère associé à la culée 0, la matrice de rigidité de la ligne d'appui n° i s'écrit :

$$\begin{bmatrix} K_{Xi}\cos^2\psi_i + K_{Yi}\sin^2\psi_i & (K_{Yi}-K_{Xi})\sin\psi_i\cos\psi_i \\ (K_{Yi}-K_{Xi})\sin\psi_i\cos\psi_i & K_{Xi}\sin^2\psi_i + K_{Yi}\cos^2\psi_i \end{bmatrix}$$

La condition sur les raideurs s'écrit alors :

$$\boxed{\left|\sum_i (K_{Yi}-K_{Xi})\sin^2\psi_i\right| \le 0{,}10\min\left(\sum_i K_{Xi}, \sum_i K_{Yi}\right)}$$

Cette condition est immédiatement remplie si le tablier est posé sur des appareils d'appui en élastomère ou si les appuis résistants présentent la même raideur dans toutes les directions ($K_{Xi} = K_{Yi}$)



ANNEXE 2 : DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS PROFONDES TENANT COMPTE DES DÉPLACEMENTS IMPOSÉS PAR LE SOL ET DES ACTIONS INERTIELLES PROVENANT DE LA STRUCTURE EN ÉLÉVATION (*cf.* NF P 06-013)

On peut améliorer le dimensionnement des fondations profondes, en considérant à la fois les actions inertielles provenant de la structure E_2 et les déformations imposées par le sol E_1.

Les combinaisons à prendre en compte sont les suivantes :

$$E = E_1 + \Lambda E_2$$

$$E = E_2 + \Lambda E_1$$

Les actions E_1 dues aux déformations imposées par le sol se calculent comme indiqué au paragraphe 4.2.5. Les actions E_2 provenant des efforts d'inertie de la structure en élévation ne conduisent à des sollicitations dans les fondations profondes qu'au prix d'un calcul plus compliqué faisant intervenir la souplesse du sol (par l'intermédiaire de ressorts de sol répartis sur la hauteur de la fondation).

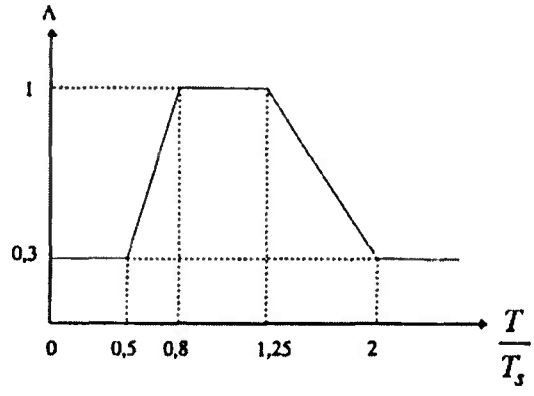
Le paramètre Λ tient compte du fait que les maxima des deux actions ne sont pas atteints en même temps. Il dépend du rapport entre la période propre T de la structure (sur base fixe) et de la période T_s de la colonne de sol située au dessus du substratum résistant en limitant la profondeur H_s de celui-ci à 100m :

$$T_S = \frac{4H_S}{V_S}$$

où $V_S = \sqrt{G/\rho}$ est la vitesse des ondes de cisaillement se propageant verticalement dans le sol. G est le module de cisaillement et ρ est la masse volumique du sol. À défaut de mesures spécifiques, les vitesses d'ondes de cisaillement peuvent être tirées du Tableau 4.4. Il faut toutefois corriger ces valeurs pour tenir compte de l'assouplissement du sol *non rocheux* (diminution de G) sous fortes sollicitations en multipliant la valeur de V_s lue dans le tableau précité par :

a_N (m/s^2)	≤ 1	1,5	2,0	≥ 3
multiplicateur de V_s	0,90	0,80	0,70	0,60

Les variations du paramètre Λ sont indiquées sur la figure ci-dessous.



ANNEXE 3 : PRISE EN COMPTE DE L'INTERACTION SOL-PIEUX

Si les déplacements imposés par le sol combinés ou non aux actions inertielles provenant de la structure en élévation, conduisent à un ferraillage jugé déraisonnable (ce qui peut se produire en présence de sols de faible résistance mécanique et en zone fortement sismique), on pourra adopter un modèle de calcul plus physique, faisant intervenir l'interaction sol-structure, au prix de calculs sensiblement plus compliqués.

En effet, dans le cas des ponts, les pieux, souvent plus imposants que dans le bâtiment, peuvent avoir une raideur non négligeable vis-à-vis du sol (surtout en présence d'un sol souple) ; imposer aux pieux le déplacement du sol est alors trop pénalisant.

Schématiquement, les couches superficielles de sol se déforment selon un quart de sinusoïde (mode fondamental d'une colonne de sol homogène). Les déformations du sol $\mathbf{X}_{sol}$ (qui atteignent la valeur u_{sol} à la surface) sont transmises au pieu (de déformée $\mathbf{X}_{pieu}$) par l'intermédiaire de ressorts de sol ($\mathbf{K}_{sol}$). En élévation, la structure se déforme en général suivant son.mode fondamental ($\mathbf{X}_{structure}$).

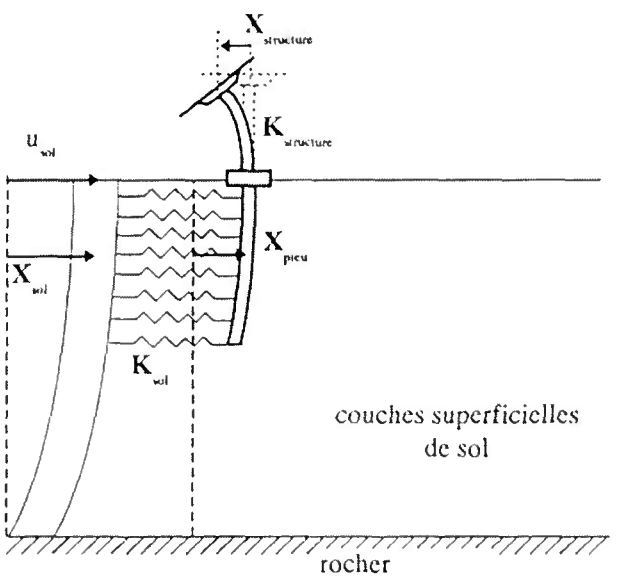


Figure 4.15 : Interaction sol-pieux

Les forces sur le pieu proviennent :

- du sol : $\mathbf{F}_{sol} = -\mathbf{K}_{sol}\left(\mathbf{X}_{pieu} - \mathbf{X}_{sol}\right)$ agissant sur toute la hauteur du pieu ;
- de la structure en élévation : $\mathbf{F}_{structure} = \mathbf{K}_{structure}\mathbf{X}_{struture}$ agissant en tête de la semelle.

Les forces d'inertie du pieu étant négligeables devant ces forces, le déplacement du pieu s'écrit :

$$\mathbf{K}_{pieu}\mathbf{X}_{pieu} = \mathbf{F}_{sol} + \mathbf{F}_{structure}$$

soit

$$\left(\mathbf{K}_{pieu} + \mathbf{K}_{sol}\right)\mathbf{X}_{pieu} = \mathbf{K}_{sol}\mathbf{X}_{sol} + \mathbf{K}_{structure}\mathbf{X}_{structure}$$

ce qu'on peut écrire après quelques manipulations :

$$\mathbf{X}_{pieu} = \mathbf{K}_{pieu}^{-1}\mathbf{F} + \left(\mathbf{K}_{pieu} + \mathbf{K}_{sol}\right)^{-1}\left(-\mathbf{F} + \mathbf{F}_{structure}\right)$$

où $\mathbf{F} = \mathbf{K}_{pieu}\mathbf{X}_{sol}$ est l'ensemble des forces à imposer au pieu isolé (sans prendre en compte ni le sol ni la structure en élévation) pour qu'il suive exactement la déformée du sol.

Cette approche utilisée dans la référence [4.2] conduit à une évaluation simple des sollicitations dans les pieux sous séisme, en procédant de la manière suivante :

a) Le pieu, supposé isolé, est soumis à un ensemble de forces (F)

qui lui impose la déformée du sol. Les sollicitations (S) se déduisent de (F) par un calcul élastique faisant intervenir uniquement la raideur EI du pieu.

b) Le pieu est ensuite supposé en contact avec le sol et la structure en élévation.

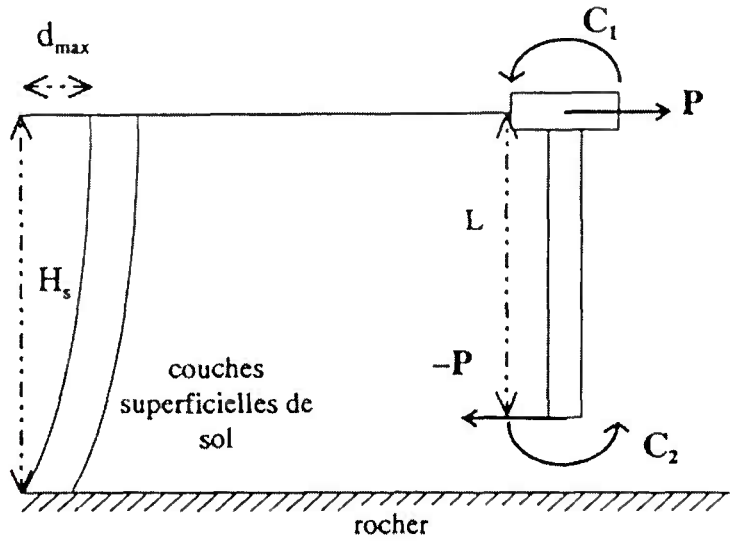
On le soumet alors à l'ensemble des forces $(-F)$, opposées aux forces (F). À $(-F)$ on ajoute les efforts provenant de la structure en élévation selon une combinaison quadratique si le mode de structure et le mode de sol sont découplés (voir le paragraphe 4.2.5.1).

L'équilibre de l'ensemble sol+pieu est recherché à l'aide d'un logiciel tenant compte éventuellement de la non-linéarité du comportement du sol. Sinon, les caractéristiques du sol sont données au paragraphe 4.2.2.2.1.

On trouve ainsi les sollicitations (S') dans le pieu.

c) Les sollicitations dans le pieu ont finalement pour valeur $(S+S')$.

