



*L'Algérie est désormais engagée sur la bonne voie car elle a compris que
"La route du développement passe par le développement de la route"*

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE



وزارة الأشغال العمومية
MINISTERE DES TRAVAUX PUBLICS

DOCUMENT TECHNIQUE REGLEMENTAIRE
D . T . R.

REGLES PARASISMIQUES
APPLICABLES AU DOMAINE DES OUVRAGES D'ART
RPOA 2008

PARTIE I – PONTS NEUFS
PARTIE II – TUNNELS
PARTIE III – PONTS EXISTANTS
(RECOMMANDATIONS POUR L'EVALUATION EN VUE
DE RENFORCEMENT PARASISMIQUE EVENTUEL)

P R E F A C E



En Algérie, les infrastructures routières et autoroutières jouent un rôle majeur dans les déplacements des biens et des personnes. Ce rôle confère une importance particulière à l'infrastructure routière et autoroutière constituée de plus de 111.300 Km de routes et plus de 5000 ouvrages d'art assurant près de 95% des déplacements terrestres de personnes et de marchandises. Ce rôle est appelé

à se renforcer à court et moyen terme par la réalisation notamment des projets structurants suivants :

- La réalisation du méga projet de l'Autoroute Est/Ouest sur 1700 Km.
- La réalisation des 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} roclades sur 700 Km.
- La réalisation de la rocade autoroutière des hauts plateaux sur 1300 Km.
- La réalisation de 23 liaisons autoroutières (Nord/Sud) sur 2800 Km.
- Le dédoublement de la RN 1 (Alger-Tamanrasset) sur 3000 Km.

Dans le cadre des différents programmes engagés par son Excellence Monsieur le Président de la République Abdelaziz BOUTEFLIKA , d'importants investissements sont réalisés ou projetés en ouvrages d'art.

L'importance de l'investissement réalisé ou projeté en ouvrages d'art, ainsi que les graves tremblements de terre survenus au cours de cette dernière décennie ont mis en relief la nécessité de disposer d'un référentiel parasismique national en matière de conception et de réalisation des ouvrages d'art.

En effet, le séisme de Boumerdès de mai 2003, a mis en évidence l'importance du risque sismique qui affecte essentiellement le nord de l'Algérie, raison pour laquelle, les pouvoirs publics se sont résolument engagés dans le renforcement du dispositif réglementaire.

A cet effet, le Ministère des Travaux Publics a alors, engagé un certain nombre d'actions qui ont pour objectif la minimisation de la vulnérabilité des ouvrages d'art face aux séismes, car les dommages engendrés peuvent avoir des conséquences graves. En effet, la ruine d'un pont, par exemple, peut causer des pertes humaines et matérielles et nécessiterait sa reconstruction plus ou moins rapide afin de rétablir la voie de circulation. Les conséquences de dommages moins sévères, bien que moins dramatiques et moins évidentes, sont néanmoins importantes. La fermeture d'un pont, même si elle est provisoire, peut avoir des répercussions graves car souvent les ponts assurent des liaisons vitales dans le système de transport. A court terme, l'acheminement des secours peut être sérieusement compromis alors qu'à long terme, l'impact économique, qui croît avec la durée de la fermeture, peut prendre des proportions sérieuses.

L'une des actions importantes engagée, par le Ministère des Travaux Publics, a été de doter le secteur d'un règlement parasismique relatif aux ouvrages d'art, le premier du genre depuis l'indépendance.

Ainsi, et depuis 2005, un groupe d'experts nationaux et internationaux, et en relation avec l'organisme national de Contrôle Technique des Travaux Publics(CTTP) en collaboration avec le Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS) se sont attelés à la tâche pour produire ce document portant Règlement Parasismique Applicable aux domaines des Ouvrages d'art (RPOA).

La philosophie de conception parasismique retenue dans ces règles peut être retrouvée dans la plupart des règlements internationaux modernes dits de troisième génération. Les dispositions constructives y sont détaillées et l'action sismique y est traduite sous la forme de forces qui tiennent compte du lieu

d'implantation de l'ouvrage, de l'effet du sol de fondation et des caractéristiques dynamiques de l'ouvrage lui-même.

Le RPOA prévoit même, la prise en compte des effets favorables liés à la ductilité, afin de réaliser des économies à travers des facteurs de comportement.

Le RPOA comprend trois parties: la partie I sur les ponts neufs, la partie II sur les tunnels et la partie III sur les ponts existants sous forme de recommandations.

Par ailleurs, dans la perspective de la mise en œuvre de ce document, et pour en faciliter la compréhension et l'application des différents concepts développés, ce document est accompagné d'un guide d'application à caractère pédagogique qui, associé à un programme de formation parasismique permettront, sans doute, d'assurer une large vulgarisation destinée aux différents acteurs de la profession.

Dans ce cadre, et en prolongement de ce travail effectué, je note toute l'attention qui sera accordée par le secteur au suivi de la mise en œuvre de ce document par la mise en place d'un comité technique permanent d'experts qui sera chargé d'exploiter le retour d'expérience, d'améliorer ou de préciser certaines dispositions dont l'application a donné lieu à des difficultés.

Enfin, je peux dire que ce document est le fruit d'un travail de plusieurs années d'un groupe d'experts que je remercie vivement et je leur rends un grand hommage ici, pour avoir abouti à un document qui a le mérite de présenter la démarche d'un domaine connu par sa complexité propre au calcul parasismique, permettant aujourd'hui, de mettre à la portée des différents acteurs (maîtres d'ouvrage, entreprises, maîtres d'oeuvre, ingénieurs et projeteurs,...) un référentiel national dans le domaine parasismique.

Le Ministre des Travaux Publics

Dr. Amar GHOUL

AVANT PROPOS



Le règlement parasismique des ouvrages d'art (RPOA), permet aujourd'hui, d'offrir au différents acteurs de la construction (Maîtres d'ouvrage, Maîtres d'œuvre, aux ingénieurs et projeteurs ainsi qu'aux entreprises) un référentiel spécifique sur lequel ils s'appuieront dans l'établissement et la réalisation des projets d'ouvrages d'art.

A l'heure où notre secteur s'apprête à lancer un programme routier et autoroutier ambitieux, au titre du quinquennal 2010-2014, la production de ce document réglementaire est venue pour accompagner tous les intervenants dans le domaine des ouvrages d'art en vue de les aider à encadrer qualitativement les programmes à engager à travers l'application des différents concepts et dispositifs contenus dans ce document.

Ce règlement parasismique des ouvrages d'art, RPOA, s'inspire des codes parasismiques modernes étrangers ayant tirés les enseignements des séismes récents dans le monde et notamment en Algérie.

L'élaboration de ce règlement constitue ainsi, une nette avancée dans la réglementation parasismique en Algérie. En effet, la réglementation utilisée jusqu'ici s'inspire essentiellement des règlements étrangers.

Il faut noter que les risques sont seulement minimisés par une modulation du niveau de protection en fonction de la puissance de l'excitation sismique probable (les zones de sismicité) et en fonction d'une classification des ouvrages, selon la gravité des conséquences de leur endommagement pour les personnes et pour l'activité économique.

Ce règlement concerne les ouvrages d'art neufs (ponts et tunnels) routiers ou ferroviaires ainsi que les ouvrages existants (recommandations). Il faut noter que très peu de pays disposent d'une réglementation parasismique propre aux tunnels.

Pour les ouvrages neufs, le RPOA établit les principes de conception et les règles de calculs des ouvrages résistant aux séismes, les exigences et les dispositions constructives pour assurer une sécurité des ouvrages à des conditions économiques acceptables.

Ce règlement couvre essentiellement la conception parasismique des ponts composés d'un système de piles sensiblement verticales, supportant le tablier. Dans la mesure où l'action sismique est principalement reprise par les piles, une attention plus grande a été accordée à ces éléments.

Le RPOA couvre également en partie le dimensionnement sismique d'autres types de ponts, comme les ponts en arc, les ponts à béquilles, et les ponts haubanés.

Il est également applicable au dimensionnement sismique des ponts cadres et portiques, des ouvrages enterrés ainsi que des tunnels.

Les cas extrêmes de ponts nécessitant des études sismiques spécifiques ne sont pas couverts par ce règlement.

Pour les ouvrages existants, le RPOA, définit les conditions et les critères d'évaluation et de renforcement des ponts. Il souligne les aspects structuraux du comportement sismique, y compris les effets sur les structures résultant de la liquéfaction et des déformations du sol induites par le séisme. Les vérifications reviennent pour l'essentiel à évaluer la sécurité parasismique des ouvrages existants selon les règles parasismiques des ouvrages neufs.

Aujourd'hui, nous soumettons à l'ensemble des utilisateurs concernés par le domaine des ouvrages d'art, un document qui sera un référentiel national. Ce document est le fruit d'une étude menée par le CTTTP en collaboration avec le CGS et qui a fait objet d'enrichissement et de validation par un groupe technique spécialisé au bout de seize (16) séances de travail.

Je saisis cette occasion pour remercier tous les membres pour leur contribution effective durant toutes les séances, comme je tiens à saluer leur esprit critique et constructif ce qui nous a permis d'évoluer bien et vite.

LE DIRECTEUR DES ROUTES

Hocine NECIB

REPUBLIQUE ALGERIENNE DE MOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DES TRAVAUX PUBLICS

ARRETE DU 27 Juin 2009 PORTANT APPROBATION DU DOCUMENT TECHNIQUE
REGLEMENTAIRE RELATIF AUX REGLES PARASISMIQUES APPLICABLES AU DOMAINE
DES OUVRAGES D'ART (RPOA 2008).

Le Ministre des Travaux Publics,

- Vu le décret n° 86-213 du 13 Dhou El Hidja 1406 correspondant au 19 août 1986, portant création d'une commission technique permanente pour le contrôle technique de la construction.
- Vu le décret présidentiel n° 09-129 du 2 Joumada El Oula 1430 correspondant au 27 avril 2009 portant reconduction dans leurs fonctions de membres du gouvernement .

Arrête

Article 1er : - Conformément aux dispositions de l'article 2 du décret n° 86-213 du 19 août 1986, susvisé, est approuvé le document technique réglementaire D.T.R intitulé « règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art » RPOA, version 2008, annexé à l'original du présent arrêté.

Article 2 : - Le présent document technique réglementaire est applicable pour toutes les zones sismiques du territoire national.

Article 3 : - Le maître d'ouvrage, le maître d'œuvre, les entreprises de réalisation, les organismes de contrôle technique et d'expertise sont tenus de respecter les dispositions du document technique réglementaire suscitée.

Article 4 : - Les dispositions de ce document (RPOA), sont applicables à toute nouvelle étude, six (06) mois après la date de publication du présent arrêté au Journal Officiel de la République Algérienne Démocratique et Populaire.

Article 5 : - Les modalités d'application de ce document seront, en tant que besoin, précisées par des décisions, instructions et circulaires ministérielles.

Article 6 : - L'organisme national de contrôle technique des travaux publics est chargé de l'édition et de la diffusion de ce document technique réglementaire, objet du présent arrêté.

Article 7 : - Le présent arrêté sera publié au Journal Officiel de la République Algérienne Démocratique et Populaire.

Fait à Alger, le 27 Juin 2009

**Le Ministre des Travaux Publics
Amar GHOUL**

COMPOSITION DU GROUPE TECHNIQUE SPECIALISE G.T.S.
« Règles Parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art
RPOA 2008 (partie I : ponts neufs, partie II : Tunnels,
partie III: ponts existants) ».

Président d'honneur :

M. Hocine NECIB, Directeur des routes, Ministère des Travaux Publics

Président du GTS:

M. Mohamed BELLAZOUGUI, Directeur du CGS.

Membres:

- M. Abdelkader ZENATI:Expert, AZ Consulting
- M. Mustapha DJAFFOUR :Enseignant à l'université de Tlemcen
- M. Moussa RILI :Enseignant à l'Université de Bab Ezzour – Alger
- M. Noureddine BOURAHLA:Professeur à l'université de Blida
- M. Said KENAI:..... Professeur à l'université de Blida
- M. Mohamed BOUHICHA:Enseignant à l'université de Laghouat
- M. Mouloud ABDESSEMED:..... Directeur des Infrastructures
Aéroportuaires - MTP
- M. Youcef DJIAR :Sous Directeur des ouvrages d'art – MTP
- M. Boualem AMEUR:..... Chef de département – CGS
- M. Mohamed NABOUSSI FARSI:..... Chef de département – CGS
- M. Abderrahmane KIBBOUA:..... Chargé de recherche – CGS
- M. Farid MAKHLOUFI:Directeur d'ouvrages d'art – SAETI
- M. Braham REBZANI:Consultant, CTC Chlef
- M. Hacène AYADI:.....Directeur Technique – CTC Est
- M. Mohamed TAHRAOUI:..... représentant du Ministère de la Défense
Nationale.
- M. Ferhat FEDGHOUCHE:.....Chargé de cours - ENT
- Mme Djamilia CHERID:..... Enseignante - ENP
- M. Rachid BOUKHETTALA:..... Chef de département OA - CTTP
- M. Bouaziz DJERIR:.....Chef de département étude et contrôle – SAPTA
- M. Yahia Brahim MRA...IN:... Chef de département études – ENGOA
- Mme Naima MOKHBI:..... Chef de bureau – MTP
- M. Rachid ALLOU:Ingénieur – DTP de Boumerdès
- Mme Zouina AKLI : Ingénieur – ANA
- M. Said NAHAL:..... Ingénieur – DTP de Constantine
- M. Kamel MESSAOUD SAADELLAH:..... Ingénieur – DTP d'Alger
- Melle Fatiha SADAOUI:..... Ingénieur – Ministère des Transports

L'élaboration de ce document a été enrichie par les précieuses contributions d'experts internationaux en l'occurrence, Messieurs :

Djamel LAGAB (Docteur en Génie Parasismique, Consultant international) et Serges MONTENS (responsable du pôle ouvrages d'art SYSTRA (France), membre du Conseil Scientifique et Technologique de l'Association Française du Parasismique, Enseignant à l'Ecole des Ponts et Chaussées -France).

HOMMAGE POST – MORTEM

Tous les membres du groupe de travail spécialisé ont été profondément touchés par la perte de Monsieur TAHRAOUI Mohamed, Directeur d'études au Centre d'Etudes des Infrastructures Militaires (CETIM), décédé accidentellement en octobre 2008. Il était un membre actif au sein du groupe de travail. Tous les membres tiennent à lui rendre un grand hommage pour son apport appréciable à ce document et prient Dieu le Tout-Puissant d'accueillir le défunt en Son Vaste Paradis. « A Dieu nous appartenons et à Lui nous retournons ».

PARTIE I – PONTS NEUFS

Sommaire

1 Introduction	8
1.1 Domaine d'application	8
1.2 Conditions d'application	8
1.3 Unités et notations principales utilisées	8
1.3.1 Notations principales utilisées	8
1.3.2 Unités utilisées.....	9
1.4 Définitions.....	9
2 Exigences fondamentales et règles générales de conception	10
2.1 Objectifs	10
2.2 Classification des ponts	10
2.3 Exigences fondamentales	11
2.3.1 Exigence de non effondrement (état limite ultime)	11
2.3.2 Minimisation des dommages (état limite de service).....	11
2.4 règles générales de conception	11
3 Actions sismiques	14
3.1 Critères de classification	14
3.1.1 Classification des zones sismiques	14
3.1.2 Coefficient d'accélération de zone.....	14
3.1.3 Classification des sites	16
3.1.3.1 Catégories et critères de classification	16
3.1.3.2 Classement du site selon les différents types d'essais	18
3.1.3.3. Conditions de site nécessitant des investigations approfondies	18
3.2. Détermination des actions sismiques	18
3.2.1 Spectre de réponse élastique	19
3.2.1.1 Composante horizontale.....	19
3.2.1.2 Composante verticale	20
3.2.2 Spectre de dimensionnement	21
3.3 Discontinuité mécanique	22
3.4 Déplacements	22
3.4.1 Déplacements absolus horizontal $D_M(H)$ et vertical $D_M(V)$	22
3.4.2 Déplacement différentiel	22
4 Analyse	23
4.1. Principes généraux et hypothèses	23
4.1.1 Principes	23
4.1.2 Hypothèses de base	23
4.2 Modélisation	23
4.2.1 Degrés de liberté dynamiques	23
4.2.2 Masses.....	24
4.2.3 Raideurs des éléments	24
4.2.4 Amortissement.....	24
4.2.5 Modélisation du sol	25
4.2.6 Effets de torsion	25
4.3 Analyse.....	26
4.3.1 Analyse spectrale monomodale (mode fondamental)	26
4.3.1.1 Principe	26
4.3.1.2 Domaine d'application	26
4.3.1.3. Méthodes d'analyse	27
4.3.1.3.1 Séisme longitudinal	27
4.3.1.3.2. Séisme transversal.....	28
4.3.1.3.3 Effets de torsion en direction transversale.....	30
4.3.1.3.4. Composante verticale du séisme	30
4.3.2 Analyse dynamique linéaire — Méthode du spectre de réponse	31
4.3.2.1 Définition, domaine d'application	31
4.3.2.2 Modélisation des fondations	31
4.3.2.3 Modes significatifs	31
4.3.2.4 Combinaison des réponses modales	32
4.3.2.5 Combinaison des composantes de l'action sismique	32
4.3.2.6 Prise en compte des déplacements différentiels	33
4.3.3 Autres méthodes linéaires	33
4.3.3.1 Analyse par le spectre de puissance.....	33

4.3.3.2	Analyse temporelle	33
4.3.4	Analyse temporelle non linéaire.....	34
4.4	Coefficient de comportement pour le dimensionnement en capacité.....	34
4.4.1	Comportement sismique ductile	34
4.4.2	Critère de régularité	35
4.4.2 .1	Cas des ponts réguliers	36
4.4.2 .2	Cas des ponts irréguliers	36
4.4.3	Limitation pour effets de second ordre	36
5	Vérification de la résistance	38
5.1	Combinaison des actions de calcul.....	38
5.2	Vérification de la résistance des sections	38
5.3	Sécurité aux déplacements différentiels	39
5.4	Tablier	39
5.5	Appuis	40
5.5.1	Piles	40
5.5.1.1	Dimensionnement en capacité	40
5.5.2	Culée et murs de soutènement.....	42
5.5.2.1	Exigences générales	42
5.5.2.2	Culée liée de manière flexible au tablier	42
5.5.2.3	Culée liée de manière rigide au tablier	43
5.5.2.4	Murs de soutènement	43
5.5.2.5	Stabilité des talus - Remblais d'accès	45
5.6	Fondations.....	45
5.6.1	Généralités.....	45
5.6.2	Effets des actions de calcul	45
5.6.3	Vérification de la résistance.....	45
5.6.3.1	Fondations superficielles	46
5.6.3.2	Fondations profondes	46
5.7	Interaction sol structure.....	47
6	Organes d'appui	48
6.1	Généralités.....	48
6.2	Actions de calcul	48
6.3	Appareils d'appui.....	49
6.3.1	Appareils d'appui fixes.....	49
6.3.2	Appareils d'appui mobiles.....	49
6.3.3	Appareils d'appui en élastomère	49
6.3.3.1	Module de cisaillement	49
6.3.3.2	Résistance à la compression.....	49
6.3.3.3	Sécurité au flambement.....	50
6.3.3.4	Limitation de la distorsion	50
6.3.3.5	Condition de non glissement	50
6.4	Repos d'appui minimal.....	51
6.5	Vérifications des appareils d'appui spéciaux	52
6.6	Attelages sismiques	52
6.7	Isolateurs sismiques.....	53
6.7.1	Généralités.....	53
6.7.2	Critères de conformité	53
6.7.3	Propriétés de calcul des isolateurs.....	53
6.7.3.1	Généralités.....	53
6.7.3.2	Rigidité dans la direction verticale	53
6.7.3.3	Propriétés de calcul dans la direction horizontale	53
6.7.3.4	Variabilité des propriétés des isolateurs.....	54
6.7.4	Conditions d'application des méthodes d'analyse	54
6.7.5	Vérification des isolateurs sismiques.....	54
6.7.6	Exigences spéciales	55
6.7.6.1	Capacité de rappel latéral.....	55
6.7.6.2	Maintien latéral au niveau de l'interface d'isolation	55
6.7.6.3	Inspection et maintenance.....	55
7	Dispositions constructives spécifiques aux appuis.....	56
7.1	Dispositions générales	56
7.1.1	Généralités.....	56
7.1.2	Recouvrement.....	56
7.1.3	Aciers de coutures	57

7.1.4	Ferraillage des zones nodales.....	57
7.2	Piles en béton armé.....	58
7.2.1	Pièces comprimées.....	58
7.2.1.1	Ferraillage longitudinal.....	58
7.2.1.2	Ferraillage transversal.....	59
7.2.1.3	Ancrage et tenue des barres du ferraillage longitudinal.....	59
7.2.2	Pièces fléchies.....	60
7.2.2.1	Armatures longitudinales.....	60
7.2.2.2	Armatures d'effort tranchant.....	60
7.3	Piles en acier.....	61
7.4	Dispositions constructives pour les organes d'appuis.....	62
7.4.1	Butées.....	62
7.4.1.1	Butées de sécurité.....	63
7.4.1.2	Butées de blocage.....	63
7.4.1.3	Conception et dimensionnement des butées.....	64
7.4.2	Inspection et remplacement des organes d'appuis.....	64
7.4.3	Organes de couplage.....	65
7.5	Autres éléments.....	65
7.5.1	Ferraillage des chevêtres.....	65
7.5.2	Joint de chaussée.....	65
7.5.3	Éléments de rive et équipement des tabliers.....	65
7.6	Fondations.....	66
7.6.1	Semelles.....	66
7.6.1.1	Semelles superficielles.....	66
7.6.1.2	Semelles sur pieux.....	66
7.6.2	Pieux ou barrettes.....	66
7.6.2.1	Dispositions générales.....	66
7.6.2.2	Dispositions de ferraillage.....	67
7.6.3	Risque de liquéfaction.....	68
8	Ponts-Cadres et Portiques – Ouvrages enterrés.....	70
8.1	Introduction.....	70
8.2	Coefficients sismiques.....	70
8.3	Combinaisons et vérifications.....	70
8.3.1	Combinaisons.....	70
8.3.2	Vérifications.....	71
8.4	Sollicitations dues au séisme.....	71
8.4.1	Sollicitations verticales dues au séisme.....	71
8.4.2	Sollicitations horizontales dues au séisme.....	71
ANNEXE A	72
Définitions	72
ANNEXE B	75
Classification sismique des Wilayas et communes d'Algérie	75
Annexe C	78
Interaction sol - structure	78
Annexe D	80
Détermination des sollicitations horizontales dues au séisme pour les ponts cadres et portiques	80	
Annexe E Ponts spéciaux	86
Annexe F Comportement des isolateurs dans la direction horizontale	89
Annexe G Essais pour la validation des propriétés de calcul des isolateurs sismiques	93

1 Introduction

1.1 Domaine d'application

Le présent règlement contient des principes de conception et de dimensionnement, des critères et des dispositions constructives pour les ponts neufs, pour réduire au minimum leur susceptibilité aux dommages dus aux actions sismiques.