Dans le cas de pieux flottants, dont la longueur est plus faible que la hauteur de la couche de sol superficielle, la référence [4.2] propose le système de forces (F) approché suivant :

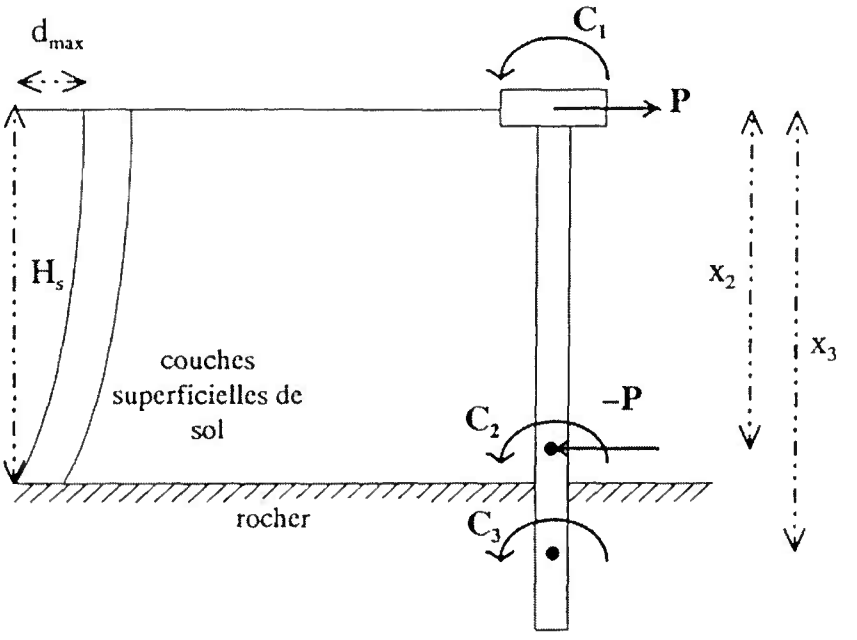


$$C_1 = 1{,}43 M_0 \quad C_2 = \left(-1{,}43 + 1{,}29\frac{L}{H_s}\right) M_0 \quad P = 1{,}29\frac{M_0}{H_s}$$

$$M_0 = 2\frac{EI}{H_s^{\,2}} d_{\max}$$

où d_{max} est le déplacement en tête de la colonne de sol homogène d'épaisseur H_s par rapport au substratum rocheux dont on a donné l'expression au paragraphe 4.2.5.

Dans le cas de pieux encastrés dans le rocher, le système de forces (F) approchées est le suivant :



$$C_1 = 1{,}43 M_0 \quad C_2 = -7{,}92 M_0 \quad C_3 = 7{,}72 M_0 \quad P = 1{,}29 \frac{M_0}{H_s}$$

$$x_2 = 0{,}95 H_s \quad x_3 = 1{,}051 H_s$$

ANNEXE 4 : POUSSÉE ACTIVE DU TERRAIN - MÉTHODE DE MONONOBE-OKABE -

La méthode de Mononobe-Okabe donnant la poussée active du terrain sur un mur se déduit de la méthode de Coulomb.

Méthode de Coulomb.

Cette méthode établit l'équilibre d'un mur rigide soutenant un massif de sol pulvérulent, d'angle de frottement interne φ. On suppose que la surface de rupture est le plan AC faisant un angle de frottement α avec l'horizontale.

Les forces agissant sur le prisme ABC sont :

- le poids du sol W.
- la réaction R du sol sur le plan de rupture AC. Cette force est inclinée de l'angle φ par rapport à la normale au plan AC. En effet en tout point de ce plan, la contrainte normale σ et la contrante tangente τ sont liées par la relation :

$$\tan\varphi = \frac{\tau}{\sigma}$$

- la force F exercée par le mur sur le remblai qui fait un angle δ avec la normale AB correspondant à l'angle de frottement du remblai sur le mur.

Remarque :

Dans le cas d'une poussée, δ est positif et la réaction R est inclinée comme sur la figure ci-dessous. Dans le cas d'une butée, δ est négatif et la réaction R est symétrique par rapport à la normale du plan AC.

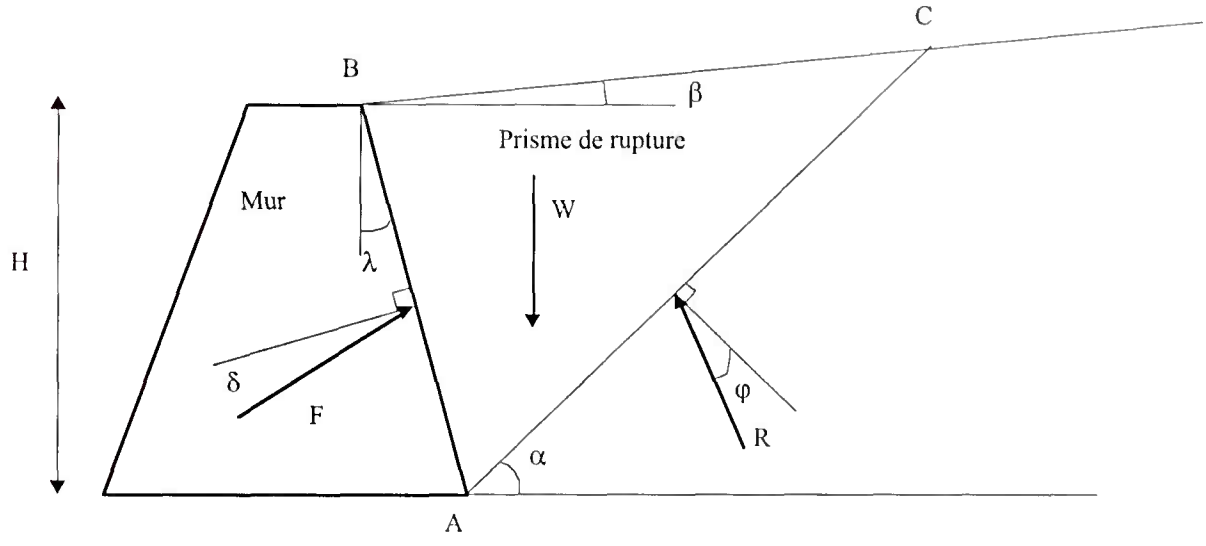


Schéma de rupture selon la méthode Coulomb

L'équilibre du prisme permet de déterminer la force de poussée sur l'écran AB en fonction de l'angle α du plan AC . Dans le cas d'une poussée on obtient :

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

avec

$$W = \frac{1}{2} \gamma \ H^2 \ \frac{\cos(\lambda - \beta) \cos(\lambda - \alpha)}{\cos^2 \lambda \ \sin(\alpha - \beta)}$$

L'angle α est déterminé de manière à obtenir une force F maximale soit $\frac{\delta F}{\delta \alpha} = 0$,

d'où la force de poussée :

$$F_a = \frac{1}{2} \gamma \ H^2 \ K_a$$

avec :

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

Le point d'application des poussées actives et passive est situé au tiers de la hauteur de l'écran.

Méthode de Mononobe-Okabe.

Cette méthode consiste à prendre en compte l'action du séisme sous la forme d'une accélération horizontale et d'une accélération verticale qui se cumulent à l'accélération de la pesanteur.

Le poids volumique apparent du remblai devient :

- suivant la direction horizontale : $\gamma_h = \gamma \sigma_h$
- suivant la direction verticale : $\gamma_v = \gamma (1 \pm \sigma_v)$

avec σ_h : coefficient sismique horizontal

σ_v : coefficient sismique vertical

Remarque :

L'angle d'inclinaison de l'accélération apparente vaut : $\theta = \arctan\left(\frac{\sigma_h}{1 \pm \sigma_v}\right)$

Il suffit alors de réécrire la formule de Coulomb en remplaçant les valeurs de γ, β, λ,H par :

$$\gamma_a = \gamma \frac{1 \pm \sigma_v}{\cos \theta}$$

$$\beta_a = \beta + \theta$$

$$\lambda_a = \lambda + \theta$$

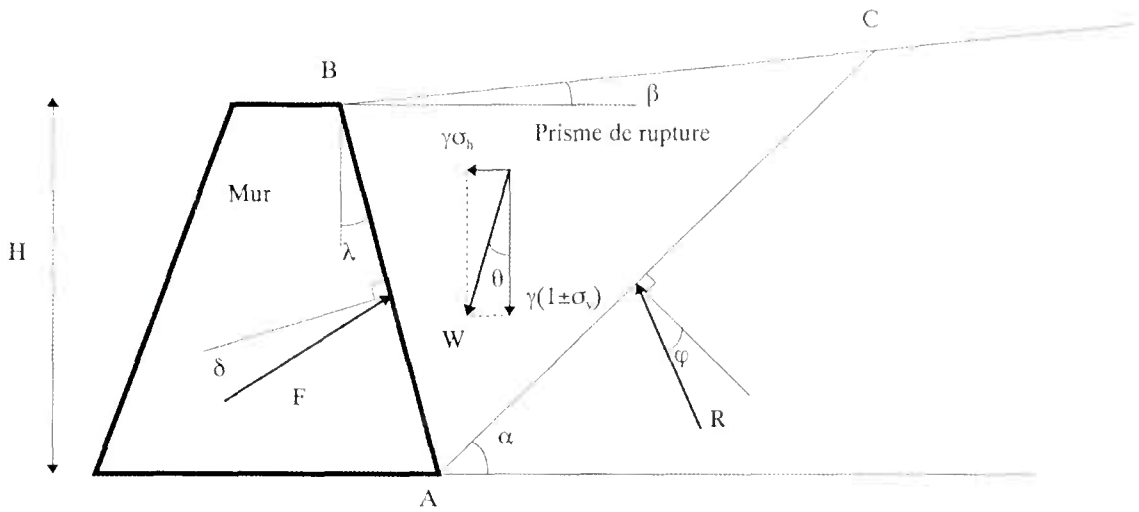
$$H_a = \overline{AB} \cos \lambda_a = H \frac{\cos \lambda_a}{\cos \lambda}$$

La force de poussée sous séisme devient :

$$F_{ad} = \frac{1}{2}\gamma(1 \pm \sigma_v)H^2 K_{ad}$$

avec :

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



La méthode de Mononobe-Okabe repose sur les hypothèses suivantes :

- **la surface de rupture dans le remblai est plane ;**
- **l'accélération du sol en tout point du prisme de rupture est uniforme, ce qui correspond à un prisme rigide ;**
- **l'écran est susceptible de se déplacer suffisamment pour atteindre l'état limite de poussée active du sol.**

Remarque :

La valeur de l'angle δ de frottement terrain-mur est plus faible en régime dynamique qu'en statique. Il conviendra de prendre des angles inférieurs à $\varphi/3$. Dans la pratique on adoptera le plus souvent $\delta = 0$

ANNEXE 5 : LES MURS GARDE-GRÈVE FUSIBLES

Le mur garde-grève fusible a pour but d'écrêter les efforts provenant du choc du tablier sur la culée sous l'effet du séisme. Ceci permet de ne pas avoir à surdimensionner les fondations des culées. Certains pays ont développé des murs garde-grève fusibles en leur partie supérieure. Il nous a semblé intéressant de présenter cette option même si elle peut légèrement soulever quelques réserves du fait de sa relative complexité et des problèmes de durabilité qu'elle risque d'engendrer.