Ce règlement couvre essentiellement la conception parasismique des ponts pour lesquels les actions horizontales sismiques sont principalement reprises, soit par les culées, soit par la flexion des piles, c'est-à-dire les ponts composés d'un système de piles sensiblement verticales, supportant le tablier. Il peut être appliqué également pour le dimensionnement sismique d'autres types de ponts, comme les ponts en arc, les ponts portiques, les ponts à béquilles, et les ponts haubanés (voir annexe E, ponts spéciaux).

Les ponts cadres et portiques et les ouvrages enterrés sont traités dans la section 8.

Les ponts suspendus, les ponts mobiles, ou les cas de ponts de configuration extrême (par exemple les ponts fortement biais ou les ponts avec une courbure horizontale importante) ne sont pas complètement couverts par les dispositions contenues dans ce règlement.

Pour ces cas extrêmes de ponts, des approches conservatrices adéquates, basées surtout sur les principes en capacité, doivent être adoptées, afin de couvrir les risques issus des particularités de chaque cas et d'éviter l'apparition de modes de rupture fragile.

1.2 Conditions d'application

Les conditions suivantes doivent être satisfaites :

- les structures sont conçues et dimensionnées par un personnel ayant une qualification et une expérience appropriées ;
- un contrôle et un système de suivi de la qualité adéquats sont assurés pendant la réalisation de l'ouvrage, c'est à dire en bureau d'études, dans les usines et sur chantier ;
- la mise en œuvre est réalisée par un personnel ayant la qualification et l'expérience appropriées ;
- les matériaux et produits de construction sont utilisés comme prescrit dans les règles en vigueur ou dans d'autres spécifications sur les matériaux et les produits ;
- la structure doit être entretenue de façon satisfaisante ;
- la structure doit être utilisée conformément aux hypothèses prises en compte lors de la conception et du dimensionnement ;
- Les constructions auxquelles s'appliquent les présentes règles doivent satisfaire concomitamment aux règles de conception, de calcul et d'exécution applicables.

Par ailleurs, au cas où les sollicitations issues d'un calcul aux effets du vent sont plus défavorables, ce sont ces dernières qu'il y a lieu de prendre en considération pour la vérification de la résistance et de la stabilité de l'ouvrage, mais, en même temps, les dispositions constructives du présent règlement doivent être respectées.

1.3 Unités et notations principales utilisées

1.3.1 Notations principales utilisées

G : valeur nominale des charges permanentes / module de cisaillement ;

P : forces de précontrainte éventuelles (à long terme) ;

E : action sismique limitée au mouvement d'ensemble ;

E' : action sismique limitée aux déplacements différentiels ;

Q : actions variables des charges d'exploitation ;

Ψ : coefficient de combinaison ;

ΔT : désigne les variations de température ;

D : les déformations différées des matériaux (retrait et fluage du béton) ;
 S_d : sollicitation agissante de calcul de la combinaison d'action définie en 5.2 ;
 γ_o : coefficient de surcapacité ;
 γ_R : permet d'apporter une sécurité complémentaire vis-à-vis des ruptures fragiles ;
 R_d : résistance de calcul de la structure ;
 g : accélération de la pesanteur ;
 q : coefficient de comportement ;
 A : coefficient d'accélération de zone ;
 ξ : taux d'amortissement visqueux exprimé en pourcentage ;
 ξ' : taux d'amortissement visqueux exprimé par rapport à l'unité ($\xi' = \xi / 100$) ;
 β : angle de biais (ponts biais) ;
 M_o : surcapacité en flexion d'une section de rotule plastique ;
 M_{Rd} : moment plastique ;
 M_t : action sismique de torsion ;
 T : période fondamentale ;
 T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site ;
 $S_{ae}(T)$ spectre de réponse élastique ;
 $S_{ad}(T)$ spectre de dimensionnement.

1.3.2 Unités utilisées

Les unités suivantes sont recommandées pour les calculs :

- masse	: t
- forces et charges	: kN ; kN/m ; kN/m ²
- masse volumique	: t/m ³
- poids volumique	: kN/m ³
- contraintes et résistances	: MPa
- moments (fléchissant, etc.)	: kN.m
- accélération	: m/s ²
- angle de biais	: grade
- longueur	: m
- temps	: s

1.4 Définitions

Les termes utilisés dans ce document sont définis dans l'annexe A.

2 Exigences fondamentales et règles générales de conception

2.1 Objectifs

La vérification des ouvrages vis-à-vis des actions sismiques de calcul doit être telle que le risque de défaillance sous séisme potentiel soit suffisamment faible.

La démarche de dimensionnement de ce règlement est basée, en ce qui concerne la résistance sismique des ponts, sur l'exigence générale d'après laquelle les communications d'urgence doivent être maintenues, avec une fiabilité appropriée, après l'événement sismique de calcul et sur l'exigence que les dommages que pourraient provoquer leur défaillance sur les constructions et installations environnantes soient maîtrisés.

Il n'y a pas de protection absolue et de risque « nul », mais une protection relative et un risque « acceptable », aussi, il est admis que certaines structures puissent subir des déformations qui se situent dans le domaine post élastique entraînant des détériorations : fissurations, destruction de certains éléments non structuraux.

2.2 Classification des ponts

Pour la prise en compte du risque sismique, les ponts sont classés en trois groupes.

Groupe de pont	Importance
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	Pont important
Groupe 3	Pont d'importance moyenne

Tableau 2.1 : classification des ponts

La classification des ponts selon leur importance est du ressort du maître d'ouvrage qui doit la faire figurer dans le cahier des charges, en s'appuyant sur les critères généraux énoncés ci-après :

Groupe 1 : Pont stratégique

Ce groupe recouvre les ponts stratégiques devant rester circulables après avoir subi l'action sismique ultime réglementaire :

- 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 ;
- Les ponts supportant des pistes d'avion appartenant à des aérodomes ;
- Les ponts sur itinéraires d'acheminement des secours et de desserte des installations d'importance vitale (Groupe 1A du RPA 99/2003).
- Liaisons ferroviaires ;

Groupe 2 : Pont important

Dans ce groupe sont classés les ponts qui franchissent ou longent au moins une des voies terrestres ci-après :

- Autoroutes, routes express et voies à grande circulation;
- Liaisons assurant la continuité du réseau autoroutier ;
- Grandes liaisons d'aménagement du territoire ;

- les ponts situés dans les emprises des ports commerciaux maritimes ;
- les ponts sur itinéraire de desserte des installations de grande importance (Groupe 1B du RPA 99/2003).

Groupe 3 : Pont d'importance moyenne

- Les ponts qui ne sont rangés ni en groupe 1 ni en groupe 2.

Les ouvrages classés dans les groupes 2 ou 3 pourraient être surclassés d'un rang si leur endommagement provoquerait des dommages à un bâtiment, équipement ou installation d'importance moyenne à vitale.

2.3 Exigences fondamentales

La conception parasismique a pour but de satisfaire les deux exigences fondamentales suivantes :

2.3.1 Exigence de non effondrement (état limite ultime)

Après l'occurrence de l'événement sismique de calcul (séisme majeur), le pont doit maintenir son intégrité structurale et une résistance résiduelle adéquate, malgré le fait qu'en certaines parties du pont des dommages considérables puissent s'être produits.

Le pont doit pouvoir tolérer des dégâts, c'est-à-dire que les parties du pont susceptibles d'être endommagées par leur contribution à la dissipation d'énergie durant l'événement sismique, doivent être dimensionnées de manière que la structure puisse supporter les actions d'un trafic d'urgence et que l'inspection et les réparations puissent être effectuées facilement.

Dans ce but, la plastification en flexion de certaines sections (c'est-à-dire la formation de rotules plastiques) est permise dans les piles. Elle est en général nécessaire dans les régions de forte sismicité, afin de réduire l'action sismique de calcul à un niveau qui n'entraîne que des coûts de construction supplémentaires raisonnables.

Le tablier doit cependant se trouver prémuni vis-à-vis de la formation de rotules plastiques ainsi que de la perte d'appuis sous les déplacements sismiques extrêmes.

2.3.2 Minimisation des dommages (état limite de service)

En cas de séisme modéré (moins intense mais plus fréquent), la structure doit rester dans le domaine élastique (ELS) permettant la reprise des circulations après une courte inspection. Pour les ponts routiers, les critères ELS sont couverts par les critères ELU.

Après les actions sismiques de haute probabilité d'occurrence pendant la durée de vie prise en compte pour le pont, les parties de ce dernier, destinées à contribuer à la dissipation de l'énergie durant l'événement sismique de calcul, doivent subir uniquement des dégâts mineurs. Ceux-ci ne doivent entraîner ni réduction du trafic, ni nécessité d'effectuer des réparations immédiates.

2.4 règles générales de conception

La prise en compte des effets sismiques dès le stade de la conception du projet du pont est importante, même pour les régions à faible sismicité.

Lors de l'étude du site de l'ouvrage, une attention particulière doit être portée aux conditions défavorables ou pénalisantes telles que la présence de failles tectoniques potentiellement actives et/ou de zones liquéfiables.

Le potentiel de liquéfaction du sol de fondation doit faire l'objet d'investigations conformément aux dispositions de l'article 7.6.3

Il convient d'éviter la proximité immédiate d'une faille active (à moins de 500m) où les mouvements sismiques sont particulièrement violents et mal représentés par les spectres réglementaires.

Dans le cas de ponts passant au-dessus de failles tectoniques potentiellement actives, la discontinuité probable des déplacements du sol doit généralement être évaluée et prise en compte, soit par une flexibilité appropriée de la structure, soit par une disposition convenable des joints de dilatation.

La conception parasismique de l'ouvrage porte essentiellement sur les appuis (piles et culées) et notamment, l'interface entre les appuis et le tablier. Elle doit faire l'objet d'une étude spécifique pour éviter toute rupture fragile des fûts des piles. Les ouvrages monolithiques (ponts cadres ou portiques) ont généralement un bon comportement sous séisme ; ils sont traités dans le chapitre 8.

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 les culées. Le choix du système de liaison tablier/appuis a pour objectifs de limiter les déplacements du tablier ainsi que les efforts dans les appuis.

Deux approches pour la conception des appuis :

- Concevoir des appuis élastiques (piles et culées) sous réserve d'un choix judicieux d'appareils d'appui au niveau de l'interface tablier/appuis.
- Concevoir des appuis ductiles (piles) sous réserve d'une conception détaillée des rotules plastiques dont la formation doit être confirmée par calcul.

Dans les zones à sismicité modérée ou forte, le choix du comportement ductile est en général approprié.

Dans le cas d'appuis ductiles, l'emplacement des points de dissipation de l'énergie (rotules plastiques) doit être choisi de manière à assurer leur accessibilité pour le contrôle et les réparations.

Le comportement sous séisme des tabliers de ponts courants demeure généralement, dans le domaine élastique.

En général, les structures continues se comportent mieux dans les conditions sismiques que les ponts ayant de nombreux joints de dilatation et sont donc à privilégier.

Les critères de choix du type d'ouvrage porte essentiellement sur les points suivants :

- Un tablier léger pour minimiser les actions sismiques sur les appuis,
- Eviter autant que possible et notamment en zone de forte sismicité, les travées isostatiques. A défaut, les dispositions décrites au § 7.4.3 sont à adopter,
- Etudier le mode de liaison tablier/appuis et comparer entre encastrement et appuis simples.

Un équilibre doit en général être maintenu entre les prescriptions de résistance et de déformabilité pour les supports horizontaux. Une grande déformabilité réduit le niveau de l'action sismique de calcul, mais augmente le mouvement aux joints et aux appuis mobiles et peut conduire à des effets du second ordre importants.

Pour la maîtrise des déplacements, deux systèmes de butées existent (§ 7.4) :

- Les butées de sécurité, destinées à empêcher le tablier de quitter ses appuis sous séisme ultime,
- Les butées de blocage, destinées à limiter fortement le déplacement relatif du tablier par rapport à ses appuis sous séisme sont utilisées en complément à des appareils d'appui en élastomère fretté ou à des appareils d'appui spéciaux glissants.

Les fondations sont à dimensionner conformément à l'article 7.6, en particulier :

- Les culées fondées superficiellement en tête de remblai sont à priori interdites, sauf justifications particulières sur la stabilité au glissement du remblai en tenant compte des actions sismiques.
- Les fondations superficielles sur des sols granulaires lâches ou des sols cohérents mous (catégorie S4) sont interdites, des fondations profondes sont alors recommandées.
- En présence de couches superficielles liquéfiables, des fondations profondes ancrées dans les couches sous jacentes et un drainage adéquat sont préconisées. Dans ces conditions, les fondations doivent faire l'objet d'une étude spécifique.

Les dispositions constructives (chapitre 7) doivent être cohérentes avec le fonctionnement de la structure sous séisme.

Dans le cas de ponts de longueur exceptionnelle, ou de ponts traversant des formations de sol non homogènes, on doit décider du nombre et de l'emplacement des joints de dilatation intermédiaires.

L'attache des équipements sur les tabliers (corniche, canalisation) et les piles (éléments préfabriqués) doit être calculée comme indiqué au §7.5.3.

3 Actions sismiques

Le séisme est traité comme une action accidentelle.

3.1 Critères de classification

Le présent chapitre expose un ensemble de classifications nécessaires à la définition de la situation sismique de l'ouvrage étudié et constituent un préalable indispensable pour le choix du modèle, de la méthode de calcul et des paramètres à utiliser.

3.1.1 Classification des zones sismiques

Le territoire national est divisé en cinq (5) zones de sismicité croissante :

- Zone 0 : négligeable
- Zone I : faible
- Zone IIa : moyenne
- Zone IIb : élevée
- Zone III : très élevée

La figure 3.1 représente la carte des zones sismiques de l'Algérie. Un tableau (Annexe B) précise cette classification par Wilaya et par Commune.

Tout pont qui a des fondations dans deux zones de sismicité différentes est considéré comme étant situé tout entier dans la zone de sismicité supérieure.

3.1.2 Coefficient d'accélération de zone

Le coefficient d'accélération de zone A est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont, définie en 2.2, est indiqué dans le tableau 3.1 ci dessous :

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

Tableau 3.1 Coefficient d'accélération de zone A

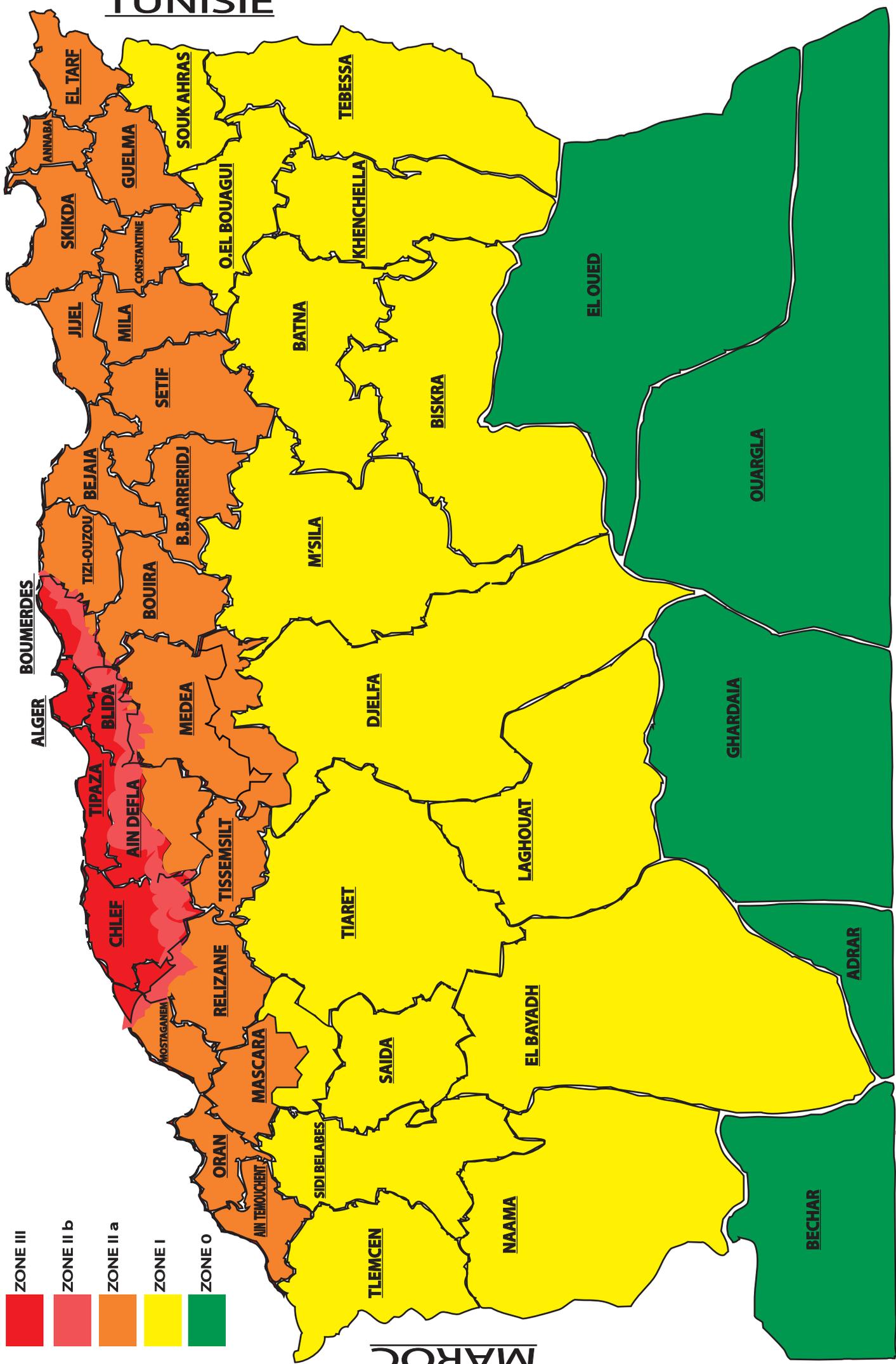


Figure 3.1 carte de zonage sismique de l'Algérie

3.1.3 Classification des sites

3.1.3.1 Catégories et critères de classification

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des couches de sols qui les constituent.

- **Catégorie S1 : (site rocheux)**

Rocher sain ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse d'onde de cisaillement $V_s \geq 800$ m/s

- **Catégorie S2 : (site ferme)**

Dépôts de sables et graviers denses à très denses, marnes ou argiles raides très surconsolidées sur 10 à 20m d'épaisseur avec $V_s \geq 400$ m/s à partir de 10m de profondeur.

- **Catégorie S3 : (site meuble)**

Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec $V_s \geq 200$ m/s à partir de 20m de profondeur.

- **Catégorie S4 : (site très meuble)**

Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle pour $V_s < 200$ m/s dans les 20 premiers mètres.

Dépôts d'argile molle à moyennement raide avec $V_s < 200$ m/s dans les 20 premiers mètres.

Par ailleurs, les valeurs moyennes harmoniques des caractéristiques mécaniques mesurées au moyen d'essais réalisés sur site ou en laboratoire sur les différentes couches de sol constituant la colonne de sol sur une profondeur de 30m peut être utilisées pour classer le site. Ces valeurs sont indiquées dans le tableau 3.2 ci-dessous.

Cat	Description		\bar{q}_c (MPa) (c)	\bar{N} (d)	\bar{p}_l (MPa) (e)	\bar{E}_p (MPa) (e)	\bar{q}_u (MPa) (f)	\bar{V}_s (m/s) (g)
S1	Rocheux (a)		--	--	>5	>100	>10	$V_s \geq 800$
S2	Ferme	Sable/ gravier	>15	>50	>2	>20	--	$400 \leq V_s < 800$
		Argile	>5	--	>2	>25	>0,4	
S3	Meuble	Sable/ gravier	5-15	10-50	1-2	5-20	--	$200 \leq V_s < 400$
		Argile	1,5-5	--	0,5-2	5-25	0,1-0,4	
S4	Très meuble (b)	Sable/ gravier	<5	<10	<1	<5	--	$100 \leq V_s < 200$
		Argile	<1,5	--	<0,5	<5	<0,1	

Tableau 3.2 Caractéristiques géotechniques des sites

a) La valeur de V_s doit être mesurée sur site. Les roches tendres ou altérées sont à classer en S2 dans le cas où V_s n'est pas mesurée. Le site ne peut pas être classé en S1 s'il existe plus de 3m de sol meuble entre la surface du rocher et le niveau bas des fondations.

b) Le site est classé en S4 s'il y a présence d'au moins 3m d'argile molle caractérisée par un indice de plasticité $IP > 20$, une teneur en eau naturelle $w_n \geq 40\%$, une résistance non drainée $C_u < 25$ kPa et une vitesse de cisaillement $V_s < 150$ m/s.

c) La moyenne harmonique d'un paramètre quelconque « p » est donnée par

$$\bar{p} = \frac{H}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{h_i}{p_i} \right)} \quad \text{avec} \quad H = \sum_{i=1}^n h_i \quad (= \text{hauteur de la colonne de sol } 30\text{m}).$$

h_i : épaisseur de la couche « i » caractérisée par une valeur « p_i »

n : nombre de couches constituant la colonne de sol

p : représente un des paramètres suivants :

- q_c : résistance au pénétromètre statique
- N_{spt} : résistance SPT
- p_l : pression limite pressiomètre
- E_p : module pressiomètre
- q_u : résistance en compression simple
- V_s : vitesse d'onde de cisaillement

(c) - Pénétromètre statique

$$\bar{q}_c = \frac{\sum_{i=1}^n h_i}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{h_i}{q_{ci}} \right)}$$

h_i : épaisseur de la couche (i)
 q_{ci} : résistance de pointe moyenne à travers la couche (i)

(d) Essai SPT :

$$\bar{N} = \frac{h_s}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{h_i}{N_i} \right)}$$

$N_i < 100$, nombre de coups moyens non corrigé, enregistré à travers la couche (i) d'épaisseur h_i .
 h_s : épaisseur totale des couches de sols granulaires (sables et/ou graviers).

(e) - Pressiomètre :

$$\bar{P}_l = \frac{\sum_{i=1}^n h_i}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{h_i}{P_{li}} \right)}$$

P_{li} : Pression limite moyenne à travers la couche (i) d'épaisseur h_i

$$\bar{E}_p = \frac{\sum_{i=1}^n h_i}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{h_i}{E_{pi}} \right)}$$

E_{pi} : Module pressiométrique à travers la couche $n(i)$, d'épaisseur h_i

(f) Résistance en compression simple

$$\bar{q}_u = \frac{h_c}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{h_i}{q_{ui}} \right)}$$

h_c : épaisseur totale des couches de sols cohérents, argile et/ou marne.
 q_{ui} : résistance en compression simple à travers la couche (i) d'épaisseur h_i

(g) - Vitesse des ondes de cisaillement :

$$\bar{V}_S = \frac{\sum_i^n h_i}{\sum_i^n \left(\frac{h_i}{V_{S_i}} \right)}$$

V_{S_i} Vitesse d'onde de cisaillement à travers la couche (i) d'épaisseur h_i

3.1.3.2 Classement du site selon les différents types d'essais

Selon la fiabilité des résultats des différents types d'essais, le site sera classé dans la catégorie la plus appropriée. En cas de doute entre deux catégories, classer le site dans la catégorie la plus défavorable

3.1.3.3. Conditions de site nécessitant des investigations approfondies

Les conditions de site qui nécessitent des investigations approfondies sont les suivantes :

- présence de terrains instables sous séisme : sols liquéfiables, sols faiblement cimentés, anciens remblais.
- présence de sols vaseux ou d'argile molle avec une forte teneur en matières organiques.
- présence d'argile très plastique ($IP > 75$) sur une épaisseur de plus de 6m.
- présence sur une épaisseur de plus de 30m d'une couche d'argile molle à moyennement raide ($q_c < 5\text{MPa}$, $p_l < 2\text{MPa}$, $E_p < 25\text{MPa}$, $q_u < 04\text{MPa}$)

3.2. Détermination des actions sismiques

L'action sismique résulte des mouvements du sol qui sont pris en compte sous deux aspects :

- une translation d'ensemble (tous les points du sol se déplacent en phase) dans chacune des trois directions de l'espace ;
- un déplacement différentiel entre points du sol dans chacune des trois directions de l'espace. Ce déplacement différentiel dépend de la distance entre les points et des caractéristiques géotechniques et topographiques du site.

Pour le mouvement sismique de calcul, la translation d'ensemble est définie par le coefficient d'accélération de zone A (défini en 3.1.2), un spectre de réponse horizontal valable pour les deux composantes horizontales du mouvement et un spectre de réponse verticale valable pour la composante verticale du mouvement.

Le déplacement différentiel entre points du sol est défini par le même coefficient d'accélération de zone A et les spécifications de l'article 3.4.2.

Les spectres de réponses, élastiques ou de dimensionnement, qui dépendent de la catégorie du site de l'ouvrage, du coefficient d'accélération de zone (A) et du taux d'amortissement critique (ξ) par le biais du facteur de correction d'amortissement ($\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)}$) quand ce taux est différent de 5% sont définis en 3.2.1 et 3.2.2.

3.2.1 Spectre de réponse élastique

Le spectre de réponse élastique constitue généralement la donnée de base pour le calcul sismique.

3.2.1.1 Composante horizontale

Le spectre de réponse élastique (S_{ae}) pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage par.

$$S_{ae}(T, \xi) \text{ (m/s}^2\text{)} = \begin{cases} AgS \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (3.1)$$

- g : accélération de la pesanteur (=9,81m/s²)
- T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site
- S : coefficient de site
- A : est donnée dans le tableau 3.1
- η : facteur de correction de l'amortissement ($\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)}$)
- ξ : taux d'amortissement défini en 4.2.4

Site	S1	S2	S3	S4
T_1	0,15	0,15	0,20	0,20
T_2	0,30	0,40	0,50	0,70
S	1	1,1	1,2	1,3

Tableau 3.3 valeurs de T_1, T_2 et S pour la composante horizontale

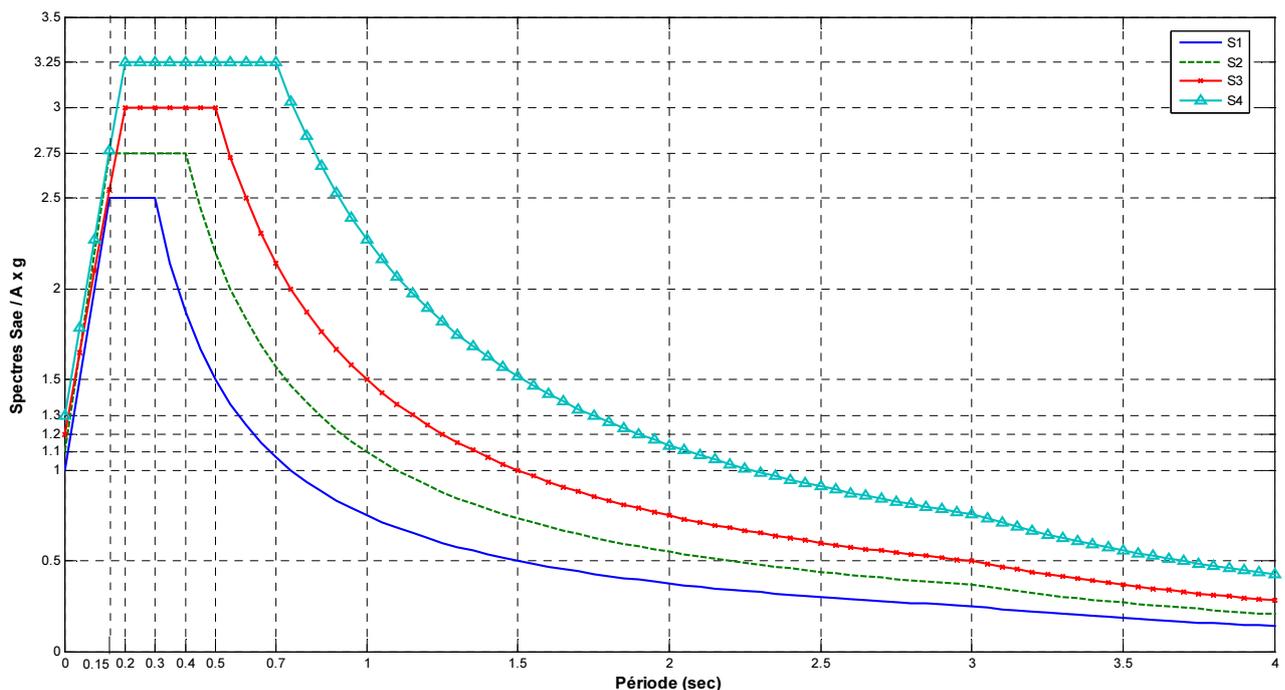


Figure 3.2 spectre de réponse élastique- composante horizontale- 5% d'amortissement

3.2.1.2 Composante verticale

Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage par :

$$S_{ae}^v(T) \text{ (m/s}^2\text{)} = \begin{cases} \alpha A g \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\alpha A g \eta & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\alpha A g \eta \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\alpha A g \eta \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (3.2)$$

g : accélération de la pesanteur (=9,81m/s²)

A : est donnée dans le tableau 3.1

α : coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité :

$\alpha = 0,7$ pour les zones sismiques I, IIa et IIb et $1,0$ pour la zone sismique III.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site données dans le tableau ci après.

Site	S1	S2	S3	S4
T_1	0,15	0,15	0,20	0,20
T_2	0,30	0,40	0,40	0,40

Tableau 3.4 Valeurs de T_1, T_2 pour la composante verticale

Le coefficient de site, dans le cas de la composante verticale, est pris égal à 1

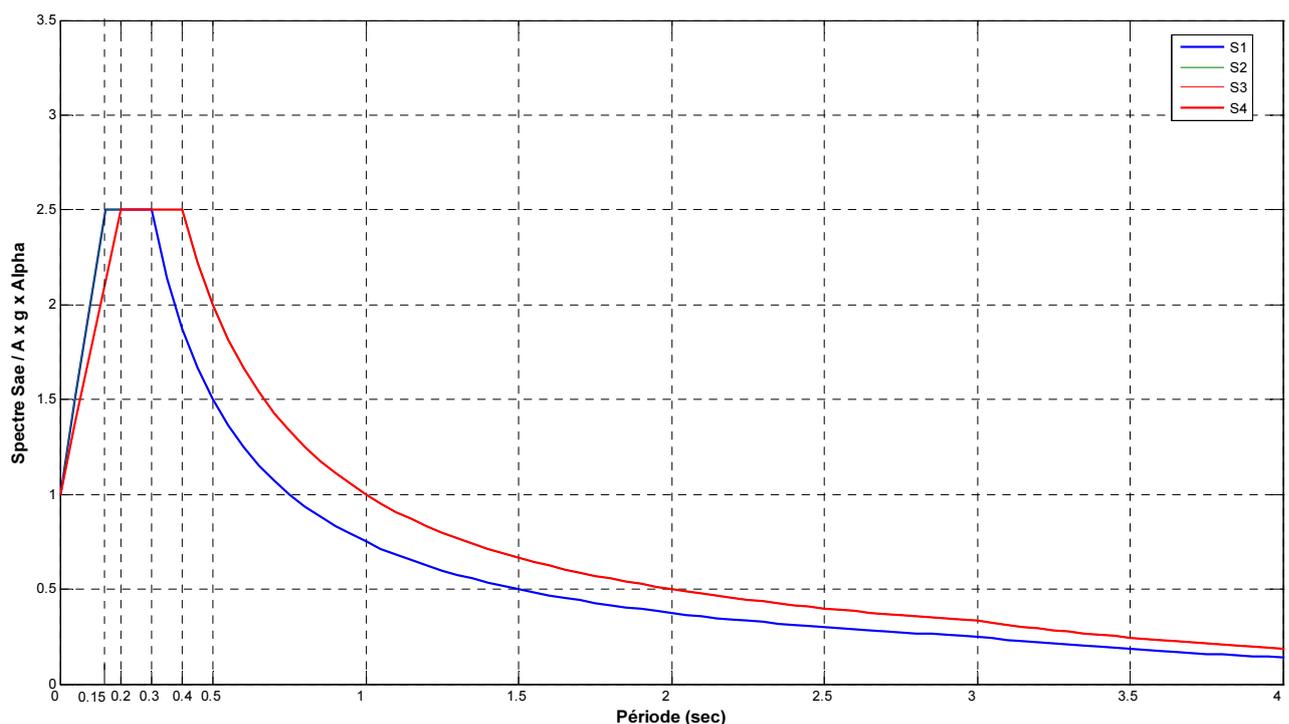


Figure 3.3 spectre de réponse élastique- composante verticale- 5% d'amortissement

3.2.2 Spectre de dimensionnement

Le spectre de dimensionnement pour les deux composantes horizontales à utiliser, pour le calcul de résistance (approche du comportement inélastique par un calcul élastique équivalent), avec un coefficient de comportement (q) est donné par :

$$S_{ad}(T, \xi) = \begin{cases} 2.5\eta Ag S & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta Ag S \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta Ag S \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (3.3)$$

- η est défini en 3.2
- g : accélération de la pesanteur (=9,81m/s²)
- T_2 : période caractéristique donnée dans le tableau 3.3
- S : coefficient de site donné dans le tableau 3.3
- A : est donnée dans le tableau 3.1

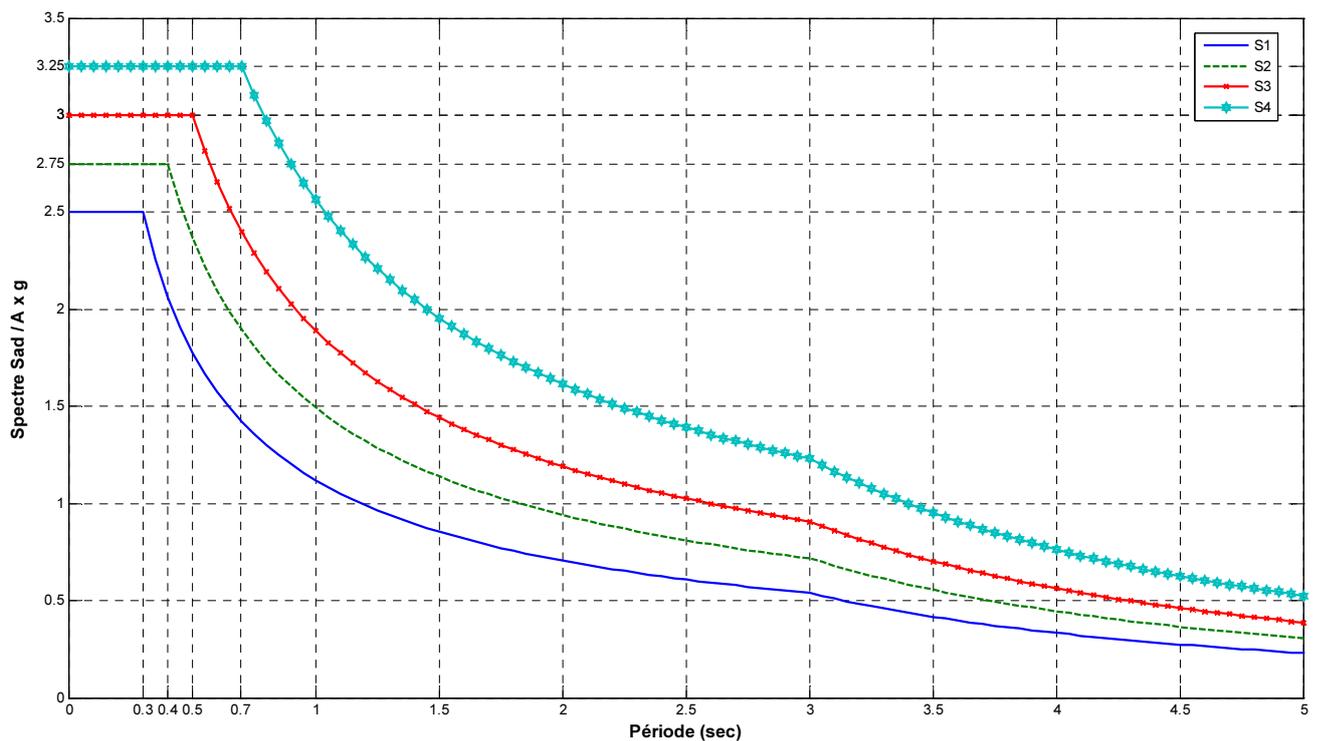


Figure 3.4 spectre de dimensionnement- 5% d'amortissement

Le coefficient de comportement q est introduit et pris en compte en 4.4 et 5.5.1. Pour la composante verticale, le coefficient de comportement q est pris égal à 1.

3.3 Discontinuité mécanique

Dans le cas où l'on a plusieurs sites différents à considérer pour un même ouvrage, le mouvement d'ensemble à retenir pour l'ouvrage est obtenu en combinant, au moyen d'une méthode scientifiquement validée, les mouvements des différents sites. A défaut, l'enveloppe des spectres des différents sites peut être retenue.

3.4 Déplacements

3.4.1 Déplacements absolus horizontal $D_M(H)$ et vertical $D_M(V)$

Site	S1	S2	S3	S4
L_M (m)	600	500	400	300
$D_M(H)$ (m)	0.03	0.05	0.07	0.09
$D_M(V)$ (m)	0.02	0.04	0.06	0.08

Tableau 3.5 Valeurs des déplacements absolus

L_M est la distance au delà de laquelle les mouvements des deux points peuvent être considérés comme indépendants.

Les déplacements D_M sont donnés pour une accélération unité (1m/s^2).

3.4.2 Déplacement différentiel

Sur un site sans discontinuité mécanique accusée, le déplacement différentiel maximal d entre deux points distants de X , en fonction du coefficient d'accélération de zone A , est égal à :

$$d = \eta AgX \quad \text{si } X < L_M \quad \text{avec} \quad \eta = \frac{D_M}{L_M} \sqrt{2}$$

$$d = AgD_M \sqrt{2} \quad \text{si } X \geq L_M$$

Le coefficient d'accélération de zone A est donné dans le tableau 3.1.