1. PRINCIPE DE JUSTIFICATION

a) Le mur garde-grève est dimensionné pour résister au freinage du convoi Bc

Pour cela, on prend en compte autant d'essieux arrière (12 t) du convoi Bc qu'il y a de voies de circulation. Le calcul étant effectué à l'ELU, on applique un coefficient de 1,6 à cette valeur.

Ces essieux apportent :

- un effort vertical dû au poids propre (noté P_{Bc}),
- un effort horizontal dû au freinage (noté F_{Bc}).

La section «fusible» est alors dimensionnée vis-à-vis du glissement (cisaillement des aciers) ainsi que du basculement (traction des aciers).

b) On calcule l'effort sismique nécessaire à la rupture du fusible

Le séisme agit aussi bien horizontalement sur le tablier, que verticalement sur la partie du mur garde-grève se situant au dessus de la section fusible.

Le calcul s'effectue donc en présence de deux forces concomitantes, l'une horizontale simulant le choc du tablier (noté F_S) et s'appliquant au niveau du point de contact, l'autre verticale et descendante provenant des actions de poids propre et s'appliquant au centre de gravité de la partie fusible. Cette dernière force vaut :

$$P_{PP} \times (1 \pm 0{,}5 \times \frac{a_N}{G})$$

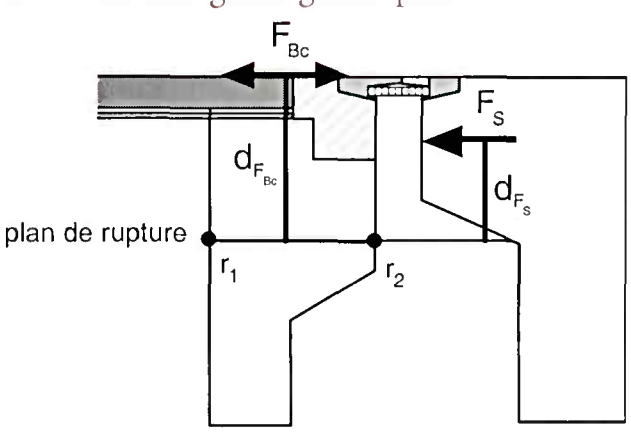
Le coefficient de 0,5 correspond à une combinaison quadratique. Comme les périodes dans les deux directions sont proches, un coefficient de 0,5 est préférable à 0,3 .

Ce calcul est effectué en capacité car il s'agit de connaître la borne supérieure de l'effort transmis à la fondation. Pour cela on calcule la résistance du mur garde-grève fusible en utilisant la résistance probable à la rupture de l'acier, soit :

$$f_e^{prob.} = 1{,}5 \times f_e^{carac.}$$

2. LES CONCEPTIONS POSSIBLES

2.1. Le mur garde-grève "plat"



Rotations possibles :

- sous freinage Bc : autour de r_1 et r_2.
- sous séisme : autour de r_1.

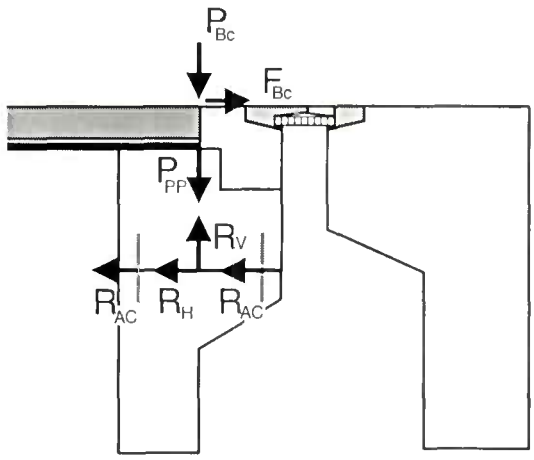
$$\xi = \frac{d_{F_{Bc}}}{d_{F_S}}$$

Le rapport ξ du bras de levier de la force de freinage F_{Bc} (notée d_{FBc}) sur celui de la force sismique F_S (notée d_{FS}) doit être le plus proche possible de 1, car cette différence de bras de levier tend à faire augmenter le rapport F_S / F_{Bc}. Dans le meilleur des cas (ξ=1), ce rapport vaut :

$$1{,}5 \times f_e^{prob.} / f_e^{carac.}$$

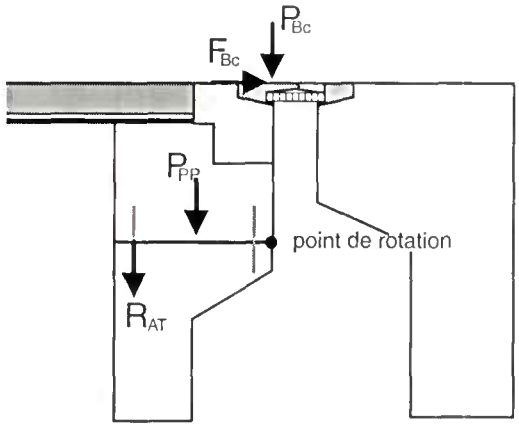
a) Dimensionnement sous freinage Bc

⊙ Vis-à-vis du glissement



Le nombre de nappes d'acier prises en compte dans ce calcul est égal 2.

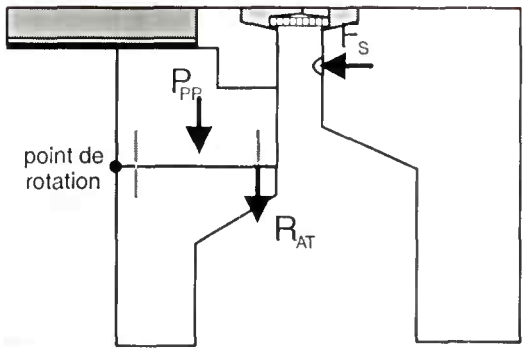
⊙ Vis-à-vis du renversement



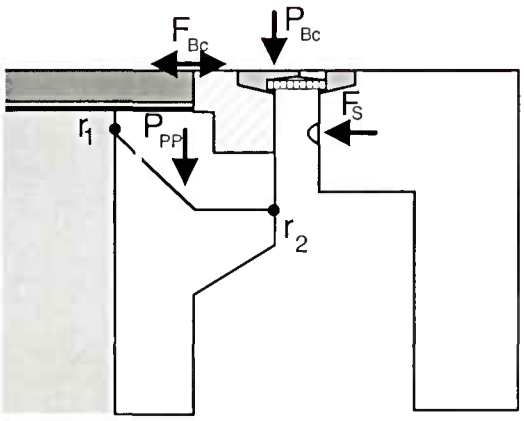
Le nombre de nappes d'acier prises en compte dans ce calcul est égal à 1.

On peut avoir un basculement dans les 2 directions, il faut donc mettre en place 1 nappe de chaque côté.

b) Vérification de la rupture sous séisme (vis-à-vis du renversement)



2.2. Le mur garde-grève «incliné».



Rotations possibles :

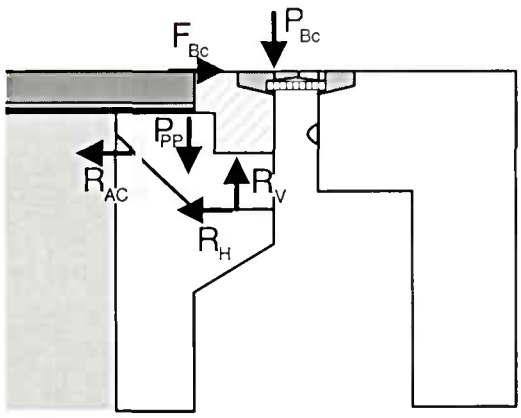
- sous freinage Bc : autour de r_1 et r_2.
- sous séisme : aucune.

Il s'agit de faire passer la force sismique F_S par le point de rotation r_1 afin de supprimer le risque de basculement autour de ce point. De ce fait, les aciers rompent uniquement par cisaillement, il n'y a donc pas de vérification à faire vis à vis du basculement sous séisme.

D'autre part, on monte le point r_2 au maximum afin de diminuer le bras de levier sous freinage Bc et donc de réduire les aciers.

a) Dimensionnement sous freinage Bc

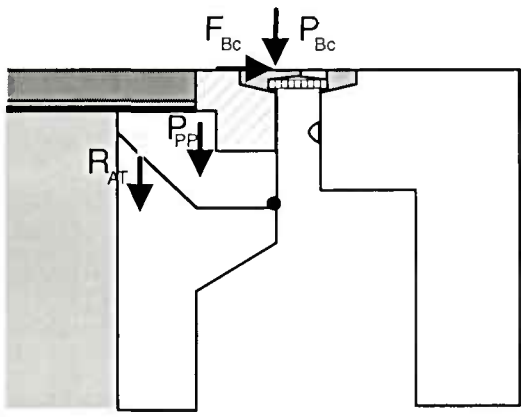
⊙ Vis-à-vis du glissement

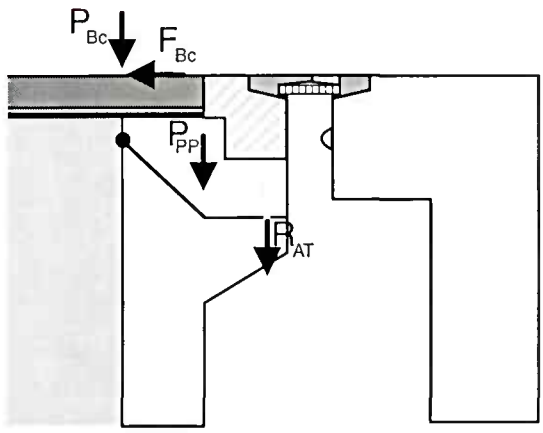


Par simplification, les actions de contact entre la partie fusible et le mur garde-grève sont considérées uniquement sur la partie horizontale.