Les valeurs de η selon le site sont données dans le tableau 3.6 ci dessous :

Site	S1	S2	S3	S4
$10^4 \eta$ en horizontal	0.7	1.4	2.5	4.2
$10^4 \eta$ en vertical	0.5	1.1	2.1	3.8

Tableau 3.6 Valeurs de η

Dans le cas où les deux points appartiennent au même type de site, mais sont situés de part et d'autre d'une discontinuité topographique accusée (vallée), en l'absence d'une démarche appropriée définie, la valeur de d est à majorer de 50%.

Dans le cas où les deux points sont situés de part et d'autre d'une discontinuité mécanique (faille), le déplacement différentiel d est calculé par la relation :

$$d = Ag \sqrt{D_{M,1}^2 + D_{M,2}^2} \quad (3.4)$$

$D_{M,1}$ et $D_{M,2}$ étant les déplacements absolus des deux points.

4 Analyse

4.1. Principes généraux et hypothèses

4.1.1 Principes

Les ouvrages, objets du présent règlement, sont calculés à l'aide d'un spectre de réponse.

Dans le cas d'un calcul élastique, on utilise le spectre élastique défini en 3.2.1. Les efforts ainsi obtenus sont directement utilisés pour dimensionner les sections.

Pour certains systèmes d'appui et sous réserve d'adopter des dispositions constructives particulières (voir section 7), il est possible de procéder à un calcul inélastique qui réduit forfaitairement les efforts, à l'aide d'une approche linéaire équivalente, en utilisant le spectre de dimensionnement défini en 3.2.2 et les coefficients de comportements définis en 4.4.

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

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

4.1.2 Hypothèses de base

On distingue les trois directions du séisme, longitudinale, transversale et verticale que l'on traite de façon indépendante.

La composante horizontale du mouvement sismique est appliquée selon la direction longitudinale et la direction transversale du pont.

Pour les ponts courbes, on définit l'axe longitudinal par la corde joignant les appuis extrêmes intervenant dans la reprise des efforts horizontaux.

4.2 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.

4.2.1 Degrés de liberté dynamiques

Le modèle du pont et le choix des degrés de liberté dynamiques doivent représenter, de manière appropriée, la distribution de la raideur et de la masse, afin que tous les modes de déformation et toutes les forces d'inertie significatifs soient convenablement mobilisés sous l'excitation sismique de calcul.

Dans la majorité des cas, il suffit d'utiliser pour l'analyse deux modèles séparés, un pour la modélisation du comportement en direction longitudinale, et l'autre pour la direction transversale. Pour les cas où il serait nécessaire de considérer la composante verticale de l'action sismique, cette dernière est définie en 3.2.1.2 et 4.3.1.3.4.

4.2.2 Masses

Pour le calcul des masses, on doit prendre en compte les valeurs moyennes des charges permanentes de la structure.

Pour les ponts supportant un trafic intense, on peut considérer une part des charges d'exploitation :

- 20% des charges d'exploitations routières pour ponts routiers urbains,
- 30% des charges d'exploitations ferroviaires,
- 0% pour les autres cas.

Les masses distribuées peuvent être concentrées aux nœuds conformément aux degrés de liberté choisis.

Lorsque les piles sont immergées dans l'eau, faute d'une approche rigoureuse de l'interaction hydrodynamique, cet effet peut être estimé en prenant en compte une masse additionnelle d'eau entraînée par unité de longueur des piles immergées.

4.2.3 Raideurs des éléments

Les raideurs à prendre en compte proviennent des trois parties d'ouvrages suivantes :

- fondations et sol environnant,
- appuis,
- appareils d'appuis.

Pour l'estimation de la raideur des éléments en béton armé, on utilise la section non fissurée.

Pour les effets du second ordre on se reportera au § 4.4.3. Des effets importants du second ordre peuvent se produire dans les ponts ayant des piles élancées et dans les ponts spéciaux tels que les ponts en arc et les ponts haubanés.

4.2.4 Amortissement

L'amortissement dans un matériau est conventionnellement introduit par un modèle visqueux. La valeur du taux d'amortissement critique ξ (en %) pour les matériaux courants est :

- Acier soudé : 2
- Acier boulonné : 4
- Béton précontraint : 2
- Béton non armé : 3
- Béton armé : 5
- Élastomère fretté : 7

Le matériau à considérer est celui des appuis et non celui du tablier.

Pour les ouvrages dont les modes principaux mettent en jeu la déformation simultanée d'éléments constitués de matériaux différents, on retient l'amortissement le plus faible.

Ces valeurs ne concernent que les ouvrages massifs, sans remplissage, ni segmentation.

Quand un pont est muni de dispositifs amortisseurs, on doit savoir que :

- ces dispositifs se comportent souvent comme un système ressort et amortisseur agissant en parallèle. Il faut en déterminer la raideur et l'incorporer au modèle de calcul ;
- le coefficient d'amortissement qu'on leur associe est souvent d'une valeur très élevée, de sorte que la matrice d'amortissement du système peut s'écarter beaucoup du cas diagonalisable sur la base des modes propres non amortis. Le choix de la méthode de résolution doit en tenir compte.

4.2.5 Modélisation du sol

De manière générale, on négligera la souplesse des fondations pour la justification du tablier et des appuis.

Les appuis peuvent être considérés fixés au sol. Néanmoins, il est recommandé de prendre en compte les effets d'interaction sol-structure lorsque le déplacement du sol est supérieur à 30% du déplacement total du centre de masse du tablier.

Les effets d'interaction sol-structure peuvent être pris en compte par toute méthode scientifiquement validée.

Pour la prise en compte de l'interaction sol-structure, une méthode est proposée en annexe C :

4.2.6 Effets de torsion

Les ponts biais (angle de biais $\varphi < 70$ grades) et les ponts dont le rapport $\frac{L}{B} \leq 2.0$ ont tendance à tourner autour d'un axe vertical, malgré une coïncidence théorique du centre des masses avec le centre de raideur (L est la longueur totale du tablier continu et B la largeur du tablier).

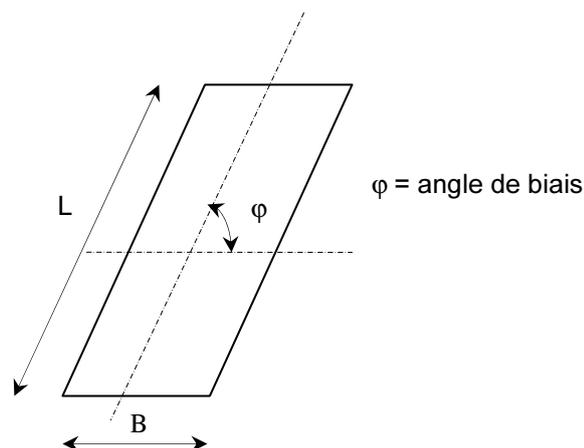


Figure 4.1 Pont biais

Les ponts très biais ($\varphi < 50$ grades) devraient en général être évités, dans les régions à forte sismicité. Si cela n'est pas possible, il faut effectuer une modélisation appropriée de la raideur horizontale réelle des appareils d'appui, tenant compte de la concentration des réactions verticales près des angles aigus. On peut aussi utiliser une excentricité accidentelle majorée. Une approche similaire doit généralement être adoptée dans le cas des ponts à courbure horizontale importante.

Lorsque la méthode monomodale est utilisée (voir 4.3.1) pour le dimensionnement des ponts biais, on doit prendre en compte le moment de torsion statique suivant, agissant autour de l'axe vertical passant par le centre de gravité du tablier.

$$M_t = \pm F e \quad (4.1)$$

où :

F est la force horizontale déterminée conformément à l'équation (4.2) ;

$$e = e_a + e_d,$$

$e_a = 0,03 L$ ou $0,03 B$ est l'excentricité accidentelle de la masse ;

$e_d = 0,05L$ ou $0,05B$ est une excentricité additionnelle qui reflète l'effet dynamique de la vibration simultanée de translation et de torsion ; pour le calcul de e_a et e_d , on doit utiliser la dimension L ou B transversale à la direction de l'excitation.

Lorsqu'on utilise un modèle dynamique complet (modèle spatial), la partie dynamique de l'excitation de torsion est prise en compte, si le centre des masses est déplacé par l'excentricité accidentelle e_a dans la direction et le sens les plus défavorables. Toutefois, les effets de torsion peuvent être estimés également en utilisant le moment de torsion statique de l'équation (4.1).

La résistance à la torsion de la structure d'un pont ne doit pas se baser sur la rigidité à la torsion d'une seule pile. Dans le cas des ponts à une seule travée, les appuis doivent être dimensionnés pour résister aux effets de la torsion.

4.3 Analyse

De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou par la méthode du spectre de réponse (analyse dynamique linéaire).

L'utilisation d'autres méthodes (spectre de puissance, analyse temporelle linéaire ou non linéaire) doit faire l'objet de justifications scientifiquement validées.

4.3.1 Analyse spectrale monomodale (mode fondamental)

4.3.1.1 Principe

Pour les ponts réguliers, les effets du mouvement d'ensemble sont déterminés par un calcul spectral monomodal. Les déplacements différentiels sont pris en compte de façon statique. Les caractéristiques du mode fondamental dans chaque direction sont déterminés soit à l'aide d'une analyse modale dans la direction considérée à condition de remplacer, pour le calcul des efforts, la masse du mode fondamental par la masse totale du modèle soit en appliquant la méthode approchée exposée ci-après.

4.3.1.2 Domaine d'application

Cette méthode ne s'applique pas aux ponts spéciaux : arcs, ponts à béquilles, ponts à câbles (de suspension ou de haubanage), ponts cantilever.

Elle s'applique aux ponts remplissant les critères suivants simultanément :

- La masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fût et chevetre).
- Le biais (Angle de l'axe du tablier avec l'axe de ses appuis) est supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinale et transversale totales des appuis) ne variant pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais.
- La courbure (Angle balayé en plan par la tangente à l'axe) est inférieure à 30 grades et les raideurs longitudinale et transversale totales des appuis ne variant pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans courbure.
- La symétrie transversale c'est à dire la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis (excentricité théorique e_o) n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal.

4.3.1.3. Méthodes d'analyse

Le calcul est monomodal dans chaque direction et s'exécute selon les trois directions. Dans chacune des directions, il y a lieu de considérer le mode fondamental sur lequel on reporte la totalité de la masse vibrante.

4.3.1.3.1 Séisme longitudinal

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectilignes à tablier continu, la déformation du tablier dans le plan horizontal est négligeable par rapport au déplacement de la tête des piles sous l'effet de l'action sismique.

Les effets sismiques doivent être déterminés en utilisant le modèle à tablier rigide.

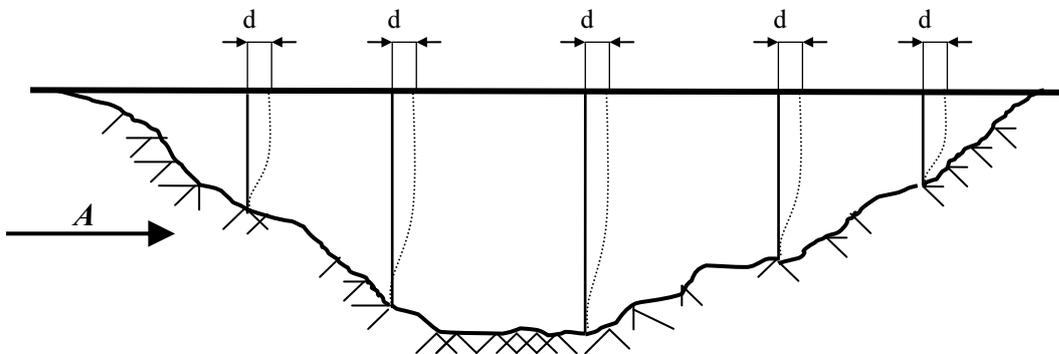


Figure 4.2 séisme longitudinal

On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par l'expression :

$$F = M \cdot Sa(T) \quad (4.2)$$

où :

M est la masse effective totale de la structure, égale à la masse du tablier augmentée de la masse de la moitié supérieure des piles liées au tablier ;

$Sa(T)$ est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale T :

$Sa(T) = Sae(T)$ pour un calcul élastique ($q=1$) ;

$Sa(T) = Sad(T)$ pour un calcul en capacité ($q>1$)

$Sae(T)$ et $Sad(T)$ étant respectivement le spectre élastique et le spectre de dimensionnement définis à l'article 3.2.

La période fondamentale T a pour expression :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} \quad (4.3)$$

où :

$K = \sum K_i$ est la raideur du système, égale à la somme des raideurs des éléments résistants dans le sens du séisme.

Le déplacement a pour expression :

$$d = \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \cdot S_a(T) \quad (4.4)$$

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

$$F_i = \frac{K_i}{K} F \quad (4.5)$$

Pour des piles de forte masse excédant le cinquième de celle de la portion de tablier qu'ils portent, l'addition à cette dernière de la moitié de leur masse peut conduire à un surdimensionnement. on pourra modéliser ces piles en répartissant leur masse en masses partielles sur leur longueur et en adoptant les formules de calcul transversales (4.8).

4.3.1.3.2. Séisme transversal

Selon les caractéristiques particulières du pont, cette méthode peut être appliquée en utilisant pour le modèle deux approches différentes, à savoir :

- Le modèle à tablier rigide ;
- Le modèle à tablier flexible.

a) Modèle à tablier rigide

En direction transversale, le tablier peut être supposé comme étant rigide si $\frac{L}{B} \leq 5$ ou, dans le cas général si la condition suivante est satisfaite :

$$\frac{\Delta d}{d_a} \leq 0,20 \quad (4.6)$$

où :

L est la longueur totale du tablier continu ;

B est la largeur du tablier ; et

Δd et d_a sont respectivement la différence maximale et la moyenne des déplacements transversaux du sommet de toutes les piles liées transversalement au tablier, sous l'action sismique transversale.

Le modèle du tablier rigide décrit à l'article 4.3.1.3.1 est alors applicable.

Les formules (4.2), (4.3), (4.4), (4.5), (4.6) sont à considérer avec la raideur K et la période T dans le sens transversal.

b) Modèle à tablier flexible

La période fondamentale de la structure, dans la direction transversale étudiée, peut être estimée par la méthode de Rayleigh utilisant un système généralisé à un seul degré de liberté comme suit, ou par toute autre méthode scientifiquement validée :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum m_i u_i^2}{\sum f_i u_i}} \quad (4.7)$$

où :

m_i est la masse concentrée au i -ème point nodal ;

u_i est le déplacement dans la direction étudiée, lorsque la structure est soumise aux forces ; $f_i = m_i g$ agissant à tous les points nodaux dans la même direction.

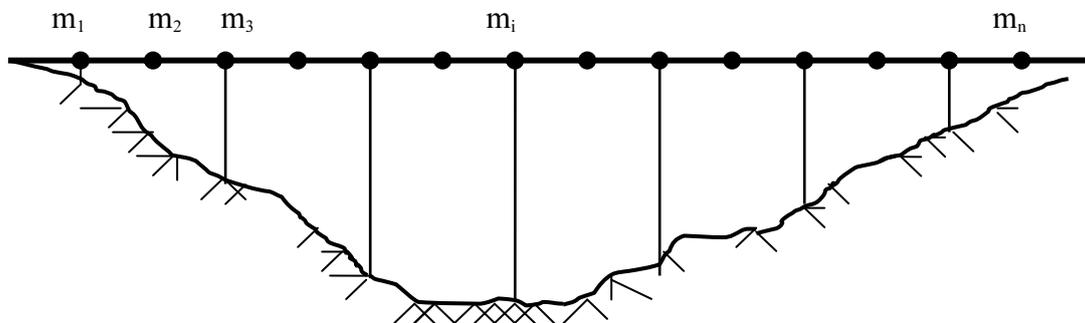


Figure 4.3 séisme transversal

Les effets du séisme doivent être déterminés en appliquant à tous les points nodaux des forces horizontales F_i , qui ont pour expression :

$$F_i = \frac{4\pi^2}{T^2} \cdot \frac{S_a(T)}{g} \cdot u_i m_i \quad (4.8)$$

où :

T est la période du mode fondamental de vibration pour la direction considérée ;

m_i est la masse concentrée au point i ;

u_i est le déplacement du i -ème point nodal déterminé approximativement par la forme du premier mode.

g est l'accélération de la gravité.

$S_a(T)$ est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale T :

$S_a(T) = S_{ae}(T)$ pour un calcul élastique ($q=1$) ;

$S_a(T) = S_{ad}(T)$ pour un calcul en capacité ($q>1$)

$S_{ae}(T)$ et $S_{ad}(T)$ étant respectivement le spectre élastique et le spectre de dimensionnement définis à l'article 3.2.

Les déplacements correspondants ont pour valeur :

$$d_r = \frac{u_r}{\sum m_i u_i} M \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 S_a(T) \quad (4.9)$$

Avec $M = \sum m_i$

Pour les nœuds situés au droit des appuis bloqués sur le tablier, la masse de la moitié supérieure de l'appui bloqué est incorporée dans le m_i correspondant.

4.3.1.3.3 Effets de torsion en direction transversale

Dans la direction transversale d'un pont, pour les tabliers d'épaisseur supérieure à un mètre, les effets de torsion doivent être évalués en appliquant un moment de torsion statique, $M_t = F \cdot e$

L'excentricité à prendre en compte doit être calculée comme suit :

$$e = e_o + e_a + e_d \quad (4.10)$$

où :

e_o est l'excentricité théorique (voir dernier point de 4.3.1.2) ;

$e_a = 0,03 L$ est l'excentricité accidentelle ;

L est la longueur totale du tablier continu ;

$e_d = 0.03L \sqrt{1 + \frac{e_o}{e_a}}$ est une amplification dynamique de l'excentricité.

La force F doit être déterminée soit conformément à l'équation (4.2) soit comme $\sum F_i$ conformément à l'équation (4.8). Le moment M_t peut être distribué aux éléments porteurs en utilisant le modèle à tablier rigide.

4.3.1.3.4. Composante verticale du séisme

Dans les tabliers en béton précontraint, les effets de la composante sismique verticale ascendante doivent être examinés systématiquement.

Les effets de la composante sismique verticale sur les appareils d'appui et les attelages doivent être évalués dans tous les cas.

Les effets de la composante sismique verticale sur les piles peuvent être en général négligés, pour les zones de faible sismicité.

La force totale verticale peut être distribuée proportionnellement au mode fondamental flexionnel du tablier, en utilisant le modèle à tablier flexible.

$$F_i = \frac{4\pi^2}{T^2} \cdot \frac{S_{ae}^v(T)}{g} \cdot v_i m_i \quad (4.11)$$

où :

T est la période du mode fondamental de vibration pour la direction considérée ;

m_i est la masse concentrée au point i ;

v_i est le déplacement vertical du i -ème point nodal déterminé approximativement par la forme du premier mode.

g est l'accélération de la gravité.

$S_{ae}^v(T)$ est l'accélération spectrale du spectre de calcul pour la composante verticale :

4.3.2 Analyse dynamique linéaire — Méthode du spectre de réponse

4.3.2.1 Définition, domaine d'application

L'analyse par le spectre de réponse est une analyse élastique des réponses dynamiques maximales de tous les modes significatifs de la structure. La méthode se base sur un calcul dynamique multimodale spectrale et tient compte de façon statique des déplacements différentiels.

La réponse globale est obtenue par des combinaisons statistiques des contributions modales maximales.

Les effets de l'action sismique doivent être déterminés à partir d'un modèle linéaire dynamique complet, en accord avec les lois de la mécanique et avec les principes de l'analyse structurale.

Pour les types de ponts suivants, qui sont définis comme ponts spéciaux, il y a lieu de prendre en compte également les recommandations de l'annexe E : ponts haubanés, ponts en arc, ponts à béquilles inclinées, ponts ayant une géométrie très particulière, ponts dont les plastifications dans les piles sont sensiblement différentes, etc.

4.3.2.2 Modélisation des fondations

Si nécessaire, les effets d'interaction sol structure sont à prendre en compte comme indiqué à l'article 4.2.5

4.3.2.3 Modes significatifs

Tous les modes qui ont une contribution importante à la réponse structurale totale doivent être pris en compte.

Le critère ci-dessus est considéré comme satisfait si la somme des «masses modales effectives», atteint pour les modes considérés au moins 90 % de la masse totale du pont.

Le critère ci-dessus est également considéré comme satisfait si cette somme atteint pour les modes considérés au moins 70 % de la masse totale du pont, à condition de considérer le mode résiduel qui tient compte des modes négligés.

La masse du mode résiduel est égale à $M_r = M - \sum M_i$, M étant la masse totale vibrante et M_i les masses des différents modes calculés.

4.3.2.4 Combinaison des réponses modales

La valeur maximale probable E , de l'effet d'une action (force, déplacement etc.) doit être considérée en général comme égale à la racine carrée de la somme des carrés des réponses modales E_i (règle SRSS) .

$$E = \sqrt{\sum E_i^2} \quad (4.12)$$

L'effet de cette action doit être supposé agir dans les deux sens.

Lorsque deux modes ont des périodes naturelles peu espacées $T_i \leq T_j$, avec le rapport $\rho = \frac{T_i}{T_j}$ dépassant la valeur de $\frac{10}{10 + \xi}$ où ξ est le taux d'amortissement visqueux, la règle SRSS (4.12) n'est pas sécuritaire.

La méthode de la combinaison quadratique complète (méthode CQC) peut alors être appliquée :

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j E_i r_{ij} E_j} \quad (4.13)$$

avec : $i = 1 \dots n; j = 1 \dots n$

n étant le nombre de modes significatifs considérés

avec le facteur de corrélation :

$$r_{ij} = \frac{8\xi^2(1+\rho)\rho^{3/2}}{10^4(1-\rho^2)^2 + 4\xi^2\rho(1+\rho)^2} \quad (4.14)$$

4.3.2.5 Combinaison des composantes de l'action sismique

La combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

L'effet probable de l'action maximale E , dû à l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y et de l'axe vertical Z, peut être estimé, à partir des effets d'actions maximales E_x, E_y et E_z dus à l'action sismique indépendante le long de chaque axe, comme suit :

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

$$\begin{aligned} E &= E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z \\ E &= E_y \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_z \\ E &= E_z \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_y \end{aligned} \quad (4.15)$$

où :

E_x, E_y et E_z sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z.

L'action E_z est à prendre en compte conformément aux exigences de 3.2.1.2

4.3.2.6 Prise en compte des déplacements différentiels

Lorsque le déplacement différentiel le long de la base du pont peut induire dans la structure des contraintes significatives, il est procédé comme suit :

- on calcule le déplacement différentiel, longitudinal et transversal entre les extrémités du pont (voir 3.4) et on applique à l'ouvrage un champ de déplacements imposés statiquement en chacun de ses points d'appui, en bloquant une extrémité et imposant à l'autre le déplacement différentiel calculé (longitudinal ou transversal), tandis que les appuis intermédiaires subissent un déplacement proportionnel à la distance à l'extrémité bloquée ;
- quand le pont franchit une discontinuité mécanique (faille), on calcule le déplacement différentiel entre les deux points d'appui successifs qui encadrent la discontinuité et l'on applique à l'ouvrage un champ de déplacements imposés statiquement aux points d'appui, tels que tous les points d'appui d'un côté de la discontinuité soient bloqués et que tous ceux de l'autre côté subissent un déplacement égal au déplacement différentiel calculé, soit longitudinal, soit transversal, soit vertical ;
- si le pont franchit plus d'une discontinuité mécanique, on procède comme ci-dessus successivement pour chaque discontinuité.

4.3.3 Autres méthodes linéaires

Les méthodes d'analyse par le spectre de puissance et d'analyse temporelle données ci-après, le sont à titre indicatif.

Toute utilisation de l'une de ces méthodes doit faire l'objet de justifications scientifiquement validées.

4.3.3.1 Analyse par le spectre de puissance

Une analyse linéaire stochastique de la structure doit être effectuée, soit en appliquant l'analyse modale, soit par des matrices de réponse dépendant de la fréquence, à partir du spectre de densité de puissance en accélération.

Les effets élastiques de l'action doivent être définis comme la valeur moyenne de la distribution statistique de la valeur extrême maximale de la réponse pendant la durée considérée dans le modèle sismique.

Les valeurs de calcul doivent être déterminées en divisant les effets élastiques par le coefficient de comportement q approprié.

La méthode a le même domaine d'application que l'analyse par le spectre de réponse.

4.3.3.2 Analyse temporelle

Dans une analyse temporelle, les effets de l'action sismique sont obtenus en faisant la moyenne des échantillons de la réponse extrême, calculée pour chaque accélérogramme.

L'action sismique peut être décrite par un ensemble d'accélérogrammes construits artificiellement ou réels. Cet ensemble doit contenir un nombre suffisant (une dizaine) d'accélérogrammes construits pour obtenir une estimation fiable des effets de l'action sismique. Il doit couvrir le spectre de réponse du site.

Toute utilisation de ce type de représentation de l'action sismique doit faire appel à une méthode scientifique validée.

- . k vaut 2 pour les piles encastées 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 suivant la direction du séisme.

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 $\nu = \frac{\sigma_{cm}}{f_{c90}}$, 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 $\nu \leq 0.3$
- $q = q_o - \frac{10}{3}(\nu - 0.3)(q_o - 1)$ si $0.3 \leq \nu \leq 0.6$
- $q = 1$ si $\nu > 0.6$
- Piles avec appareils d'appui en élastomère $q = 1$
- Blocage sur culée rigide $q = 1$
- Arcs $q = 2$
- Piles métalliques constituées de structures à :
 - cadres dissipatifs : $q = 4$
 - cadres dissipatifs avec croix de Saint-André : $q = 4$
 - contreventement excentré : $q = 4$
 - contreventement en croix de Saint-André : $q = 3$
 - contreventement en V (ou V inversé) : $q = 2$
 - contreventement en K : $q = 1$

Les valeurs de q ci-dessus ne conviennent qu'aux seules sollicitations sismiques horizontales dues aux translations d'ensemble. Si un pont comporte des éléments de diverses ductilités, ceux-ci sont tous alignés sur le moins ductile (plus petit q).

Le coefficient de comportement pour l'analyse dans la direction verticale doit toujours être égal à 1.

Pour l'estimation du coefficient de comportement des ponts spéciaux, il y a lieu de se reporter également à l'annexe E.

4.4.2 Critère de régularité

En désignant par M_i , la valeur maximale du moment de calcul à l'emplacement de la rotule plastique prévue de l'élément ductile i et en désignant par M_{Ri} , le moment résistant de la même section, le coefficient de réduction de force locale r_i associé à l'élément i est alors défini comme suit :

$$r_i = q \frac{M_i}{M_{Ri}} \quad (4.16)$$

Lorsque, la valeur maximale de r_i pour tous les éléments ductiles i , r_{\max} , est sensiblement inférieure à q , le dimensionnement ne peut exploiter pleinement les valeurs q maximales admissibles. Lorsque $r_{\max} = 1,0$, le pont apporte une réponse élastique au séisme de calcul considéré.

4.4.2 .1 Cas des ponts réguliers

Un pont doit être considéré comme ayant un comportement sismique régulier dans la direction horizontale concernée, lorsque la condition suivante est satisfaite :

$$\rho = \frac{r_{\max}}{r_{\min}} \leq 2 \quad (4.17)$$

où :

r_{\min} est la valeur minimale de r_i

r_{\max} la valeur maximale de r_i pour tous les éléments ductiles,

r_i est le coefficient de réduction de force locale défini par (4.16).

4.4.2 .2 Cas des ponts irréguliers

Les ponts ne satisfaisant pas à l'expression (4.17) doivent être considérés comme ayant un comportement sismique irrégulier dans la direction horizontale concernée. Les ponts de ce type doivent être dimensionnés soit en utilisant une valeur q réduite :

$$q_r = \frac{2q}{\rho} \geq 1 \quad (4.18)$$

Soit au moyen d'une analyse temporelle non linéaire dynamique.

Une valeur approchée de la réponse non linéaire peut également être obtenue par la combinaison d'une analyse linéaire équivalente et d'une analyse statique non linéaire (analyse en poussée progressive).

Si on ne dispose pas d'une méthode élasto-plastique validée, les cas les plus complexes peuvent se traiter par une approche élastique ($q = 1$).

4.4.3 Limitation pour effets de second ordre

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

- Pour les piles en béton, les valeurs de q sont justifiées par toute méthode validée scientifiquement.

A défaut d'évaluation plus précise, on vérifie que les valeurs de q satisfont la relation :

$$\varphi(q) = q\lambda^2 \frac{\sigma_{cm}}{E_i} \leq 1.8 \quad (4.19)$$

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 $q_l=1$.

avec :

- λ est l'élanement 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 ;
- σ_{cm} est la contrainte moyenne de compression sous effort normal de la combinaison sismique de calcul;
- 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 $\varphi > 4,5$ une vérification particulière est nécessaire.
- Les piles métalliques sont vérifiées suivant les spécifications de l'article 7.3 et par application des règles de construction métalliques en vigueur.

5 Vérification de la résistance

5.1 Combinaison des actions de calcul

Les combinaisons à prendre en compte et les coefficients partiels de sécurité sont propres aux calculs sismiques .

On distingue :

- la vérification des structures : $G + P + E + 0,4 \Delta T + D + \Psi Q$
- la vérification de la sécurité aux déplacements différentiels : $G + P + E' + 0,4 \Delta T + D$

avec :

G : valeur nominale des charges permanentes,
 P : forces de précontrainte éventuelles (à long terme),
 E : action sismique limitée au mouvement d'ensemble, obtenue par la combinaison la plus défavorable des composantes de l'action sismique définie en 4.3.2.5,
 E' : action sismique limitée aux déplacements différentiels qu'elle engendre,
 Q : actions variables des charges d'exploitation,
 ΔT désigne les variations de température,
 D les déformations différées des matériaux (retrait et fluage du béton).
 Ψ : coefficient de combinaison,

$\Psi = 0,2$ pour les ouvrages routiers urbains,

$\Psi = 0,3$ pour les lignes ferroviaires,

$\Psi = 0$ pour les autres cas.

Pour les ponts rails, la combinaison à l'ELS suivante est à considérer :

$$G + P + 0,3E + 0,3Q$$

5.2 Vérification de la résistance des sections

Le format général des vérifications est le suivant :

$$\gamma_o S_d \leq \frac{1}{\gamma_R} R_d \quad (5.1)$$

avec les notations :

S_d sollicitation agissante de calcul de la combinaison d'action définie en 5.1

$\gamma_o = 0,8 + 0,2q$, dit coefficient de surcapacité, permet de prendre en compte de manière forfaitaire la conception en capacité de la structure, plafonné à 1,2 pour les moments fléchissants, q est le coefficient de comportement.

$\gamma_o = 1$ pour les vérifications à la flexion dans les zones critiques des piles telles que définies en 5.5.1.1.

γ_R permet d'apporter une sécurité complémentaire vis-à-vis des ruptures fragiles, ayant pour valeur :

- 1,4 pour tout élément ou tout raccordement (attaches, ancrages, culots, manchons de raccordement, etc...) de type fragile,
- 1,4 pour l'effort tranchant dans les piles,
- 1,0 dans tous les autres cas, sauf pour les appareils d'appui pour lesquels les spécifications sont précisées à la section 7

R_d résistance de calcul de la section.

Les résistances des matériaux à prendre en compte sont obtenues en divisant les valeurs caractéristiques f_{c28} ou f_e par un coefficient de sécurité γ_m dont les valeurs sont :

- $\gamma_m = 1,30$ pour le béton
- $\gamma_m = 1,00$ pour les armatures du béton armé, ou pour les poutres et les piles métalliques.

Pour la détermination de la résistance des sections, les diagrammes contraintes-déformations des matériaux seront ceux des règlements de calcul en vigueur pour l'Etat Limite Ultime.

Ces coefficients doivent être introduits au moment de la vérification des sections et selon la nature et la position de l'élément vérifié.

5.3 Sécurité aux déplacements différentiels

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 ou dans le cas d'ouvrages très longs (longueurs supérieures aux valeurs du tableau 3.5). Dans ce cas, les composantes des différentes directions ne sont pas prises en compte simultanément lors des vérifications.

On doit vérifier que chaque élément structural conserve sa capacité de résistance sous l'effet des déplacements différentiels définis en 3.4.2 et 4.3.2.6.

On doit vérifier également que les éléments non structuraux ne subissent pas, sous les mêmes déplacements, de dommages tels qu'ils pourraient compromettre le franchissement de l'ouvrage après séisme.

5.4 Tablier

Le tablier doit toujours être dimensionné pour rester dans le domaine élastique.

Pour les zones de forte sismicité (zones IIb et III), les tabliers de pont en béton précontraint doivent être vérifiés sous l'effet de la composante verticale du séisme.

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 ferrailage dans le tablier dû au moment d'encastrement.

La diffusion des efforts concentrés doit être étudiée en cas de possibilité de choc du tablier, par exemple contre une butée, lors du mouvement sismique.

5.5 Appuis

Les organes d'appuis sont traités au chapitre 6.

5.5.1 Piles

5.5.1.1 Dimensionnement en capacité

M_d est le diagramme des moments dans les appuis issu du calcul utilisant le spectre de dimensionnement $S_{ad}(T)$. Dans la conception en capacité, pour les structures à comportement ductile, on divise ces moments par le coefficient de comportement q défini en 4.4;

La valeur M_{Rd} à utiliser dans le calcul de la résistance à la flexion, dans la direction et le sens choisis du séisme est donnée par l'expression :

$$M_{Rd} = \frac{M_d}{q} \quad (5.2)$$

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.

Des " zones critiques " 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 :

- $l_c = \lambda h$ 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 avec spectre de dimensionnement) est compris entre $0,8 M_{max}$ et M_{max}

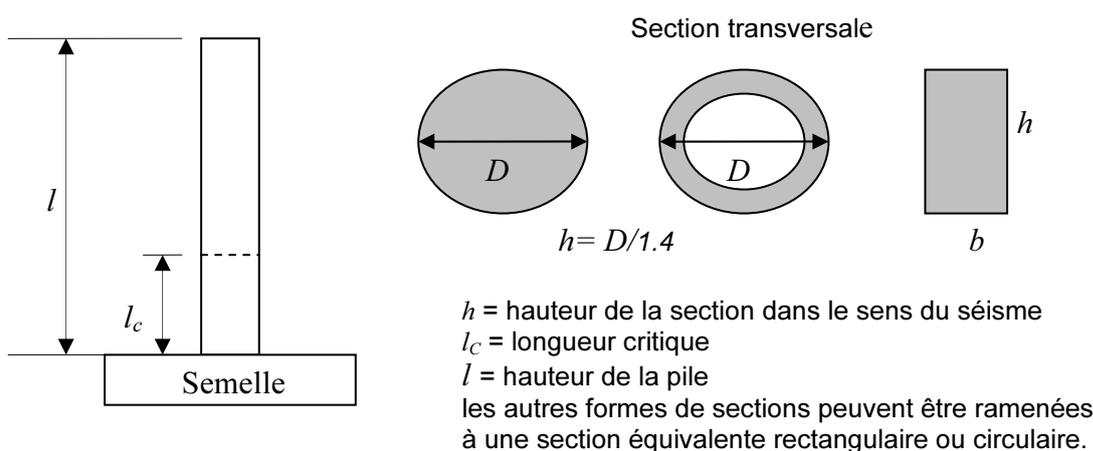


Figure 5.1 Zone critique

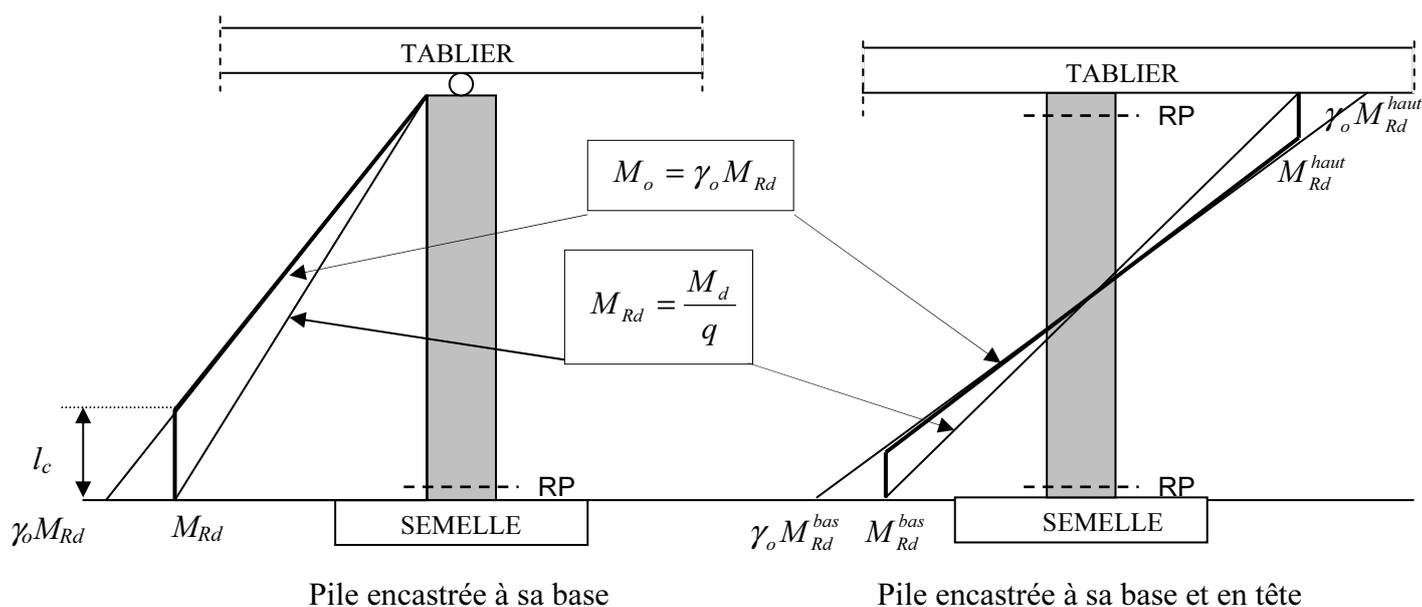
Des dispositions constructives (voir article 7.2) concernant notamment le ferrailage transversal assurent un comportement non linéaire convenable de cette zone.

Dans cette zone critique, on dimensionne le ferrailage longitudinal pour la valeur de M_{Rd} et l'effort normal concomitant le plus défavorable.

Il est important de ne pas surdimensionner le ferrailage 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 ont pour but d'assurer qu'aucune rotule plastique ne s'y forme. C'est pourquoi, il y a lieu de multiplier M_{Rd} , 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 :

$$\begin{aligned} \gamma_o &= 0,8 + 0,2q \quad \text{pour le béton} \\ \gamma_o &= 1,2 \quad \text{si } q > 1 \quad \text{pour la charpente métallique} \end{aligned}$$



RP = rotule plastique

Figure 5.2 Moments de dimensionnement en capacité

On dimensionne le ferrailage longitudinal de la rotule plastique pour M_{Rd} à partir de l'encastrement jusqu'à l'intersection avec la courbe M_o . Au-delà la surcapacité en moment d'une section doit être calculée pour $M_o = \gamma_o M_{Rd}$

Sur une longueur d'au moins l_c , le ferrailage longitudinal doit rester constant et complètement actif.

La Figure 5.2 ci-dessus donne respectivement les diagrammes des moments à adopter pour le dimensionnement dans des cas de piles mono ou bi-encastrees.

On doit se limiter volontairement à un moment résistant de calcul égal à M_{Rd} 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 surdimensionnement risquerait de modifier le mode de rupture pouvant basculer vers un mode fragile, dangereux pour la structure.

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 à 0,8 fois la hauteur de la section.

On dimensionne les éléments à l'effort tranchant pour les sollicitations élastiques divisées par le coefficient q , multipliées par le Coefficient de surcapacité γ_0 , et puis par un coefficient de sécurité vis-à-vis des ruptures fragiles par effort tranchant $\gamma_R = 1,4$.

Les effets du dimensionnement en capacité doivent être calculés en général dans chaque sens de l'action sismique et dans les directions longitudinale et transversale

5.5.2 Culées et murs de soutènement

5.5.2.1 Exigences générales

Tous les éléments structuraux des culées et murs doivent être dimensionnés de manière à demeurer élastiques sous l'effet de l'action sismique de calcul. Le dimensionnement des fondations doit être conforme à 5.6.

Le remblai derrière la structure doit présenter une granulométrie soigneusement choisie et être compacté in situ de manière à réaliser, autant que possible, une continuité avec la masse du sol existant.