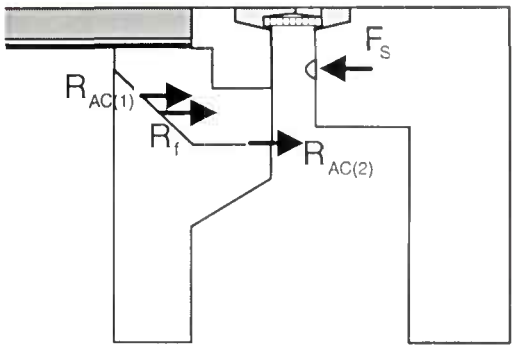
Les aciers travaillent uniquement en cisaillement.

⊙ Vis-à-vis du renversement





b) Vérification de la rupture sous séisme (vis-à-vis du glissement)



Le poids propre de coin fusible est négligé.

Le tablier pousse le fusible sur le plan incliné ce qui créé une force qui soulève le fusible.

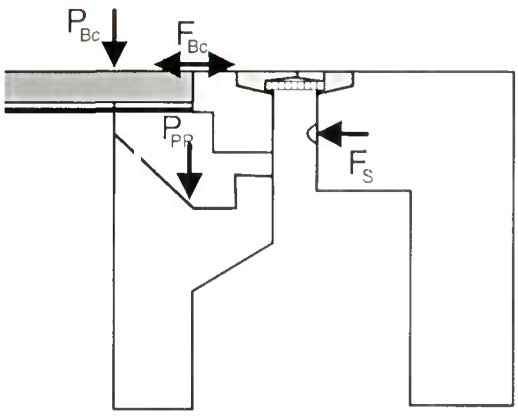
La composante verticale de cette force est entièrement reprise par les barres AC(1) et AC(2) sous forme d'effort normal, ainsi que par frottement sur le plan incliné.

La composante horizontale est quant à elle reprise par les barres AC(1) et AC(2) sous forme de cisaillement, ainsi que par frottement sur le plan incliné. L'effort normal dans les barres tend à diminuer la résistance de celles-ci vis-à-vis du cisaillement. Cette interaction a été omise par sécurité et pour simplifier les calculs.

Remarque :

Il est intéressant de prendre une hauteur côté remblai (position de r_1) la plus petite possible afin d'avoir une force sismique de rupture relativement faible.

2.3. Le fusible «incliné + butée»



Rotations possibles :

- sous freinage Bc : autour de r_1 et r_2.
- sous séisme : autour de r_1.

Le principe de conception est identique à celui du fusible incliné, si ce n'est la présence de la butée.

Cette butée empêche tout glissement vers l'ouvrage sous freinage Bc, ce qui permet de réduire la quantité d'acier nécessaire à la résistance du fusible.

La butée permet aussi de remonter le point r_2 et ainsi de diminuer le bras de levier sous freinage Bc. Ceci permet aussi de réduire la quantité d'aciers.

Il y a donc moins d'aciers que pour le fusible «incliné». La force sismique nécessaire à la rupture du fusible est donc inférieure. On notera, toutefois, que la fabrication de ce type de fusible est peu aisée et requiert un bon contrôle lors de l'exécution.

ANNEXE 6 : ZONAGE SISMIQUE

annexe du décret n° 91-461 du 14 mai 1991
relatif à la prévention du risque sismique

DEPARTEMENTS	cantons				
arrondissements	Zone 0	Zone IA	Zone IB	Zone II	Zone III
01 - Ain					
Arrt de Belley	autres cantons	Hauteville-Lompnes, Lhuis, Saint-Rambert-en-Bugey.	Belley, Champagne-en-Valromey, Seyssel, Virieu-le-Grand.		
Arrt de Bourg-en-Bresse	en totalité				
Arrt de Gex			en totalité		
Arrt de Nantua	autres cantons	Brenod, Nantua, Oyonnax (tous les cantons)	Bellegarde-sur-Valserine		
02 - Aisne					
tous les arrondissements	en totalité				
03 - Allier					
tous les arrondissements	en totalité				
04 - Alpes-de-Hautes-Provence					
Arrt de Barcelonnette			en totalité		
Arrt de Castellane			autres cantons	Entrevaux	
Arrt de Digne			autres cantons	Les Mées, Valensole	
Arrt de Forcalquier		autres cantons	Forcalquier, Reillanne, Saint-Etienne, Sisteron, Turriers, Volonne.	Manosque (tous les cantons), Peyrius	
05 - Hautes-Alpes					
Arrt de Briançon		autres cantons	Aiguilles, L'Argentière-la-Bessée, Briançon (tous les cantons), Guillestre.		
Arrt de Gap	autres cantons	La Bâtie-Neuve, Gap (tous les cantons), Laragne-Monteglin,Orcière, Ribiers, Tallard.	Chorges, Embrun, Savines-le-Lac.		
06 - Alpes-Maritimes					
Arrt de Grasse			autres cantons	Cagnes-sur-Mer (tous les centons), Carros, Coursegoules, Vence.	
Arrt de Nice				en totalité	
07 - Ardèche					
Arrt de Largentière	en totalité				
Arrt de Privas	autres cantons	Bourg-Saint-Andéol, Rochemaure, Viviers.			
Arrt de Tournon	en totalité				
08 - Ardennes					
tous les arrondissements	en totalité				
09 - Ariège					
Arrt de Foix		autres cantons	Ax-les-Thermes, Les Cabannes, Quérigut, Tarascon-sur-Ariège, Vicdessos.		
Arrt de Pamiers	autres cantons	Le-Mas-d'Azil, Varihes.			
Arrt de Saint-Girons		autres cantons	Castillon-en-Couserans, Massat, Oust, Saint-Girons, Saint-Lizier.		
10 - Aube					
tous les arrondissements	en totalité				
11 - Aude					
Arrt de Carcassonne	autres cantons	Monthoumet.			
Arrt de Limoux	autres cantons	Belcaire, Couiza, Quillan.	Axat		
Arrt de Narbonne	autres cantons	Durban-Corbières, Sigean.	Tuchan		
12 - Aveyron					
tous les arrondissements	en totalité				

DEPARTEMENTS	cantons				
arrondissements	Zone 0	Zone IA	Zone IB	Zone II	Zone III
13 - Bouches-du-Rhône					
Arrt d'Aix-en-Provence		autres cantons	Aix-en-Provence (tous les cantons), Trets.	Lambesc, Peyrolles-en-Provence, Salon-de-Provence.	
Arrt d'Arles	autres cantons	Arles (canton Est), Châteaurenard, Saint-Rémy-de-Provence.	Eyguières, Orgon.		
Arrt d'Istres	autres cantons	Martigues, Marignane.	Berre-l'Etang, Istres.		
Arrt de Marseille	autres cantons	Roquevaire.			
14 - Calvados					
Arrt de Bayeux	en totalité				
Arrt de Caen	autres cantons	Bourguebus, Bretteville-sur-Laize, Cabourg, Caen (tous les cantons), Creully, Douvres-la-Délivrande, Evrecy, Ouistreham, Tilly-sur-Seulles, Troam.			
Arrt de Lisieux	en totalité				
Arrt de Vire	en totalité				
15 - Cantal					
Arrt d'Aurillac	en totalité				
Arrt de Mauriac	en totalité				
Arrt de Saint-Flour	autres cantons	Massiac			
16 - Charente					
tous les arrondissements	en totalité				
17 - Charente-Maritime					
Arrt de Jonzac	en totalité				
Arrt de Rochefort	autres cantons	Le Chateau d'Oléron, Marennes, Rochefort (tous les cantons), Saint-Agnant, Saint-Pierre d'Oléron, La Tremblade.			
Arrt de La Rochelle	en totalité				
Arrt de Saintes	en totalité				
Arrt de Saint-Jean-d'Angèly	en totalité				
18 - Cher					
tous les arrondissements	en totalité				
19 - Corrèze					
tous les arrondissements	en totalité				
20 A - Corse du Sud					
tous les arrondissements	en totalité				
20 B - Haute-Corse					
tous les arrondissements	en totalité				
21 - Côte d'Or					
tous les arrondissements	en totalité				
22 - Côte-d'Armor					
tous les arrondissements	en totalité				
23 - Creuse					
tous les arrondissements	en totalité				
24 - Dordogne					
tous les arrondissements	en totalité				
25 - Doubs					
Arrt de Besançon	autres cantons	Pierrefontaine-lès-Varans.			
Arrt de Montbéliard		autres cantons	Audincourt, Etupes, Hérimoncourt, Maîche, Montbéliard (tous les cantons), Pont-de-Roide, Saint-Hippolyte, Sochaux-Grand-Charmont, Valentigney		
Arrt de Pontarlier	autres cantons	Morteau, Mouthe, Pontarlier.			

DEPARTEMENTS	cantons				
arrondissements	Zone 0	Zone IA	Zone IB	Zone II	Zone III
26 - Drôme					
Arrt de Die	autres cantons	Châtilon-en-Diois, Die	La-Chapelle-en-Vercors.		
Arrt de Nyons	autres cantons	Buis-les-Baronnies, Grignan, Nyons.	Pierrelatte, Saint-Paul-Trois-Châteaux.		
Arrt de Valence	autres cantons	Dieulefit, Marsanne, Saint-Jean-de-Royans.	Montélimar (tous les cantons)		
27 - Eure					
tous les arrondissements	en totalité				
28 - Eure-et-Loir					
tous les arrondissements	en totalité				
29 - Finistère					
tous les arrondissements	en totalité				
30 - Gard					
Arrt d'Alés	en totalité				
Arrt de Nîmes	autres cantons	Bagnols-sur-Cèze, Pont-Saint-Esprit, Roquemaure, Villeneuve-lès-Avignon.			
Arrt du Vigan	en totalité				
31 - Haute-Garonne					
Arrt de Muret	en totalité				
Arrt de Saint-Gaudens	autres cantons	Boulogne-sur-Gesse, Saint-Gaudens, Salies-du-Salat.	Aspet, Bagnères-de-Luchon, Barbazan, Montrejeau, Saint-Béat.		
Arrt de Toulouse	en totalité				
32 - Gers					
Arrt d'Auch	en totalité				
Arrt de Codom	en totalité				
Arrt de Mirande	autres cantons	Masseube, Mielan			
33 - Gironde					
tous les arrondissements	en totalité				
34 - Hérault					
tous les arrondissements	en totalité				
35 - Ille-et-Vilaine					
tous les arrondissements	en totalité				
36 - Indre					
tous les arrondissements	en totalité				
37 - Indre-et-Loire					
Arrt de Chinon	autres cantons	Chinon, L'Ile-Bouchard, Richelieu, Sainte-Meure-de-Touraine.			
Arrt de Tours	en totalité				
Arrt de Loches	en totalité				
38 - Isère					
Arrt de Grenoble	autres cantons	Le Bourg-d'Oisans, Corps, Mens, Pont-en-Royans, Saint-Etienne-de-Saint-Geoirs, Saint-Marcellin, Valbonney, Vinay.	Alleverd, Clelles, Domène, Echirolles (tous les cantons), Eybens, Fontaine-Sassenage, Fontaine-Seyssinet, Goncelin, Grenoble (tous les cantons), Meylan, Monestier-de-Clermont, La Mure, Rives, Saint-Egrève, Saint Ismier, Saint-Laurent-du-Pont, Saint-Martin-d'Hères (tous les cantons), Le Touvet, Tullins, Vif, Villard-de-Lans, Vizille, Voiron.		
Arrt de La Tour-du-Pin	autres cantons	Bourgoin-Jallieu, Le Grand-Lemps, Morestel, La-Tour-du-Pin.	Le-Pont-de-Beauvoisin, Saint-Geoire-en-Valdaine, Virieu.		
Arrt de Vienne	en totalité				