Les matériaux de remblaiement doivent avoir les caractéristiques suivantes :

- . Être sableux ou granuleux, ne pas contenir d'éléments organiques, putrescibles, combustibles, solubles, polluants ou corrosifs vis à vis du béton
- . Leur teneur en fines définie comme le passant à 0,08mm, doit être inférieure à 8%,
- . Ne pas contenir d'éléments dont la plus grande dimension est supérieure à 100mm ($D < 100\text{mm}$)
- . Être insensible à l'eau,
- . Avoir un angle de frottement interne $\varphi \geq 30^\circ$.

Le système de drainage derrière la structure doit être capable d'absorber des mouvements transitoires ou permanents sans perte de fonctionnalité.

En particulier, dans le cas de sols sans cohésion contenant de l'eau, le drainage doit être efficace jusqu'à des profondeurs nettement plus importantes que celle de la surface de rupture potentielle derrière les structures.

Il convient d'éviter la stagnation d'eau dans le sol et les remblais d'accès.

Il y a lieu de s'assurer que le sol supporté ne risque pas de se liquéfier sous l'effet du séisme de calcul.

En fonction du rôle structural de l'assemblage horizontal entre la culée et le tablier, les règles suivantes sont à appliquer.

5.5.2.2 Culées liées de manière flexible au tablier

Dans le cas de ce type de culée, le tablier est supporté par des appuis mobiles ou en élastomère. Ni les appuis en élastomère, ni les attelages sismiques éventuels ne sont dimensionnés pour supporter l'action sismique de calcul. Ce type de culées a une contribution négligeable en ce qui concerne le maintien horizontal du tablier.

Pour le dimensionnement sismique de ces culées les actions suivantes, supposées agir en phase, doivent être prises en compte.

- a) Poussées des terres incluant les effets sismiques, comme indiqué en 5.5.2.4 (mur de soutènement)
- b) forces d'inertie agissant sur la masse de la culée et sur la masse du remblai supportée éventuellement par la culée. Ces effets peuvent être déterminés, en général, en utilisant la valeur du coefficient d'accélération de zone (A), (tableau 3.1).
- c) actions transmises par les appareils d'appui.

5.5.2.3 Culées liées de manière rigide au tablier

L'assemblage entre la culée et le tablier est soit monolithique, soit réalisé par des appareils d'appui fixes ou par des attelages dimensionnés pour supporter l'action sismique. De telles culées ont une contribution majeure à la résistance sismique du tablier, dans les directions longitudinale et transversale.

Les actions suivantes doivent être prises en compte en direction longitudinale :

- a) forces d'inertie agissant sur la masse de la structure, qui peuvent être estimées en utilisant la méthode du mode fondamental (4.3.1) ;
- b) poussée statique des terres agissant sur les deux culées (E_o) ;
- c) les poussées des terres supplémentaires dues au séisme.

$$\Delta Ed = Ed - E_o \quad (5.3)$$

où :

Ed est la poussée des terres totale agissant sur la culée dans les conditions sismiques. Les poussées ΔEd sont supposées agir dans la même direction sur les deux culées.

L'assemblage du tablier avec la culée (incluant éventuellement des appareils d'appui fixes ou des attelages) doit être dimensionné, dans ce cas, pour l'effet des actions résultant des alinéas ci-dessus.

Pour que les détériorations du sol ou du remblai derrière les culées restent dans des limites acceptables, le déplacement sismique de calcul ne devrait pas dépasser 6 cm.

La réaction du sol, provoquée par le mouvement de la culée et des murs en aile assemblés à la culée de manière monolithique, est supposée agir sur les surfaces suivantes :

- En direction longitudinale sur la face extérieure du mur de culée, qui se déplace contre le sol ou le remblai ;
- En direction transversale, sur la face interne des murs en aile de culée qui se déplacent contre le remblai.

Ces éléments de culée sont à dimensionner pour résister à cette réaction du sol, en complément à la poussée statique des terres.

5.5.2.4 Murs de soutènement

La poussée dynamique des terres est calculée par toute méthode scientifiquement validée. A défaut, la méthode de Mononobé-Okabé décrite ci dessous peut être appliquée.

On négligera en général la butée et le poids des terres se trouvant à l'avant du mur.

Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques k_H et k_v .

$$k_H = A$$

$$k_v = 0,3 k_H \quad (5.4)$$

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 3.1)

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 :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) H^2 K_{ad} \quad (5.5)$$

Avec

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^2} \quad (5.6)$$

- $\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$
- H est la hauteur du mur ;
- γ est le poids volumique des terres,
- φ l'angle de frottement interne du remblai sans cohésion,
- δ l'angle de frottement sur le mur,
- β angle de la surface du remblai sur l'horizontal.

- 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 :

$$F_{pd} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \quad (5.7)$$

Elle s'exerce horizontalement au tiers de la hauteur H de fiche de la paroi.

Dans ce cas de figure, le coefficient de butée a été pris égal à 1.

- Lorsque le terre-plein supporte une charge uniforme d'intensité q , la poussée dynamique active globale correspondante est prise égale à :

$$F_{ad}(q) = \frac{qH}{\cos \beta} (1 \pm k_v) K_{ad} \quad (5.8)$$

Elle s'exerce à mi-hauteur de la paroi (diagramme de pression rectangulaire).

- Cas des sols saturés :

La poussée dynamique globale (effets statique et dynamique) est la somme de la poussée dynamique du terrain déjà jaugé :

$$F'_{ad} = \frac{1}{2} (\gamma - \gamma_w) (1 \pm k_v) H^2 K_{ad} \quad (5.9)$$

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) :

$$F_w = \frac{1}{2} \gamma_w H^2 \quad (5.10)$$

La valeur du coefficient de poussée active dynamique K_{ad} est évaluée avec un angle

$$\theta' = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v} \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w}\right) \quad (5.11)$$

Il y a lieu d'effectuer les vérifications de stabilité interne (ferraillage des murs, ...) et la stabilité externe (glissement ou renversement de la semelle..., voir §5.6).

5.5.2.5 Stabilité des talus - Remblais d'accès

Les exigences générales de l'article 5.5.2.1 sont à respecter,

Les talus et les versants naturels ou artificiels dans leur configuration en fin de projet doivent rester stables sous l'action sismique,

En absence de sols liquéfiables, la vérification de la stabilité des talus et des remblais d'accès peut être effectuée en première analyse avec un calcul statique équivalent par application à tous les éléments de sol et aux charges supportées de deux coefficients sismiques $k_h = 0.5 A$ et $k_v = \pm 0,3 k_h$ représentant les forces horizontales contenues dans les plans verticaux de plus grande pente et dirigées vers l'aval et les forces verticales descendantes ou ascendantes selon les combinaisons (k_h, k_v) et $(k_h, -k_v)$.

Le coefficient A est le coefficient d'accélération de zone (tableau 3.1) choisi en fonction de la zone sismique et du groupe d'importance de l'ouvrage affecté par le glissement ou menacé par lui.

L'équilibre du massif délimité en profondeur par la surface de rupture doit être vérifié compte tenu d'un coefficient de sécurité partiel égal à 1 sur les résistances des sols concernés.

5.6 Fondations

5.6.1 Généralités

Les systèmes de fondation des ponts doivent être dimensionnés de manière à ne pas être endommagés sous l'effet de l'action sismique.

La raideur de la fondation doit permettre la transmission au sol, de manière aussi uniforme que possible, des actions localisées provenant de la superstructure ;

Les effets des déplacements horizontaux différentiels entre les éléments verticaux doivent être pris en compte dans le choix de la raideur de la fondation dans son plan horizontal ;

L'effet possible d'interaction sol structure doit être évalué sur la base des dispositions appropriées de l'article 5.7. Pour les ponts spéciaux, on peut utiliser l'analyse non linéaire pour l'estimation des effets non linéaires concernés.

Les pieux inclinés sont interdits sauf s'ils sont justifiés par une méthode scientifiquement validée.

5.6.2 Effets des actions de calcul

Les effets des actions de calcul doivent être obtenus en appliquant aux piles le procédé de dimensionnement en capacité, conforme à 5.5.1.

5.6.3 Vérification de la résistance

Dans un premier temps, il y a lieu de contrôler que le sol ne présente pas de risque de liquéfaction conformément à l'article 7.6.3.

La vérification des fondations se fait selon les règles techniques de fondations en vigueur en tenant compte des précisions détaillées ci-après.

Les états limites concernant les matériaux constitutifs des éléments de fondation seront justifiés selon les règles adaptées.

5.6.3.1 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 ferrailage de la semelle, il peut être déterminé en considérant séparément les plans principaux d'inertie du fût de l'appui.

Les vérifications seront faites selon les règles en vigueur et porteront sur :

- la mobilisation du sol,
- le renversement,
- le glissement,
- la stabilité générale si nécessaire.

Le coefficient de sécurité au glissement est pris égal à 1,2.

Lorsque la rupture par glissement doit être évitée, les efforts résistants sont obtenus par mobilisation du frottement et, dans des conditions particulières, par mobilisation de la butée latérale des terres.

Dans le cas des fondations situées en dessous du niveau de la nappe phréatique, la valeur de calcul de la force de frottement doit être évaluée sur la base de la résistance non drainée

La surface du sol comprimé sous la fondation doit être au moins égale à 10 % de la surface totale de celle-ci si le coefficient de comportement retenu est égal à 1 et à 60% en flexion déviée (prise en compte simultanée des composantes longitudinale et transversale de l'accélération sismique) lorsque $q > 1$.

5.6.3.2 Fondations profondes

Le calcul des efforts dans chacun des pieux ou barrettes 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 :

- 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 limites ultimes en compression Q_u et en traction Q_{tu} correspondant aux combinaisons accidentelles :

$$Q_{\min} = \frac{Q_{tu}}{1,30} \qquad Q_{\max} = \frac{Q_u}{1,20} \qquad (5.12)$$

Le calcul des forces internes le long du pieu, ainsi que de la flèche et de la rotation en tête de pieu, doit être fondé sur des modèles discrets ou continus qui peuvent reproduire de manière réaliste (même si elle est approchée) :

- la raideur à la flexion du pieu ;
- les réactions du sol le long du pieu avec la prise en compte des effets du chargement cyclique et amplitude des déformations du sol ;
- les effets de l'interaction dynamique entre pieux (dénommés également effets de groupe dynamique) ;

— le degré de liberté de rotation en tête du pieu, ou de la liaison entre le pieu et la structure.

La résistance latérale des couches de sol sensibles à la liquéfaction ou à une dégradation importante de la résistance doit être négligée.

Les moments fléchissants dus à l'interaction cinématique doivent être calculés seulement dans les cas où deux ou plusieurs des conditions suivantes se produisent simultanément :

— le profil du sol de fondation appartient au site S3 ou S4, ou est de moins bonne qualité et comporte des couches successives ayant des raideurs nettement différentes ;

— il s'agit d'une zone de sismicité modérée ou forte ;

— la superstructure appartient à la classe du groupe 1 ou groupe 2.

Les pieux doivent être armés sur toute leur longueur de la manière indiquée à l'article 7.6.2.

5.7 Interaction sol structure

Les effets de l'interaction dynamique sol structure doivent être pris en compte dans les cas de :

- structures pour lesquelles les effets 2^e ordre ($P-\delta$) jouent un rôle prépondérant.
- structures avec fondations massives ou profondes comme les piles de ponts,
- structures supportées par des sols très mous avec une vitesse moyenne des ondes de cisaillement $v_{s,max}$ (définie dans le tableau 3.2) inférieure à 100 m/s.

Les effets de l'interaction sol structure sur les pieux doivent être évalués, conformément à l'annexe C.

6 Organes d'appui

Les organes d'appuis constituent la liaison entre le tablier et les appuis (piles ou culées).

6.1 Généralités

Les différents types de liaisons entre les tabliers et les appuis sont les suivants :

- Encastrement ou articulation du tablier aux piles ou culées,
- Appuis fixes dans une ou dans toutes les directions horizontales,
- Appareils d'appui en élastomère fretté,
- attelages sismiques,
- isolateurs sismiques.

La raideur propre des organes d'appui doit être prise en compte pour calculer les périodes propres de l'ouvrage.

Les organes de transmission des efforts (appareils d'appui, butées parasismiques) doivent être dimensionnés en fonction de leur type et de leur rôle (voir 6.3 et 7.4.1).

L'intégrité structurale du pont doit être assurée en cas de déplacements sismiques extrêmes. Cette exigence doit être satisfaite au droit des supports fixes par le dimensionnement en capacité des appuis normaux ou en prévoyant des attelages additionnels comme défense supplémentaire. Au droit des assemblages mobiles, il y a lieu de prévoir soit des repos d'appui appropriés conformes à 6.4, soit des attelages sismiques.

Tous les types d'appareils d'appui doivent pouvoir être remplacés sans difficulté majeure.

Les sections rétrécies de béton sont déconseillées en zone sismique. En effet l'inclinaison de la réaction d'appui ne peut excéder un quart. Ce qui limite leur emploi.

6.2 Actions de calcul.

On dimensionne les organes d'appui sous les sollicitations dues aux efforts horizontaux en déterminant ceux-ci par l'une des trois méthodes suivantes :

a) les efforts horizontaux sont calculés selon les combinaisons d'actions définies en 5.1. Ils sont multipliés par les coefficients $\gamma_R = 1,4$ et $\gamma_o = 0,8+0,2q$;

b) les organes d'appui sont dimensionnés selon les combinaisons d'actions définies en 5.1 sans aucune majoration des sollicitations. Les précautions complémentaires suivantes sont à prendre :

- Les repos d'appuis transversal et longitudinal sont calculés suivant les dispositions du paragraphe 6.4 avec :

$$b = b_o + 1,4(d + D) \quad (6.1)$$

- Les butées sont calculées pour reprendre une fraction de l'effort de dimensionnement de l'appui égale à 40%.

Les butées doivent laisser libres les déformations des appuis sous charges de dimensionnement sans aucun jeu complémentaire.

c) Les organes d'appui ne sont pas dimensionnés pour résister aux efforts horizontaux sismiques (il est donc admis un endommagement en cas de séisme à condition que la portance verticale ne soit pas affectée) mais sont complétés par des butées élastiques, élasto-plastiques ou à absorption d'énergie.

Le modèle de calcul doit tenir compte de la loi de comportement réel de l'appui (organes d'appui et butées élastiques, élasto-plastiques ou à absorption d'énergie).

Les efforts horizontaux issus de ce calcul particulier sont ensuite multipliés par les coefficients $\gamma_R = 1,4$ et $\gamma_o = 0,8+0,2q$.

Dans l'hypothèse où le comportement de l'appui tel qu'envisagé en c) peut être modélisé par une loi «Contrainte-déformation» non linéaire ou bilinéaire, à rigidité décroissant avec la déformation, un calcul linéaire équivalent, avec le module sécant de l'appui, peut être effectué. À défaut de la détermination du module sécant exact (ce qui nécessite des calculs itératifs), deux valeurs de module encadrant le module sécant peuvent être prises en compte.

En tout état de cause, les efforts dus aux actions de freinage sur l'ouvrage ne sont pas à prendre en compte lors des vérifications sous actions sismiques.

6.3 Appareils d'appui

6.3.1 Appareils d'appui fixes

Les actions sismiques de calcul agissant sur les appareils d'appui fixes doivent être déterminées comme des effets du dimensionnement en capacité ; toutefois il n'est pas nécessaire qu'elles dépassent celles qui correspondent à $q = 1$.

6.3.2 Appareils d'appui mobiles

Les appareils d'appui mobiles doivent supporter sans endommagement le déplacement sismique de calcul total.

6.3.3 Appareils d'appui en élastomère

Les vérifications à effectuer sous les combinaisons sismiques concernent la résistance à la compression, le flambement, la distorsion et le glissement.

6.3.3.1 Module de cisaillement

Le module de cisaillement à utiliser est le module de l'élastomère. En l'absence d'autre indication de la part du fournisseur, on prendra sa valeur, pour un élastomère classique, égale à 1,2 MPa.

6.3.3.2 Résistance à la compression

Le coefficient de sécurité à appliquer en résistance à la compression du matériau est pris égal à 1,5. Les contraintes sont calculées en utilisant l'aire d'appui réduite par les déplacements maximaux horizontaux dans les deux directions orthogonales.

6.3.3.3 Sécurité au flambement

On doit vérifier : $\gamma_s Pu < Pc$ (6.2)

Avec :

$\gamma_s = 3$: coefficient partiel de sécurité,

Pu : valeur maximale des charges verticales sous les combinaisons d'état limite ultime,

La charge critique de l'appareil d'appui s'obtient par la formule :

$$Pc = 4GBS^2 d/h \quad (6.3)$$

Avec :

B : aire nominale en plan de l'appui ($B = a \times b$),

d : somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur d'élastomère,

h : hauteur totale de l'appareil d'appui,

G : module de cisaillement,

S : facteur de forme (rapport de l'aire nominale en plan à la surface extérieure d'un feuillet).

Il convient de tenir compte de la composante verticale du séisme pour cette vérification.

6.3.3.4 Limitation de la distorsion

La distorsion $\delta = \tan(\gamma)$, rapport du déplacement horizontal à l'épaisseur totale d'élastomère doit être limitée aux valeurs suivantes :

- Pour $p = Pu/Pc \leq 0,25$: $\delta \leq 0,7 + 4(\delta_0 - 0,7)(0,25 - p)$ (6.4)

$$\delta_0 = c/hc, \text{ borné par } [0,7 < \delta_0 < 2]$$

c : diamètre pour un appui circulaire, petit côté pour un appui rectangulaire,

hc : épaisseur totale d'élastomère.

- Pour $p \geq 0,25$: $\delta \leq 1,4(1-2p)$ (6.5)

6.3.3.5 Condition de non glissement

La stabilité au glissement de l'appareil d'appui doit être justifiée en tenant compte de la composante verticale du séisme selon les combinaisons définies en 5.1.

On vérifiera : $H < fN$ (6.6)

où :

- H est l'effort horizontal,
- N est l'effort de compression vertical,
- f est le coefficient de frottement.

f a pour expression : $f = 0,10 + 0,60/\sigma_m$ lorsque les faces de l'appareil en contact avec la structure sont des feuilles d'élastomère.

σ_m est la contrainte moyenne de compression exprimée en MPa.

6.4 Repos d'appui minimal

Sur les appuis où un déplacement relatif entre l'élément supporté (tablier) et le support est prévu sous les charges sismiques, un repos d'appui minimal doit être prévu.

Ce repos d'appui doit assurer que le recouvrement entre le tablier et son support présente une longueur suffisante et que la fonction du support soit maintenue en cas de déplacement sismique extrême.