DEPARTEMENTS	cantons				
arrondissements	Zone 0	Zone IA	Zone IB	Zone II	Zone III
39 - Jura					
Arrt de Dole	en totalité				
Arrt de Lons -le-Saunier	en totalité				
Arrt de Saint-Claude	autres cantons	Les Bouchoux, Morez, Saint-Claude.			
40 - Landes					
tous les arrondissements	en totalité				
41 - Loir-et-Cher					
tous les arrondissements	en totalité				
42 - Loire					
tous les arrondissements	en totalité				
43 - Haute-Loire					
Arrt de Brioude	autres cantons	Blesle			
Arrt du Puy	en totalité				
Arrt d' Yssingeaux	en totalité				
44 - Loire-Atlantique					
Arrt de Chateaubriand	en totalité				
Arrt de Nantes	autres cantons	Machecoul, Saint-Philbert-de-Grand-Lieu.			
Arrt de Saint-Nazaire	autres cantons	Bourgneuf-en-Retz.			
Arrt d' Ancenis	en totalité				
45 - Loiret					
tous les arrondissements	en totalité				
46 - Lot					
tous les arrondissements	en totalité				
47 - Lot-et-Garonne					
tous les arrondissements	en totalité				
48 - Lozère					
tous les arrondissements	en totalité				
49 - Maine-et-Loire					
tous les arrondissements	en totalité				
50 - Manche					
tous les arrondissements	en totalité				
51 - Marne					
tous les arrondissements	en totalité				
52 - Haute-Marne					
tous les arrondissements	en totalité				
53 - Mayenne					
tous les arrondissements	en totalité				
54 - Meurthe-et-Moselle					
tous les arrondissements	en totalité				
55 - Meuse					
tous les arrondissements	en totalité				
56 - Morbihan					
tous les arrondissements	en totalité				
57 - Moselle					
tous les arrondissements	en totalité				
58 - Nièvre					
tous les arrondissements	en totalité				
59 - Nord					
tous les arrondissements	en totalité				
60 - Oise					
tous les arrondissements	en totalité				
61 - Orne					
tous les arrondissements	en totalité				
62 - Pas-de-Calais					
tous les arrondissements	en totalité				

DEPARTEMENTS	cantons				
arrondissements	Zone 0	Zone IA	Zone IB	Zone II	Zone III
63 - Puy-de-Dôme					
Arrt d'Ambert	en totalité				
Arrt de Clermont-Ferrand	autres cantons	Billom, Rochefort-Montagne, Saint-Dier-d'Auvergne, Vic-le-Comte.	Aubière, Beaumont, Chamaliéres, Clermont-Ferrand (tous les cantons), Courmon-d'Auvergne, Gerzat, Pont-du-château, Royat, Saint-Amand-Tallende, Vertaizon, Veyre-Monton.		
Arrt d'Issoire	autres cantons	Ardes, Besse-et-Saint-Anastaise, Champoix, Issoire, Saint-Germain-Lambron.			
Arrt de Riom	autres cantons	Aigueperse, Combronde, Manzat, Pontgibaud, Randan, Courpiére, Lezoux, Maringues, Thiers.	Ennezat, Riom (tous les cantons)		
64 - Pyrénées-Atlantiques					
Arrt de Bayonne	autres cantons	Iholdy, Saint-Etienne-de-Baïgorry, Saint-Jean-Pied-de-Port.			
Arrt d'Oloron-Sainte-Marie	autres cantons	Mauléon-Licharre, Monein, Navarrenx.	Accous, Aramits, Lasseube, Oloron-Sainte-Marie (tous les cantons), Terdets-Sarholus.	Arudy, Laruns.	
Arrt de Pau	autres cantons	Billiére, Lescar, Montaner, Morlaas.	Jurançon, Pau (tous les cantons), Pontecq.	Nay-Bourdettes (tous les cantons)	
65 - Hautes-Pyrénées					
Arrt d'Argelés-Gazost			autres cantons	Argelès-Gazost, Aucun, Lourdes (tous les cantons), Seint-Pé-de-Bigorre.	
Arrt de Bagnères-de-Bigorre			autres cantons	Arreau, Bagnéres-de-Bigorre, La Barthe-de-Neste, Campan.	
Arrt de Tarbes	autres cantons	Castelnau-Magnoac, Rabastens-de-Bigorre, Vic-en-Bigorre.	Aureilhan, Bordères-sur-l'Echez, Galan, Laloubère, Ossun, Pouyastruc, Séméac, Tarbes (tous les cantons), Tournay, Trie-sur-Baise.		
66 - Pyrénées-Orientales					
Arrt de Céret			autres cantons	Arles-sur-Tech, Prats-de-Mollo-la-Preste.	
Arrt de Perpignan			en totalité		
Arrt de Prades			autres cantons	Mont-louis, Olette, Saillagouse.	
67 - Bas-Rhin					
Arrt d' Haguenau	autres cantons	Haguenau	Bischwiller		
Arrt de Molsheim	autres cantons	Molsheim, Rosheim, Wasselonne.			
Arrt de Saverne	en totalité				
Arrt de Sélestat-Erstein		autres cantons	Benfeld, Erstein, Marckolsheim.		
Arrt de Strasbourg-Campagne		autres cantons	Bischheim, Brumath, Geispolsheim, Illkirch-Graffenstaden, Mundolsheim, Schiltigheim.		
Arrt de Wissembourg		autres cantons	Lauterbourg, Seltz.		
Arrt de Strasbourg-Ville			en totalité		
68 - Haut-Rhin					
Arrt d'Altkrich			autres cantons	Altkirch, Ferette, Hirsingue.	
Arrt de Colmar			en totalité		
Arrt de Guebwiller			en totalité		
Arrt de Mulhouse			autres cantons	Habsheim, Huningue, Sierentz.	
Arrt de Ribeauvillé		autres cantons	Kaysersberg.		
Arrt de Thann			en totalité		
69 - Rhône					
tous les arrondissements	en totalité				

DEPARTEMENTS	cantons				
arrondissements	Zone 0	Zone IA	Zone IB	Zone II	Zone III
70 - Haute-Saône					
Arrt de Lure	autres cantons	Champagney, Lure (tous les cantons), Luxeuil-les-Bains, Mélisey, Saint-Loup-sur-Semouse, Saint-Sauveur, Villersaxel.	Faucogney-et-la-Mer, Héricourt (tous les cantons).		
Arrt de Vesoul	en totalité				
71 - Saône-et-Loire					
tous les arrondissements	en totalité				
72 - Sarthe					
tous les arrondissements	en totalité				
73 - Savoie					
Arrt d'Albertville		autres cantons	Albertville (tous les cantons), Beaufort, Bourg-Saint-Maurice, Grésy-sur-Isère, Motiers, Ugine.		
Arrt de Chambéry			en totalité		
Arrt de Saint-Jean-de-Maurienne		autres cantons	Aiguebelle, La Chambre, Saint-Jean-de-Maurienne.		
74 - Haute-Savoie					
Arrt d'Annecy			en totalité		
Arrt de Bonneville		autres cantons	Bonneville, Chamonix-Mont-Blanc, Cluses, La Roche-sur-Foron, Saint-Gervais-les-Bains, Saint-Jeoire, Sallanches, Samoëns, Scionzier.		
Arrt de Saint-Julien-en-Genevois			en totalité		
Arrt de Thonon-les-Bains		autres cantons	Douvaine.		
75 - Paris					
tous les arrondissements	en totalité.				
76 - Seine-Maritime					
tous les arrondissements	en totalité.				
77 - Seine-et-Marne					
tous les arrondissements	en totalité.				
78 - Yvelines					
tous les arrondissements	en totalité.				
79 - Deux-Sèvres					
Arrt de Bressuire	autres cantons	Thouars (1er canton)			
Arrt de Niort	en totalité				
Arrt de Parthenay	autres cantons	Airvault, Parthenay, Saint-Loup-Lamaire.			
80 - Somme					
tous les arrondissements	en totalité.				
81 - Tarn					
tous les arrondissements	en totalité.				
82 - Tar-et -Garonne					
tous les arrondissements	en totalité.				
83 - Var					
Arrt de Draguigan	autres cantons	Callas, Draguignan, Fayence, Fréjus, Saint-Raphaël, Salernes.	Comps-sur-Artuby.		
Arrt de Toulon	en totalité				
Arrt de Brignoles	autres cantons	Barjols, Saint-Maximin-la-Sainte-Beaume, Tavernes.	Aups, Rians.		
84 - Vaucluse					
Arrt d'Apt		autres cantons	Apt, Bonnieux, Cadenet, Cavaillon, Pertuis.		
Arrt d'Avignon		en totalité			
Arrt de Carpentras		en totalité			

DEPARTEMENTS	cantons				
arrondissements	Zone 0	Zone IA	Zone IB	Zone II	Zone III
85 - Vendée					
Arrt de Fontenay-le-Comte	en totalité				
Arrt de Le Roche-sur-Yon	en totalité				
Arrt des Sables-d'Olonne	autres cantons	Beauvoir-sur-mer, Challans.			
86 - Vienne					
Arrt de Châtellerault	autres cantons	Loudun, Moncontour, Les Trois-Moutiers.			
Arrt de Montmorillon	en totalité				
Arrt de Poitiers	en totalité				
87 - Haute-Vienne					
tous les arrondissements	en totalité.				
88 - Vosges					
Arrt d'Epinal	autres cantons	Bruyères, Epinal (tous les cantons), Saulxures-sur-Moselotte, Le Thillot, Xertigny.	Plombières-les-Bains, Remiremont.		
Arrt de Neufchâteau	en totalité				
Arrt de Saint-Dié	autres cantons	Corcieux, Fraize, Gérardmer.			
89 - Yonne					
tous les arrondissements	en totalité				
90 - Territoire de Belfort					
tous les arrondissements			en totalité		
91 - Essonne					
tous les arrondissements	en totalité				
92 - Hauts-de-Seine					
tous les arrondissements	en totalité				
93 - Seine-Saint-Denis					
tous les arrondissements	en totalité				
94 - Val-de-Marne					
tous les arrondissements	en totalité				
95 - Val-d'Oise					
tous les arrondissements	en totalité				
Départements d'Outre-mer					
Guadeloupe					en totalité
Guyane	en totalité				
Martinique					en totalité
Réunion	en totalité				
Territoires d'Outre-Mer					
Nouvelle-Calédonie	en totalité				
Polynésie-Française	en totalité				
Mayotte			en totalité		
Saint-Pierre-et-Miquelon	en totalité				

Page laissée blanche intentionnellement

ZONAGE SISMIQUE de la FRANCE

Décret N° 91-461 du 14 Mai 1991
relatif à la prévention du risque sismique

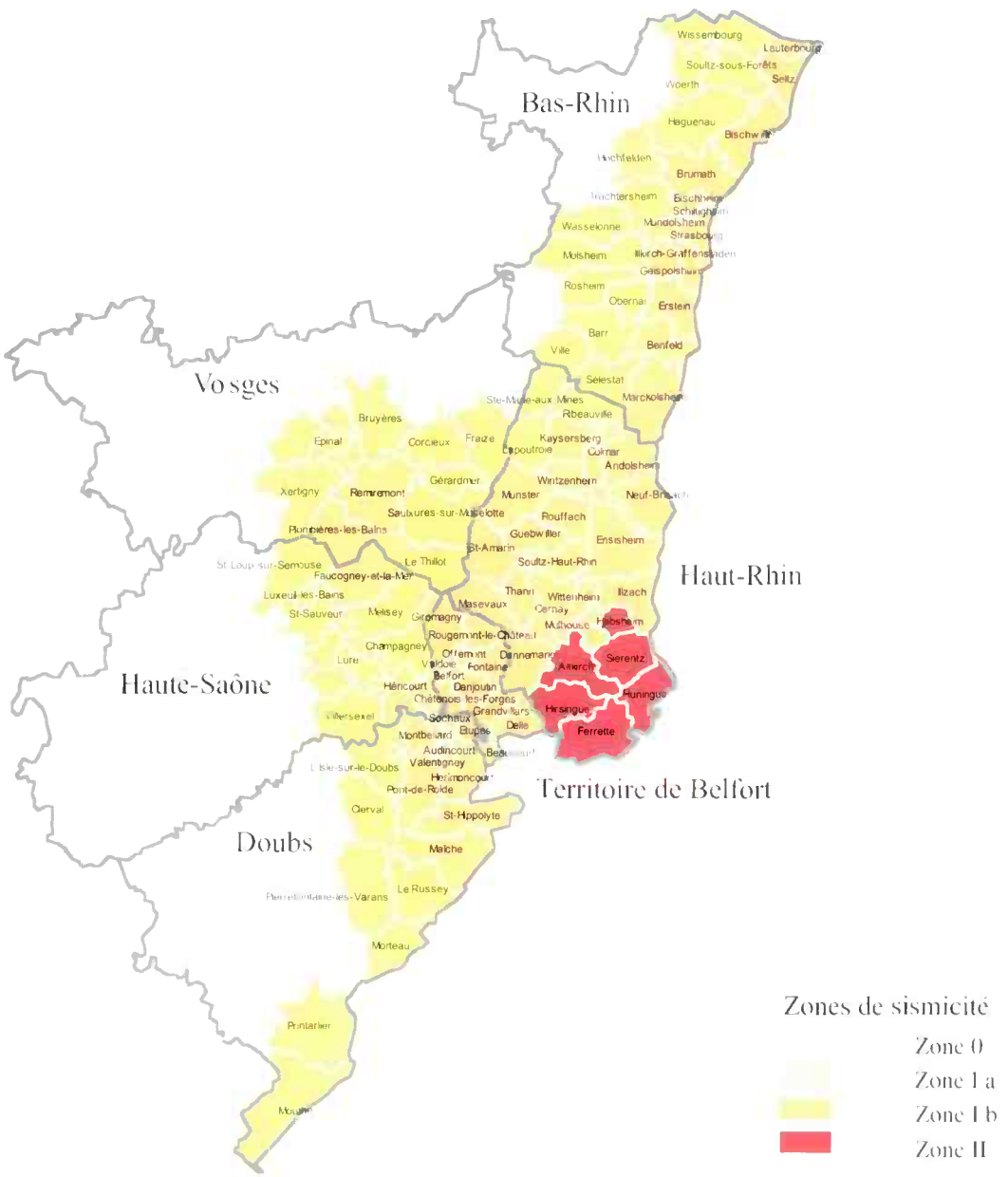
ZONE III
ZONE II
ZONE Ib
ZONE Ia
ZONE 0

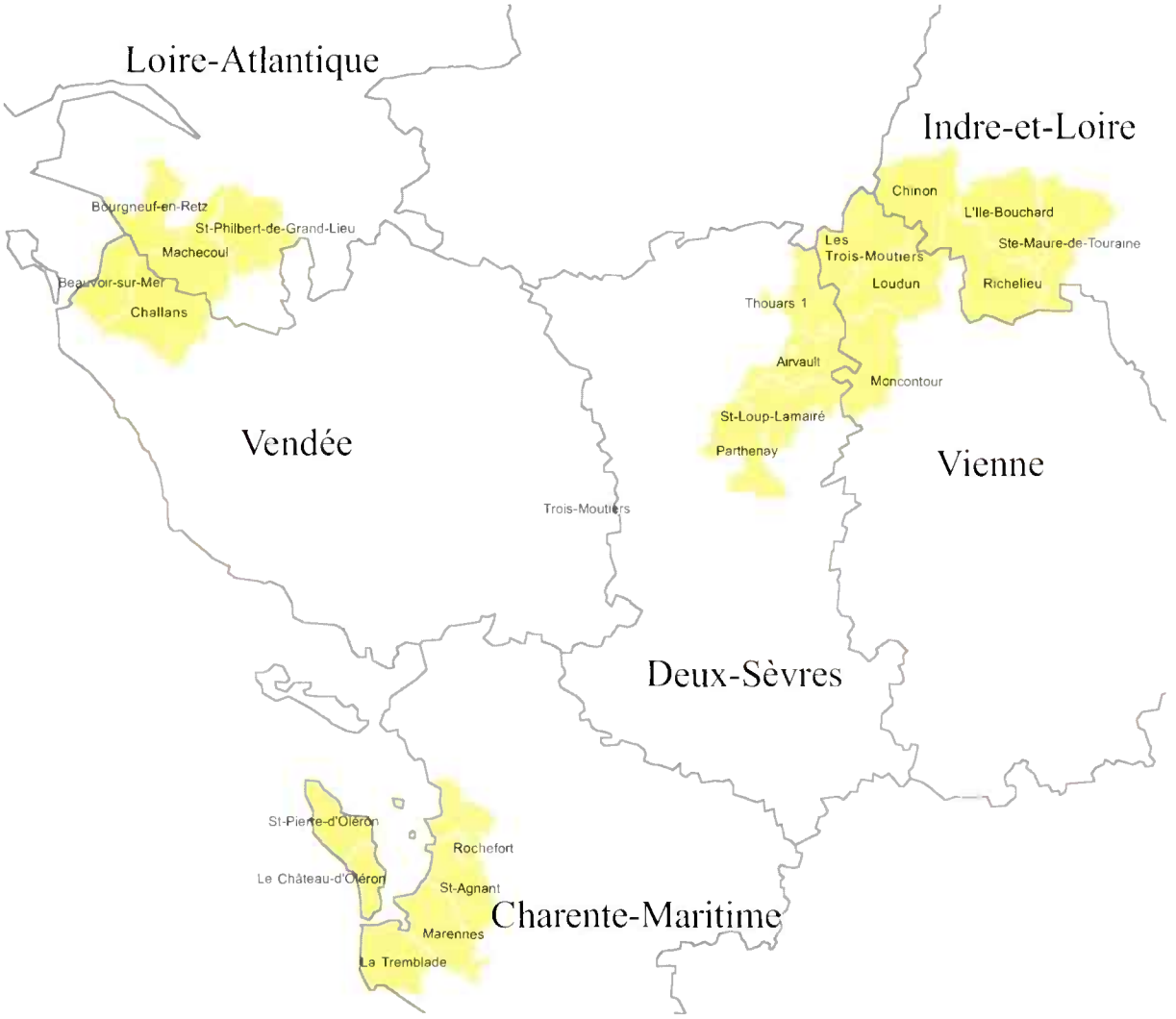
Guadeloupe
Martinique
Réunion
Guyane

d'après le «*Nouveau zonage sismique de la France*»
publié en 1986 par la ***Délégation aux risques majeurs - Ministère de l'Environnement***.