Le repos d'appui minimal b peut être évalué comme suit :

$$b = b_o + d + D \quad (6.7)$$

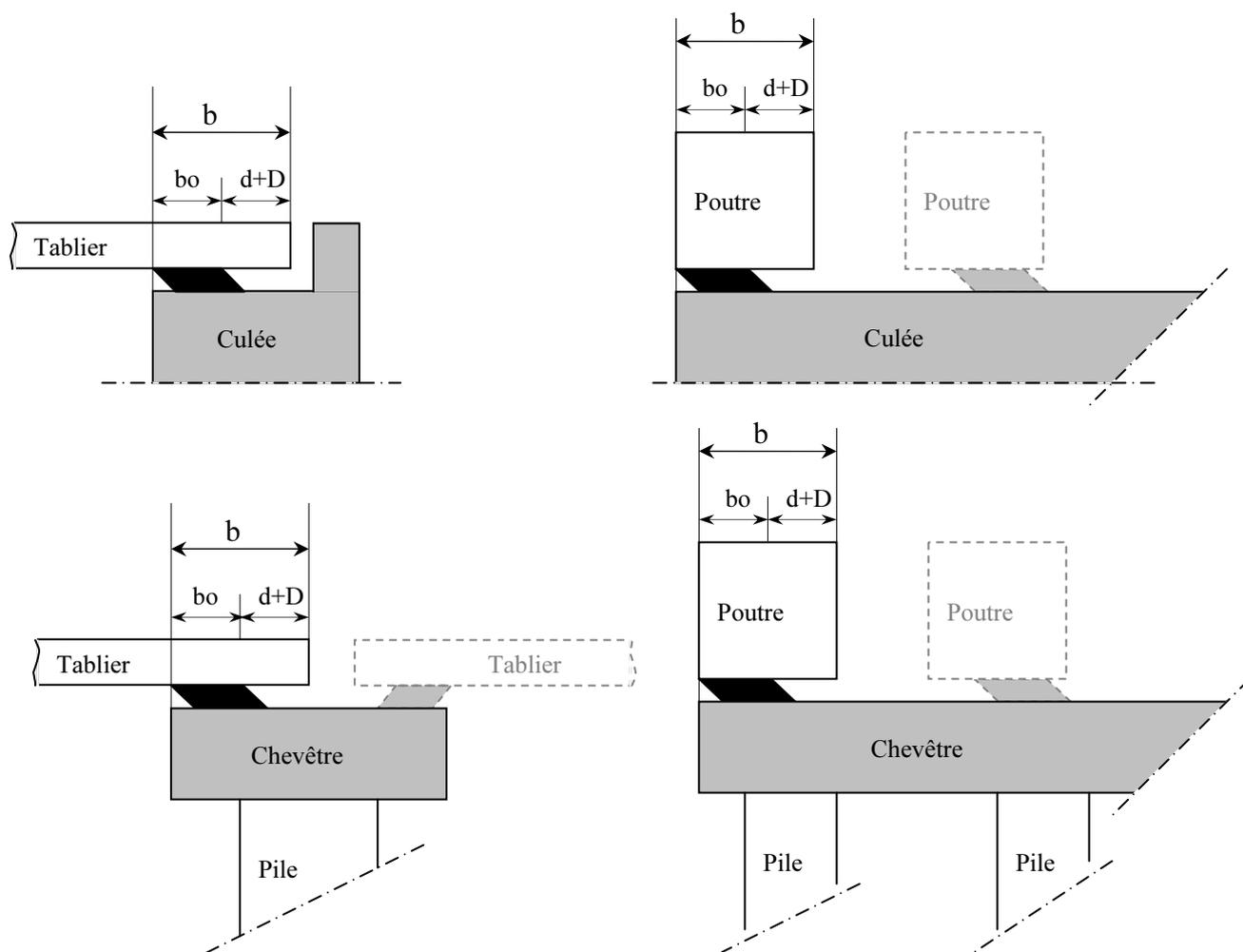


Figure 6.1 Repos d'appuis minimal

où :

b_o est la longueur minimale d'appui assurant la transmission en toute sécurité de la réaction verticale statique, avec un minimum de 40 cm ;

d est le déplacement différentiel du sol entre le barycentre des appuis fixes et l'appui considéré (voir 3.4.2);

D est le déplacement du tablier au niveau de l'appui dû à la déformation de la structure sous les combinaisons sismiques.

Dans le cas d'un joint intermédiaire entre deux tronçons du tablier ou d'un appui d'extrémité d'un tronçon de tablier sur une pile intermédiaire, le repos d'appui b doit en général être évalué en prenant la racine carrée de la somme des carrés des valeurs calculées pour chacun des deux tronçons dans le premier cas, pour le tronçon et la pile dans le second cas.

6.5 Vérifications des appareils d'appui spéciaux

Les appareils d'appui spéciaux, à pot de caoutchouc sous pression 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. On pourra exiger du fabricant une note de calculs ou, des procès verbaux d'essais

6.6 Attelages sismiques

Les attelages sismiques sont des limiteurs de déplacement par lesquels une partie ou toute l'action sismique peut être transmise. Utilisés en association avec les appareils d'appui, ils sont prévus en général avec un jeu approprié afin d'être activés uniquement lorsque le déplacement sismique de calcul est dépassé.

Si nécessaire, les attelages sismiques peuvent consister en dispositifs à clavettes, tampons, amortisseurs, et/ou boulons ou câbles de liaison. Les assemblages par frottement ne sont pas considérés comme des attelages effectifs.

Les butées sont utilisées et dimensionnées selon 7.4.1

Dans les autres cas, faute d'une analyse rationnelle qui tienne compte de l'interaction entre le tablier et les appuis, les éléments de liaison peuvent être dimensionnés pour une action égale à $0,5AQ$ pour les organes horizontaux et $0,35AQ$ pour les organes verticaux.

Dans ces relations :

A représente la valeur du coefficient d'accélération de zone;

Q représente le poids du tronçon de tablier lié à une pile ou à une culée, ou, dans le cas de deux tronçons de tablier liés l'un à l'autre, le plus faible des deux poids.

Des dispositifs anti-soulèvement doivent être prévus sur tous les appuis où la valeur de calcul de la réaction sismique totale verticale se soustrait aux réactions dues aux charges permanentes, et en dépasse les pourcentages suivants :

- 80 % dans les structures à comportement ductile, où la valeur de calcul de la réaction sismique verticale est déterminée comme un effet de dimensionnement en capacité, toutes les rotules plastiques ayant développé leur surcapacité ;
- 50 % dans les structures à comportement non ductile, où la valeur de calcul de la réaction sismique verticale est déterminée par l'analyse sous l'effet des seules actions sismiques de calcul (incluant la contribution de la composante sismique verticale).

Les exigences précédentes se rapportent à la réaction verticale totale du tablier sur un appui et ne sont pas applicables pour des appareils d'appui isolés. Néanmoins, aucun soulèvement des appareils d'appui isolés ne doit se produire sous l'action sismique de calcul.

6.7 Isolateurs sismiques

6.7.1 Généralités

Les isolateurs sismiques visent à réduire la réponse du pont due à l'action sismique horizontale. Les isolateurs sont disposés au dessus de l'interface d'isolation, généralement située sous le tablier et au-dessus de la tête des piles/culées.

La réponse peut être réduite :

- par une augmentation de la période fondamentale de la structure (effet du décalage de la réponse lue sur le spectre de réponse), qui réduit les forces mais augmente les déplacements ;
- par une augmentation de l'amortissement, qui réduit les déplacements et peut réduire les forces ;
- par une combinaison de ces deux effets (solution préférable).

6.7.2 Critères de conformité

Une plus grande fiabilité concernant la résistance et l'intégrité des isolateurs est requise, du fait du rôle critique joué par leur capacité de déplacement pour la sécurité du pont.

Pour tous les types d'isolateurs, à l'exception des appareils d'appui simples en élastomère à faible amortissement conformes à 6.3.3 et des appareils d'appuis glissants plats conformément à 6.3.2, les propriétés de calcul doivent être validées sur la base des essais de qualification et de prototype.

L'annexe G fournit des recommandations concernant les essais de prototype dans les cas où la réglementation en vigueur ne comporte pas d'exigences détaillées relatives aux essais de ce type.

6.7.3 Propriétés de calcul des isolateurs

6.7.3.1 Généralités

Tous les isolateurs doivent être conformes aux normes en vigueur ou faire l'objet d'un agrément technique. Dans le cas des isolateurs dont les essais de prototype ne sont pas entièrement couverts par ladite norme, les exigences mentionnées dans l'annexe G peuvent être appliquées.

6.7.3.2 Rigidité dans la direction verticale

Les isolateurs porteurs verticalement doivent avoir une rigidité verticale suffisante.

Cette exigence est considérée satisfaite si le déplacement horizontal au centre de gravité de la superstructure, dû à la flexibilité verticale des isolateurs, est inférieur à 5 % du déplacement de calcul. Il n'est pas nécessaire de vérifier cette condition si des appareils d'appuis glissants ou simples en élastomère à faible amortissement (§ 6.3) sont utilisés comme éléments porteurs verticalement au niveau de l'interface d'isolation.

6.7.3.3 Propriétés de calcul dans la direction horizontale

Les propriétés de calcul des isolateurs dépendent de leur comportement, qui peut être un comportement ou une combinaison des comportements décrits dans l'annexe F.

6.7.3.4 Variabilité des propriétés des isolateurs

Les propriétés de calcul nominales des isolateurs doivent être validées en général conformément aux normes en vigueur ou être incluses dans un avis technique, à l'exception des cas spéciaux des appareils d'appui en élastomère à faible amortissement conformément à 6.3.3, et des appareils d'appui glissants conformément à 6.3.2.

Les propriétés nominales des isolateurs, et donc celles du système d'isolation, peuvent être affectées par le vieillissement, la température, le chargement cyclique (rugosité), la contamination et la course cumulée (usure). Cette variabilité doit être prise en compte par toute méthode scientifiquement validée, en utilisant les deux ensembles suivants de propriétés de calcul du système d'isolation, correctement établis :

- propriétés de calcul limites supérieures ;
- propriétés de calcul limites inférieures.

En général et indépendamment de la méthode d'analyse choisie, deux analyses doivent être effectuées : une analyse qui utilise les limites supérieures, qui entraîne généralement l'application des forces maximales sur l'infrastructure et le tablier, et une autre analyse qui utilise les limites inférieures, qui conduit généralement aux déplacements maximaux du système d'isolation et du tablier.

L'analyse spectrale multimodale ou l'analyse temporelle peuvent être effectuées sur la base de l'ensemble des propriétés de calcul nominales, uniquement si les déplacements de calcul, résultant de l'analyse par le mode fondamental, sur la base des propriétés limites supérieures et limites inférieures, ne diffèrent pas de ceux correspondant aux propriétés de calcul nominales de $\pm 15\%$.

6.7.4 Conditions d'application des méthodes d'analyse

L'analyse spectrale par le mode fondamental peut être appliquée si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

- La distance entre le site d'emplacement du pont et la faille sismique active connue la plus proche est supérieure à 10 km.
- Le taux d'amortissement effectif n'excède pas 0,30.

L'analyse spectrale multimodale peut être appliquée si le taux d'amortissement effectif n'excède pas 0,30.

L'analyse non linéaire temporelle peut être appliquée pour le dimensionnement de tout pont avec isolateur sismique.

6.7.5 Vérification des isolateurs sismiques

L'augmentation de fiabilité requise doit être mise en application par le dimensionnement de chaque isolateur pour des déplacements de calcul majorés par 1,5.

Le déplacement total maximal de chaque unité d'isolateur dans chaque direction doit être obtenu en ajoutant au déplacement sismique de calcul amplifié susmentionné le déplacement horizontal potentiellement induit par :

- a) les actions permanentes ;
- b) les déformations à long terme (précontrainte, retrait et fluage des tabliers en béton) de la superstructure ;
- c) 50 % de l'action thermique.

Tous les composants de l'isolateur doivent être capables de fonctionner aux déplacements totaux maximaux.

La résistance de calcul de chaque élément porteur de l'isolateur, y compris son ancrage, doit être supérieure à la force qui agit sur l'élément au déplacement total maximal. Elle doit également être supérieure à la force de calcul générée par l'action du vent sur la structure dans la direction appropriée.

Il n'est admis aucun soulèvement au droit des isolateurs supportant une force verticale dans la situation sismique de calcul avec l'action sismique.

6.7.6 Exigences spéciales

6.7.6.1 Capacité de rappel latéral

L'isolateur doit présenter une capacité de rappel latéral dans les deux directions principales, afin d'éviter tout accroissement cumulé de déplacements. Cette capacité est effective lorsque le système comprend l'une des deux propriétés suivantes :

- déplacement résiduel faible par rapport à sa capacité de déplacement ;
- en partant de la position de déplacement résiduel, le système présente une rigidité sensiblement moins importante à tout mouvement en direction du centre, par comparaison à tout mouvement dans la direction opposée.

6.7.6.2 Maintien latéral au niveau de l'interface d'isolation

L'isolateur doit fournir un maintien latéral suffisant au niveau de l'interface d'isolation afin de satisfaire aux exigences correspondantes des autres règlements ou normes concernant la limitation des déplacements/déformations pour le respect des critères d'aptitude au service.

Lorsque des contreventements sacrificiels (systèmes fusibles) sont utilisés au droit de certains supports dans la configuration finale du pont pour permettre la limitation des déplacements entre le tablier et les infrastructures dans les conditions de service, il convient que leur capacité élastique n'excède pas 40 % de la force sismique de calcul transmise à travers l'interface d'isolation de la structure isolée, aux mêmes support et direction.

Lorsque des unités de transmission des chocs avec fonction de limitation des forces sont utilisées pour limiter les déplacements en service, il convient d'intégrer les unités de transmission des chocs dans le modèle, dans les vérifications et dans la méthode d'essai du système d'isolation.

6.7.6.3 Inspection et maintenance

Toutes les unités d'isolateurs doivent être accessibles pour les opérations d'inspection et de maintenance.

Un programme d'inspection et de maintenance du système d'isolation et de tous les composants traversant l'interface d'isolation doit être élaboré.

La réparation, le remplacement ou la mise à niveau de toute unité d'isolation ou de tout composant traversant l'interface d'isolation doivent être effectués sous la direction de l'administration responsable de la maintenance du pont, et doivent être consignés de manière détaillée dans un rapport approprié.

7 Dispositions constructives spécifiques aux appuis

7.1 Dispositions générales

7.1.1 Généralités

En zone sismique, les dispositions constructives de ferrailage suivantes doivent être adoptées pour les différents éléments d'appuis en béton. Elles ne s'appliquent qu'aux éléments d'appuis qui participent à la résistance au séisme et s'ajoutent aux principes de base définis dans les règles de béton armé en vigueur.

Ces dispositions concernent le ferrailage minimal longitudinal (moment fléchissant) et transversal (effort tranchant), en section courante comme en zone courante :

- 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.
- Toutes les longueurs de recouvrement ou d'ancrage sont à majorer de 30 % par rapport aux dispositions non sismiques (longueur de recouvrement moyenne 50Φ en général et 65Φ pour les fondations). Φ étant le diamètre des barres d'aciers.

Les appuis métalliques (piles) sont traités en 7.3

7.1.2 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 (figure 7.1).

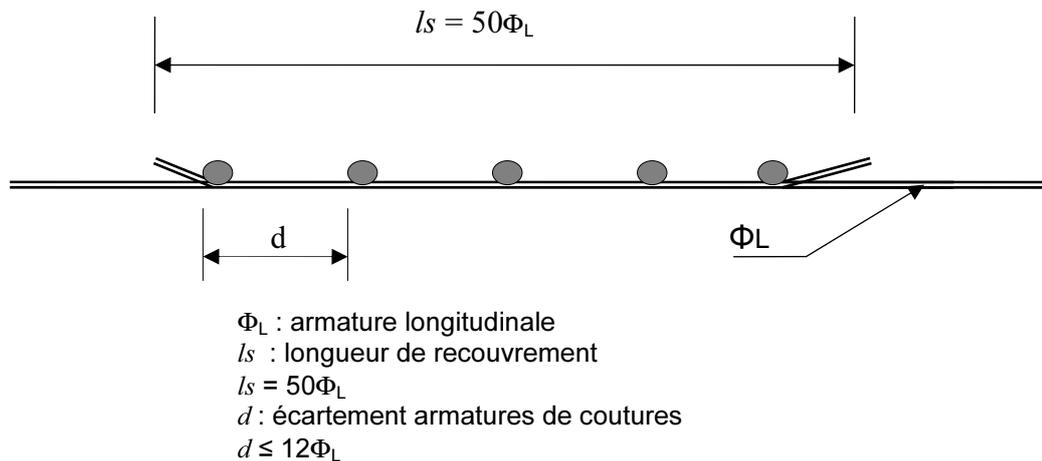


Figure 7.1 Dispositions des barres

Pour les armatures d'effort tranchant, l'emploi de recouvrements rectilignes est interdit en parement (sur chaque face).

7.1.3 Aciers de coutures

Les dispositions décrites ci dessous sont illustrées par les figures 7.2.a et 7.2.b.

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 10Φ .

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 (figure 7.2.a).

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.

Les spires sont interdites dans tous les éléments porteurs verticaux (piles, culées, pieux, barrettes).

Les épingles sont à éviter et ne sont admises qu'en complément de cadres quand le nombre d'armatures longitudinales l'impose.

L'ancrage des cerces devra respecter les conditions ci-dessous et être réalisé sur deux armatures principales au minimum.

$B \geq d$ avec B recouvrement des brins de cerce et d espace entre 2 barres longitudinales (figure 7.2.b).

Il convient de ne pas disposer tous les recouvrements sur la même génératrice (décalage du recouvrement).

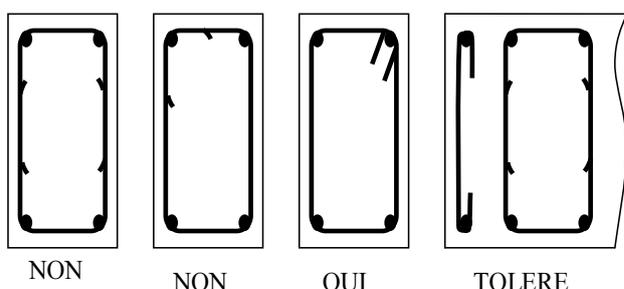


Figure 7.2.a Dispositions des cadres

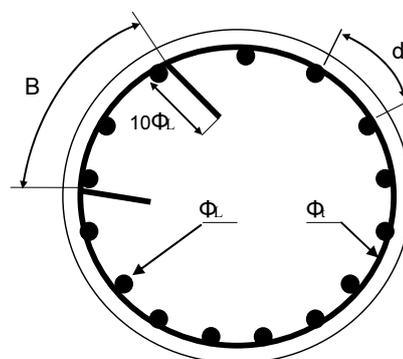


Figure 7.2.b Dispositions des cerces

7.1.4 Ferrailage des zones nodales

Les zones nodales (encastrement pile/semelle, pile chevêtre, pile /tablier ou nœuds des piles portiques) doivent être ferrillées de manière à assurer le confinement du béton. On désigne par poteau les piles et par poutre les autres éléments.

Les armatures transversales (cadres, épingles, cerces) des poutres et des poteaux doivent être prolongés jusqu'à l'intérieur des nœuds (figure 7.3).

En cas de difficulté de mise en œuvre, des sujétions alternatives sont toutefois acceptées :

- Des barres en U, entourant l'armature longitudinale «de poutre» au droit de la face opposée au poteau peuvent représenter jusqu'à 50 % du nombre total d'étriers verticaux requis dans le nœud ;
- 50 % des barres des armatures longitudinales supérieures et inférieures des «poutres», lorsqu'elles sont continues à travers le nœud et ancrées de manière appropriée au-delà de celui-ci, peuvent être prises en compte dans le décompte de la section d'armatures horizontales requise pour le nœud ;
- Il convient que les armatures longitudinales (verticales) «de poteau» pénètrent dans la «poutre» aussi loin que possible, leur extrémité étant située juste en amont des couches d'armature de la «poutre» au droit de la face opposée à l'interface «poteau»-«poutre». Dans la direction de flexion de la rotule plastique, il convient d'ancrer les barres des deux zones en traction du «poteau» au moyen d'un crochet rectangulaire dirigé vers le centre du «poteau».

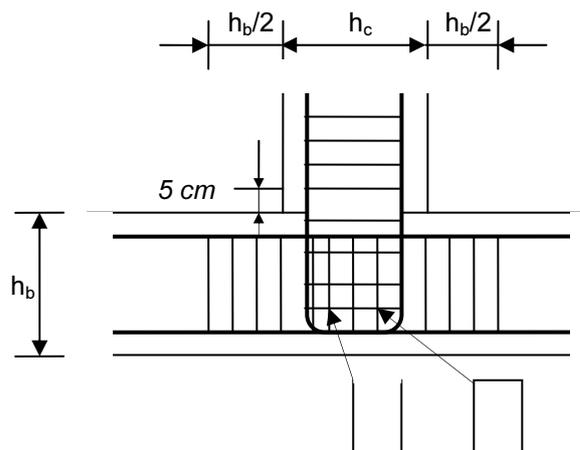


Figure 7.3 Dispositions des armatures du nœud

Le premier cours d'armature transversale doit être disposé à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

7.2 Piles en béton armé

On entend par pièce fléchie un élément 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 S sous l'effort normal de calcul N , ($\sigma_{cm} = N/S$).

Les zones critiques sont définies en 5.5.1.1

7.2.1 Pièces comprimées

7.2.1.1 Ferrailage 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**

Le pourcentage géométrique ρ_g doit être compris dans les limites de :

$$0,5\% \leq \rho_g < 3\% \quad \text{avec} \quad \rho_g = A_s/B$$

A_s section totale d'acier.
 B section totale du béton.

- **Zone de recouvrement**

Dans les zones de recouvrement le rapport ρ_g doit être inférieur ou égal à 6%.

- **Espacement**

L'espacement des barres longitudinales ne doit pas excéder 250 mm.

7.2.1.2 Ferrailage transversal

- **Section courante**

Il y a lieu de satisfaire la condition :

$$\text{Espacement maximal} = \text{Min} [12 \Phi_L ; b ; 200 \text{ mm}].$$

b est le petit côté du rectangle circonscrit.