Région Basse-Normandie

Régions Lorraine, Alsace et Franche-Comté



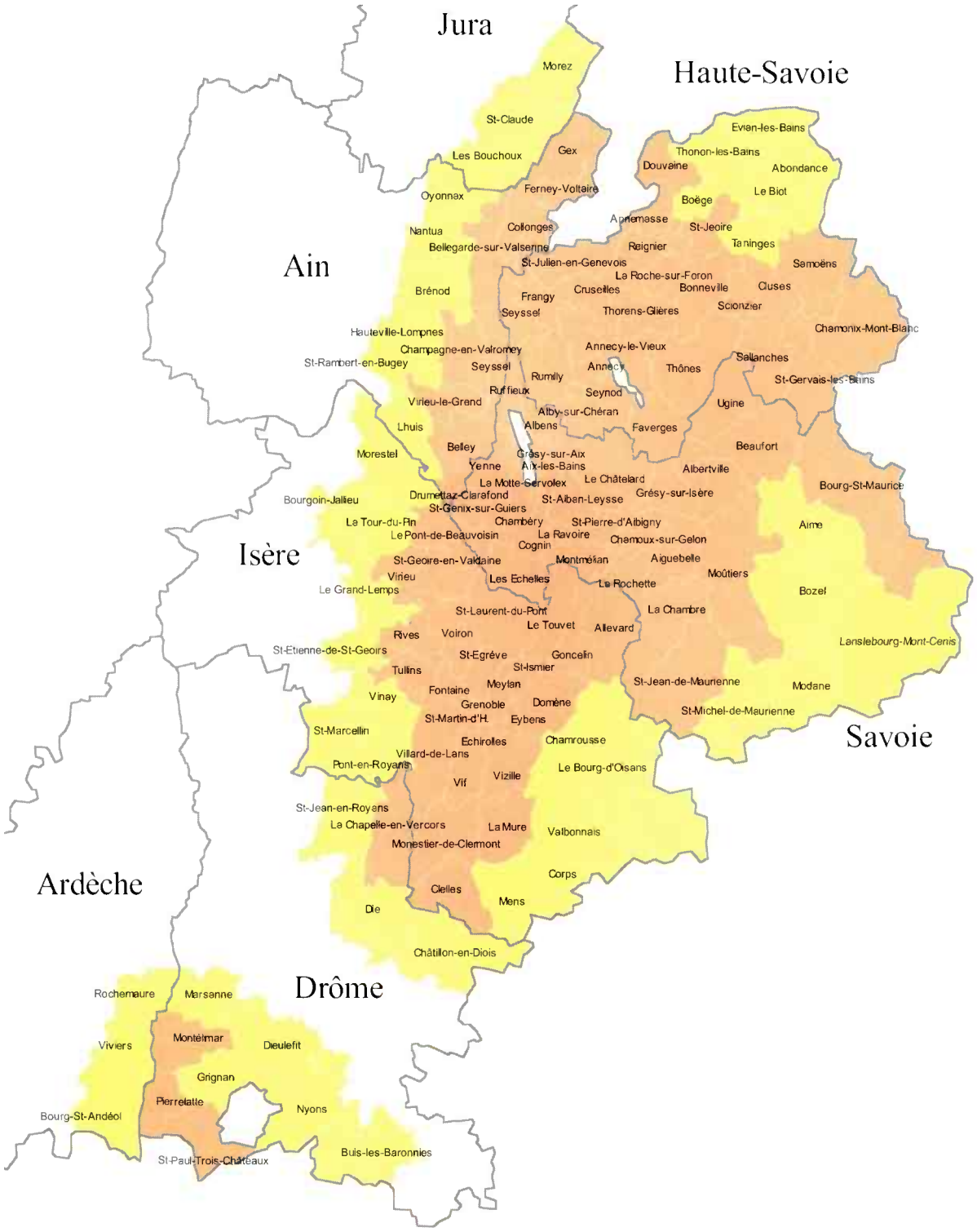


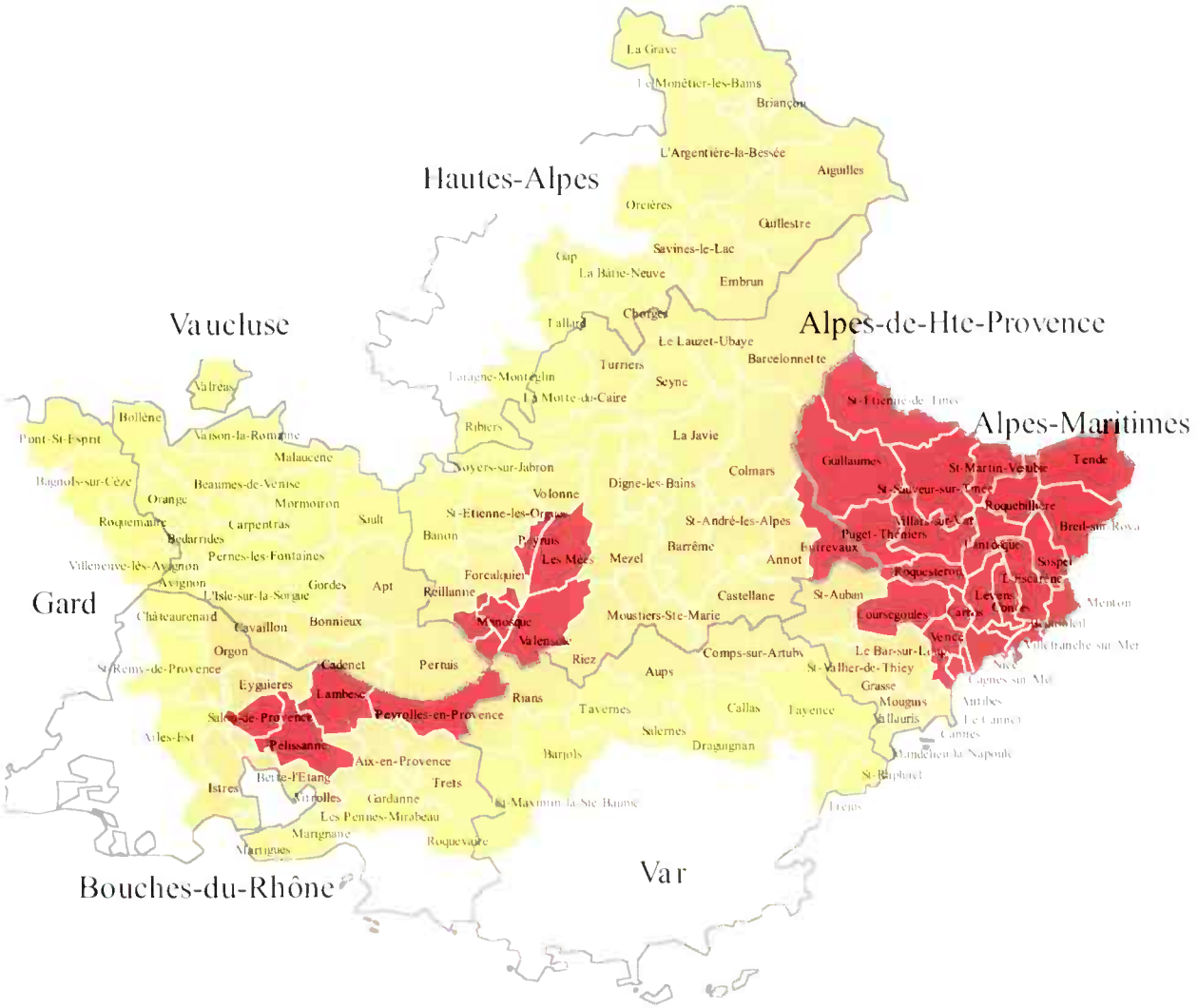
Zones de sismicité

- Zone 0
- Zone I a
- Zone I b
- Zone II

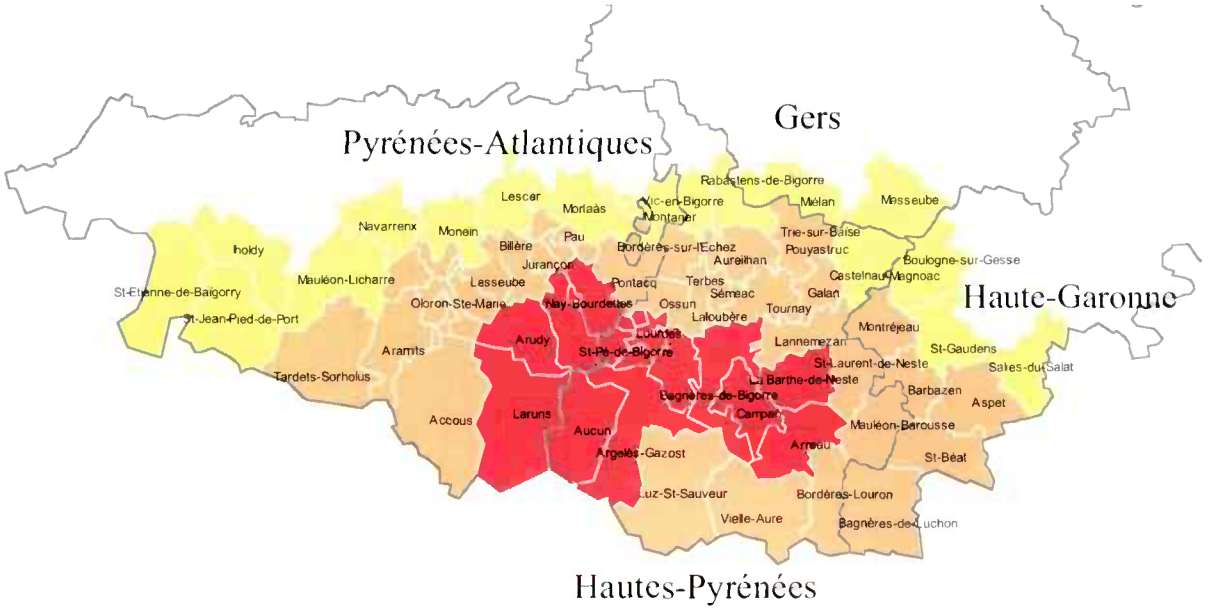
Zones de sismicité

- Zone 0
- Zone I a
- Zone I b
- Zone II

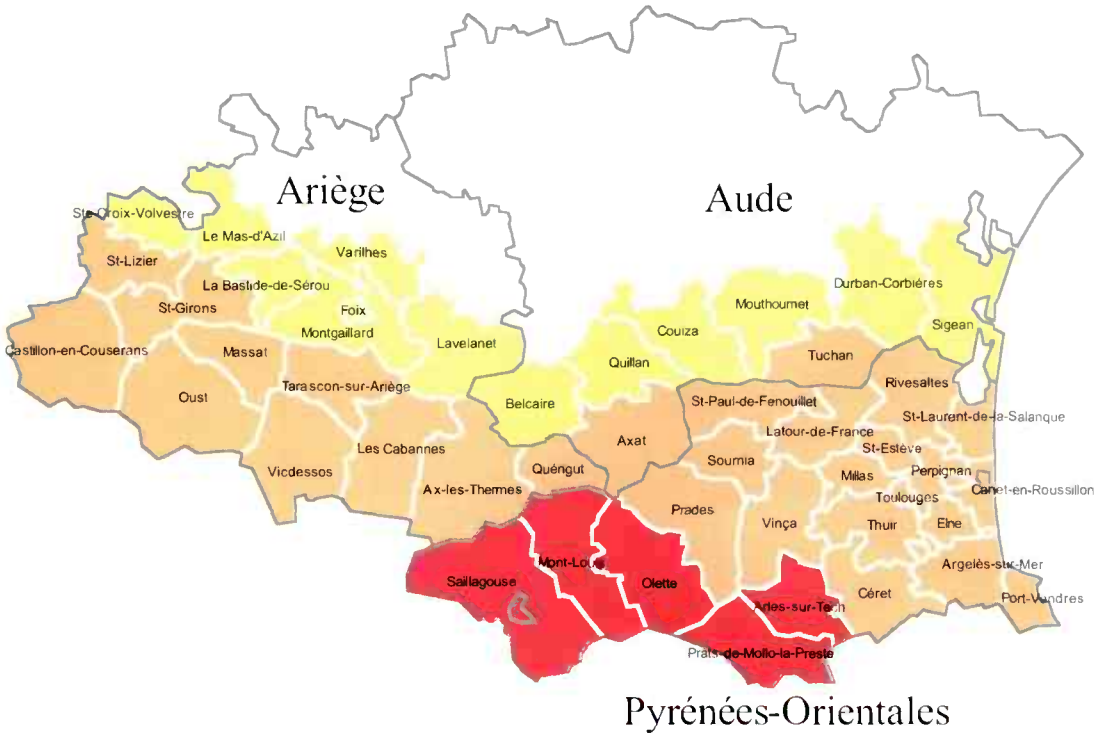

Jura
Haute-Savoie
Ain
Isère
Savoie
Ardèche
Drôme
Morez
St-Claude
Les Bouchoux
Gex
Ferney-Voltaire
Oyonnax
Nantua
Collonges
Bellegarde-sur-Valserine
Brénod
Hauteville-Lompnes
Champagne-en-Valromey
St-Rambert-en-Bugey
Seyssel
Evian-les-Bains
Thonon-les-Bains
Douvaine
Abondance
Le Biot
Boëge
Annemasse
St-Jeoire
Taninges
Reignier
St-Julien-en-Genevois
Samoëns
La Roche-sur-Foron
Bonneville
Cluses
Cruseilles
Frangy
Seyssel
Thorens-Glières
Scionzier
Chamonix-Mont-Blanc
Annecy-le-Vieux
Sallanches
Annecy
Thônes
St-Gervais-les-Bains
Rumilly
Ruffieux
Seynod
Virieu-le-Grand
Ugine
Alby-sur-Chéran
Albens
Lhuis
Faverges
Beaufort
Belley
Morestel
Grésy-sur-Aix
Yenne
Aix-les-Bains
Albertville
La Motte-Servolex
Le Châtelard
Bourg-St-Maurice
Bourgoin-Jallieu
Drumettaz-Clarafond
St-Alban-Leysse
Grésy-sur-Isère
St-Genix-sur-Guiers
La Tour-du-Pin
Chambéry
St-Pierre-d'Albigny
Aime
Le Pont-de-Beauvoisin
La Ravoire
Cognin
Chamoux-sur-Gelon
St-Geoire-en-Valdaine
Montmélian
Aiguebelle
Virieu
Les Echelles
Moûtiers
Le Grand-Lemps
Le Rochette
Bozel
St-Laurent-du-Pont
La Chambre
Le Touvet
Allevard
Rives
Voiron
Lanslebourg-Mont-Cenis
St-Etienne-de-St-Geoirs
St-Egrève
Goncelin
St-Ismier
Tullins
St-Jean-de-Maurienne
Modane
Meylan
Fontaine
Vinay
Grenoble
Domène
St-Michel-de-Maurienne
St-Martin-d'H.
Eybens
St-Marcellin
Echirolles
Chamrousse
Villard-de-Lans
Pont-en-Royans
Vizille
Le Bourg-d'Oisans
Vif
St-Jean-en-Royans
La Chapelle-en-Vercors
La Mure
Valbonnais
Monestier-de-Clermont
Corps
Clelles
Mens
Die
Châtillon-en-Diois
Rochemaure
Marsanne
Montélimar
Viviers
Dieulefit
Grignan
Pierrelatte
Nyons
Bourg-St-Andéol
St-Paul-Trois-Châteaux
Buis-les-Baronnies
Zones de sismicité
Zone 0
Zone I a
Zone I b
Zone II


Hautes-Alpes
Vaucluse
Alpes-de-Hte-Provence
Alpes-Maritimes
Gard
Bouches-du-Rhône
Var
La Grave
Le Monêtier-les-Bains
Briançon
L'Argentière-la-Besée
Aiguilles
Orcières
Guillestre
Savines-le-Lac
Gap
La Bâtie-Neuve
Embrun
Chorges
Tallard
Le Lauzet-Ubaye
Barcelonnette
Turriers
Seyne
La Motte-du-Caire
Ribiers
La Javie
Colmars
Digne-les-Bains
Volonne
St-Etienne-les-Orgues
St-André-les-Alpes
Peyruis
Les Mées
Mezel
Barrême
Forcalquier
Banon
Réillanne
Manosque
Valensole
Moustiers-Ste-Marie
Castellane
Riez
Aups
Comps-sur-Artuby
Rians
Tavernes
Callas
Tavernes
Salernes
Draguignan
Barjols
Trets
St-Maximin-la-Ste-Baume
Roquevaire
Vaison-la-Romaine
Malaucène
Bollène
Pont-St-Esprit
Bagnols-sur-Cèze
Beaumes-de-Venise
Orange
Mormoron
Roquemaure
Carpentras
Sault
Bédarrides
Pernes-les-Fontaines
Villeneuve-lès-Avignon
Avignon
L'Isle-sur-la-Sorgue
Gordes
Apt
Châteaurenard
Cavaillon
Bonnieux
Orgon
St-Rémy-de-Provence
Cadenet
Pertuis
Eyguières
Lambesc
Salon-de-Provence
Peyrolles-en-Provence
Arles-Est
Pélissanne
Aix-en-Provence
Berre-l'Etang
Istres
Martigues
Marignane
Les Pennes-Mirabeau
Gardanne
Roquevaire
Guillaumes
St-Martin-Vésubie
Tende
St-Sauveur-sur-Tinée
Roquebillière
Breil-sur-Roya
Puget-Théniers
Lantosque
Sospel
Roquesteron
St-Auban
Coursegoules
Levens
Menton
Vence
Le Bar-sur-Loup
St-Vallier-de-Thiey
Grasse
Villefranche-sur-Mer
Nice
Cagnes-sur-Mer
Antibes
Mougins
Vallauris
Le Cannet
Cannes
Mandelieu-la-Napoule
St-Raphaël
Fréjus
Fayence
Zones de sismicité
Zone 0
Zone I a
Zone I b
Zone II

Régions Aquitaine et Midi-Pyrenees



Régions Languedoc-Roussillon et Midi-Pyrenees



Zones de sismicité

- Zone 0
- Zone I a
- Zone I b
- Zone II

Références

[4.1] F. Légeron, R. Tardy, P. Corfdir et A. Chabert, " Prise en compte du séisme vertical sur les ponts courants " , Revue Française de Génie Civil, Vol. 1, n°4, 1997.

[4.2] A. Capra, " Calcul des sollicitations dans les pieux en cas de mouvement horizontal du sol (tassement, séisme) ". Annales de l'I.T.B.T.P., n°495, juillet 1991.

[4.3] Roesset et Angelides, " Dynamic stiffness of piles ", *Proc. of Numerical Methods in Offshore Piling*, Londres, mai 1979

Bibliographie sommaire :

- AFPS, " Guide AFPS 92 pour la protection parasismique des ponts ", Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, 1995.
- Règles parasismiques applicables aux bâtiments - PS 92 publiées sous la norme NF P 06-013.
- Eurocode 8-2 (ENV 1998-2), et son Document d'Application Nationale.
- AFPS, " Recommandations AFPS 90 pour la rédaction de règles relatives aux ouvrages et installations à réaliser dans les régions sujettes aux séismes ", 3 tomes, Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, 1990
- V. Davidovici, " Génie parasismique ", Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, 1985.
- Capra, et V. Davidovici, " Calcul dynamique des structures en zone sismique ", Éditions Eyrolles, 1982
- A. Pecker " Dynamique des sols ", Presses des Ponts et Chaussées, 1984
- R. Clough et J. Penzien, " Dynamics of structures ", McGraw-Hill, 1993
- M.J.N. Priestley, F. Seible et G.M. Calvi, " Seismic design and retrofit of bridges ", John Wiley & Sons, 1996

Ce document est propriété de l'administration, il ne pourra être utilisé ou reproduit, même partiellement, sans l'autorisation du Setra

© 1999 SETRA - ISBN 2-11-090660X

Page laissée blanche intentionnellement

La prise en compte du risque sismique est désormais obligatoire pour l'élaboration des projets d'ouvrages d'art. Les règlements, relativement récents, présentent quelques difficultés d'interprétation et d'utilisation pour l'ingénieur. Leur mise en application requiert souvent la compétence de spécialistes dans le domaine du génie parasismique.

L'objet du présent document est d'apporter une aide en termes de conception et de justifications parasismiques aux nombreux bureaux d'études travaillant sur les pont courants.

Par souci de commodité, ce guide reprend l'ensemble des textes relatifs à la protection parasismique des diverses parties d'ouvrages. Les règles de justification reposent essentiellement sur celles édictées par le Guide AFPS 92 pour la protection parasismique des ponts. Elles sont déclinées dans le cas des ponts courants avec de nombreux commentaires explicatifs.

L'architecture du présent guide repose sur la démarche logique du projeteur. Il développe les principes généraux de la conception parasismique, présente l'ensemble des règles de justification et les dispositions constructives et propose un exemple numérique complet. Compte tenu de la relative nouveauté en France de la prise en compte du risque sismique pour les ouvrages d'art, il contient, en outre, quelques rappels théoriques permettant de comprendre le fonctionnement des structures sous séisme.

STANDARD BRIDGES IN SEISMIC AREAS
DESIGN GUIDE

It is henceforth compulsory to take seismic risk into account when preparing engineering structure projects. The regulations, which are fairly recent, are rather difficult for an engineer to interpret and use. Their implementation often requires specialist skills in earthquake engineering.

The aim of this document is to provide assistance in earthquake-proof design and substantiations for the many engineering firms working on standard bridges.

For ease of reference, this guide covers all regulations on seismic protection of the various parts of engineering structures. The substantiation rules are based mainly on those laid down by the AFPS1 Guide 92 for seismic protection of bridges. They are given with a number of explanatory comments for standard bridges.

The architecture of this guide is based on the designer's logical approach. It develops the general principles of earthquake-proof design, presents all the substantiation rules and structural detailing and proposes a complete numerical example. As it is a comparatively new initiative in France to take seismic risk into account for engineering structures, this guide also reviews a few theoretical considerations to aid in understanding how structures work during an earthquake.

1AFPS : Association Française du Génie Parasismique
(French Earthquake Engineering Association)

Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes
Document disponible sous la référence F9930 au bureau de vente du Setra
46, avenue Aristide Briand - B.P. 100 - 92225 Bagneux Cedex - France
Téléphone : 01 46 11 31 53 - Télécopie : 01 46 11 33 55
Internet : http://www.setra.equipement.gouv.fr

Prix : 180 fr