Φ_L : plus gros diamètre des armatures longitudinales

- **Zone critique ($q > 1$) :**

En zone critique (définie en 5.5.1.1), le pourcentage de ces armatures transversales ne doit pas descendre au-dessous de 0,4 % par direction en zones I et IIa, et 0.5 % par direction en zones IIb et III.

De plus, il y a lieu de respecter la condition :

$$\text{Espacement maximal} = \text{Min} [8 \Phi_L ; 0,5b ; 200 \text{ mm}].$$

b et Φ_L ont la même définition qu'en section courante.

7.2.1.3 Ancrage et tenue des barres du ferrailage longitudinal

Les barres longitudinales doivent respecter les dispositions du § 7.1.2.

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 $2 l_s = 100 \Phi_L$) et les aciers transversaux sont majorés pour respecter la règle des coutures dans la zone de recouvrement.

Chaque barre longitudinale est tenue par cadres ou étriers contre son flambement vers l'extérieur sous l'effet du séisme.

7.2.2 Pièces fléchies

7.2.2.1 Armatures longitudinales

Le pourcentage géométrique ρ_g global est compris dans les limites $0,5 \% \leq \rho_g \leq 3 \%$, par ailleurs le pourcentage géométrique ρ_g des armatures disposées sur une zone tendue (hors zone de recouvrement) est compris dans les limites suivantes :

$0,15 \% \leq \rho_g \leq 1,5 \%$ en zones I et IIa ;

$0,25 \% \leq \rho_g \leq 1,5 \%$ en zones IIb et III.

Dans les régions critiques, la section des armatures comprimées doit être au moins égale à la moitié de celles des armatures tendues.

7.2.2.2 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 :

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

La section A_t 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 , doit satisfaire la relation suivante :

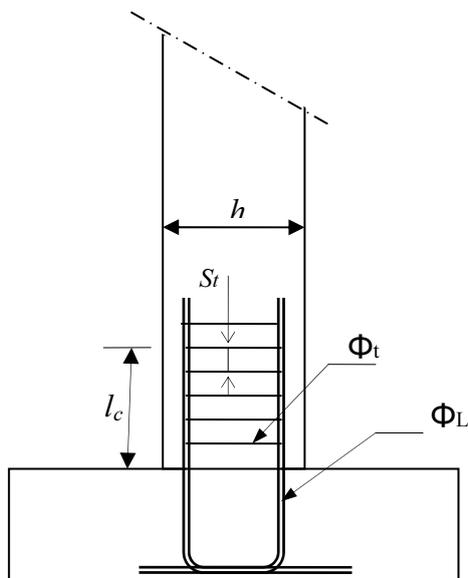
$$A_t \geq \frac{A_L \cdot f_{el}}{16 \cdot f_{et}} \cdot \frac{S_t (mm)}{100} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t (m)} \geq \frac{A_L}{1,6} \cdot \frac{f_{el}}{f_{et}} \quad (7.1)$$

Expression dans laquelle :

- S_t représente l'espacement des armatures transversales en mm ou en m,

- A_L est la section totale des armatures longitudinales,

- f_{el}, f_{et} caractéristiques de l'acier des armatures respectivement longitudinales et transversales.



l_c : longueur de la zone critique, définie § 5.5.1.1

Pour les piles encastrées en tête et en pied, il existe 2 zones critiques ; une zone critique en pied et une zone critique en tête. Le schéma ci-dessus s'applique aux 2 zones.

Figure 7.4 Dispositions des armatures

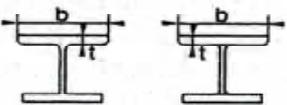
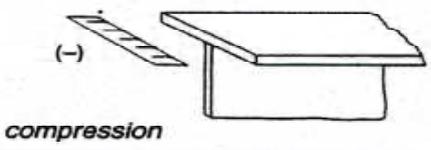
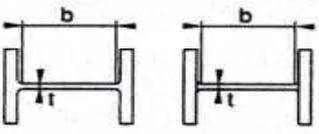
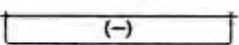
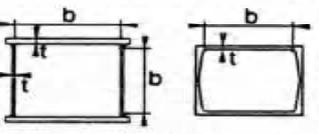
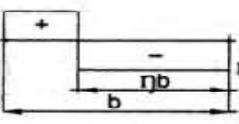
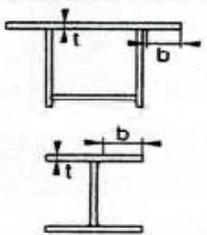
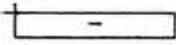
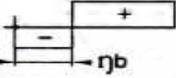
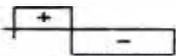
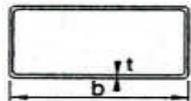
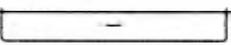
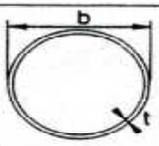
7.3 Piles en acier

Les parois des sections transversales comprimées et/ou fléchies des éléments dans lesquels des rotules plastiques sont susceptibles de se former pendant les déformations inélastiques doivent avoir un rapport largeur sur épaisseur b/t suffisamment faible pour prévenir des voilements locaux prématurés. Des valeurs maximales du rapport b/t pour des sections couramment utilisées, sont indiquées dans le tableau 7.1.

Toutes les barres des palées triangulées doivent être calculées pour résister à 1.25 fois la sollicitation agissante déterminée suivant les combinaisons du paragraphe 5.1.

Les assemblages doivent être calculés pour permettre de développer les résistances maximales dans les barres ou doivent être calculés sur la base de 1.5 fois les sollicitations issues de 5.1.

Les assemblages travaillant en traction doivent être utilisés avec des boulons précontraints, à haute résistance, et à serrage contrôlé.

type de section	diagramme des contraintes	b/t
		20 ε
	<i>compression</i>  <i>flexion</i> 	33 ε 72 ε
	<i>compression flexion</i> 	$\eta < 0.5$ $\frac{396 \epsilon}{13 \eta^{-1}}$ $\eta > 0.5$ $\frac{36 \epsilon}{\eta}$
	<i>compression</i>  <i>compression flexion</i>  <i>compression flexion</i> 	9 ε $\frac{9 \epsilon}{\eta}$ $\frac{9 \epsilon}{\eta^{1.5}}$
	<i>compression</i> 	33 ε
	<i>compression</i>	50 ε ²

Avec $\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
et f_y en N/mm²

Tableau 7.1 Valeurs maximales du rapport b/t

7.4 Dispositions constructives pour les organes d'appuis

L'environnement des appareils d'appui (visibilité, possibilités de vérinage...) doit être complété par des 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 (figure 6.1) :

- mise en place de butées de sécurité,
- repos d'appui minimum.

7.4.1 Butées

Il convient de distinguer les butées de sécurité (encore appelées attelages sismiques), des butées de blocage.

7.4.1.1 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 § 6.2). 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, il y a lieu de prendre en compte également une portion des effets thermiques et la totalité des effets différés dans le calcul du jeu d :

$$d = d_G + 0,4d_{\Delta T} + d_D + d_s \quad (7.2)$$

- d_G : déplacement dû aux actions permanentes et quasi-permanentes ;
- $d_{\Delta T}$: déplacement de calcul dû aux mouvements thermiques ;
- d_D : 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.

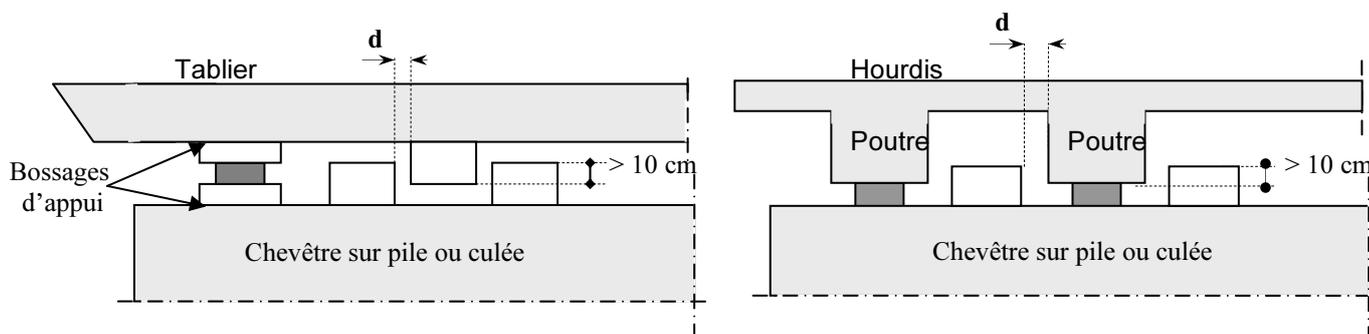


Figure 7.5 Exemples de butées de sécurité

La figure 7.5 ci-dessus présente deux dispositions possibles. 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.

Les butées en béton armé, seront calculées comme 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, gêne dans les dilatations thermiques...).

7.4.1.2 Butées de blocage

Les butées de blocage reprennent par contre la totalité des efforts sismiques (option de calcul c voir § 6.2).

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.

Les exemples de butées de blocage sont comme décrits dans la figure 7.5 ci-dessus avec $d \leq 15 \text{ mm}$.

7.4.1.3 Conception et dimensionnement des butées

On dimensionne les butées selon l'une des trois options suivantes :

a) Butée non exigée

La butée n'est pas exigée dans le cas où les appareils d'appui sont dimensionnés pour les efforts nominaux issus du calcul majorés par $\gamma_0 = 0,8 + 0,2q$ et par $\gamma_R = 1,4$

b) Butée de sécurité

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.

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 4.3.1.3.2), 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) Butée de blocage

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 sismique 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 complexes ; 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.

7.4.2 Inspection et remplacement des organes d'appuis

Même si les organes d'appui de diverses sortes remplissent des fonctions différentes, ils peuvent tous connaître des détériorations mineures, voire importantes, alors que le séisme ne sera que peu destructif pour le pont dans son ensemble.

On doit donc veiller à assurer de bonnes conditions d'inspection et de remplacement de ces organes.

7.4.3 Organes de couplage

On peut recourir, notamment pour les tabliers à travées isostatiques à divers couplages entre tablier et appuis :

- Des amortisseurs, dissipant une partie de l'énergie sismique,
- Des liens sismiques,
- Des épingles, absorbant la composante verticale,
- Des attelages ou boulonnages horizontaux, reliant le tablier à sa culée ou des travées successives entre elles.

Ces organes seront dimensionnés forfaitairement pour une accélération de $0,5 A$ s'ils sont horizontaux et $0,35 A$ s'ils sont verticaux.

7.5 Autres éléments

7.5.1 Ferrailage des chevêtres

Les chevêtres en tête d'appui (culées ou piles) doivent comporter des surfaces planes (assises, platines, bossages, encuvements) convenablement ferrillées (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 longitudinale doit tenir compte du repos d'appui minimal indiqué en 6.4.

7.5.2 Joints de chaussée

Le joint est dimensionné classiquement pour les effets usuels (température, retrait, fluage, vent, freinage) comme si le pont était en zone non sismique.

Sa réalisation, en revanche, tient compte du déplacement sismique pour minimiser les désordres dans ses lèvres supports (entrechoquement), en particulier pour les ponts du groupe 1.

On dimensionne les joints de chaussées avec la combinaison suivante :

$$W = W_D + 0,4 W_T + W_S/3 \quad (7.3)$$

W : souffle total du joint,

W_D : souffle des déformations différées (retrait+fluage),

W_T : souffle thermique,

W_S : souffle sismique.

7.5.3. Eléments de rive et équipement des tabliers

Un élément de rive du tablier est tout élément longitudinal qui en délimite l'un ou l'autre bord : bordures de trottoir, dallettes, corniches, murets, glissière, garde corps, canalisations,...

Pour éviter leur chute lors de la secousse sismique, il convient de calculer leur ancrage pour une accélération forfaitaire de 1.5 m/s^2 en zone I, 2.0 m/s^2 en zone IIa et 2.5 m/s^2 en zones IIb et III

Les équipements du tablier (candélabres, panneaux ou Portiques de signalisation, etc.) sont calculés avec une accélération forfaitaire de $1,5 \text{ m/s}^2$ applicable pour toute zone de sismicité.

7.6 Fondations

7.6.1 Semelles

7.6.1.1 Semelles superficielles

a) Armatures de flexion

- armatures sollicitées en traction : pourcentage minimum est de :
 $0,15 \% < \rho_g < 1,5 \%$ en zones I et IIa ;
 $0,25 \% < \rho_g < 1,5 \%$ en zones IIb et III.
- armatures sur face comprimée : pourcentage minimum est de 0,10 % .

Aucune disposition particulière n'est requise pour les faces latérales en zone sismique. Elles seront ferrillées selon les règles en vigueur.

b) Armatures de cisaillement

Des cadres calculés au minimum pour reprendre un cisaillement τ_u 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.

7.6.1.2 Semelles sur pieux

a) Armatures de flexion

- armatures sollicitées en traction : pourcentage minimum est de :
 $0,15 \% < \rho_g < 1,5 \%$ en zones I et IIa ;
 $0,25 \% < \rho_g < 1,5 \%$ en zones IIb et III.
- armatures sur face comprimée : pourcentage minimum est de 0,10 % .

b) Armatures de cisaillement

Des cadres calculés au minimum pour reprendre un cisaillement τ_u 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.

7.6.2 Pieux ou barrettes

7.6.2.1 Dispositions générales

Dans le cas des fondations sur pieux, il est parfois difficile, sinon impossible, d'éviter des plastifications localisées dans les pieux. Dans de pareils cas, l'intégrité des pieux et le comportement ductile doivent être assurés.

Les localisations potentielles des rotules sont :

- à proximité de la tête des pieux, à la jonction avec la semelle de fondation, lorsque les caractéristiques mécaniques des couches supérieures du sol sont faibles,
- aux interfaces des couches du sol ayant des déformabilités au cisaillement sensiblement différentes.

Pour les localisations de type (a), on doit prévoir, sur une longueur verticale égale à 2 fois le diamètre du pieu, un ferrailage de confinement dont la quantité est précisée en 7.6.2.2.

Pour les localisations de type (b), et en l'absence d'une analyse plus rigoureuse, il y a lieu de prévoir un ferrailage longitudinal et un ferrailage de confinement, leurs quantités étant les mêmes que celles exigées pour la tête du pieu. La longueur sur laquelle doivent être disposées ces armatures est égale à deux fois le diamètre du pieu, de chaque côté de l'interface entre les couches du sol.

7.6.2.2 Dispositions de ferrailage

Les dispositions de ferrailage sont indiquées ci-dessous :

a) armatures longitudinales :

Nombre minimal de barres 6

Diamètre minimal 12 mm

Section totale rapportée à la section nominale du pieu :

Minimum : 0,5 %

Maximum : 3 %

b) armatures transversales :

Elles doivent être composées de cerces ou cadres répondant aux conditions ci-après :

Diamètre minimal 10 mm

Pourcentage minimal en volume : $0,4 \% / \sqrt{d}$ borné supérieurement à 0,4 % où d représente le diamètre du pieu, en mètres

Espacement maximal nu à nu des cerces : 12 fois le diamètre des barres longitudinales.

Dans tous les cas de pieux en béton, il doit être prévu des renforts sur :

- une profondeur $2d$ à partir de la tête du pieu ;
- une longueur $\pm 2d$ à partir de chaque interface entre deux couches présentant une différence marquée de raideur au cisaillement (rapport des modules de cisaillement > 6).

où d représente le diamètre du pieu.

Ces renforts concernent uniquement les aciers transversaux ; les armatures transversales en zones renforcées sont caractérisés par un pourcentage en volume de $0,8 \% / \sqrt{d}$, borné supérieurement à 0,8 %, et un espacement des cerces de 10 cm.

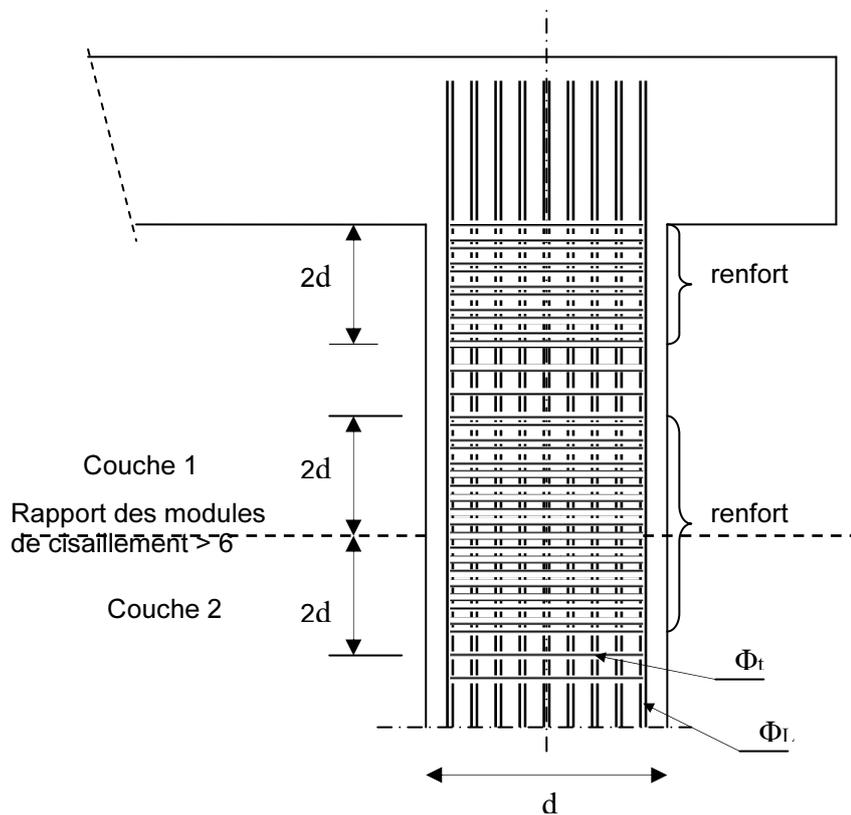


Figure 7.6 Ferrailage d'un pieu ou barrette

7.6.3 Risque de liquéfaction

Les sols susceptibles de se liquéfier sont en général des sables propres ou limoneux situés dans les vingt (20) premiers mètres de profondeur, et présentant les caractéristiques suivantes :

- saturés d'eau,
- une granulométrie relativement uniforme correspondant à un coefficient d'uniformité C_u inférieur à 15 ($C_u = D_{60} / D_{10} < 15$) et,
- un diamètre à 50% (D_{50}) compris entre 0.05 mm et 1.5 mm.

Dans ces expressions D_{60} , D_{10} et D_{50} représentent les diamètres des tamis correspondant aux passants de 60%, 10% et 50% respectivement des échantillons de sols considérés.

Lorsque ces conditions minimales sont réunies sur un site, il y a lieu de procéder à des investigations complémentaires pour l'évaluation de la résistance à la liquéfaction. Ces investigations seront essentiellement basées sur des essais SPT et/ou des essais au pénétromètre statique. Les résultats des essais SPT et leur interprétation sont très sensibles à toutes modifications de la procédure standard d'exécution de l'essai; Aussi il faudra veiller à suivre scrupuleusement le mode opératoire de l'essai.

La résistance à la liquéfaction peut être aussi déterminée en laboratoire à partir d'un essai triaxial dynamique (cyclique) sur des échantillons non remaniés (difficiles à obtenir dans les sols sableux) et en veillant à respecter le chemin de contrainte entre l'état initial et l'état final du projet.

L'évaluation du potentiel de liquéfaction devra être envisagée dans le cas des ouvrages de groupe 1 en zones sismiques II_a, II_b et III et du groupe 2 en zones sismiques II_b et III et ceci, moyennant les données sismiques complémentaires suivantes :

- Accélérations maximales au sol prises égales à la valeur du coefficient de zone A (tableau 3.1)

- Magnitude d'ondes de surface M_s égale à 6,5 et 7,0 en zones sismiques II_a d'une part et II_b et III d'autre part.

Les sols sont réputés liquéfiables lorsque le rapport de la résistance à la liquéfaction sur la contrainte de cisaillement engendrée par le séisme est inférieur à 1,25.

La contrainte effective verticale σ'_v à prendre dans les calculs est celle régnant dans le sol après la réalisation du projet.

Pour éliminer ou réduire les risques de liquéfaction, il y a lieu de mettre en œuvre une ou plusieurs des mesures suivantes, à titre d'exemples :

- une densification des couches liquéfiables (préchargement, compactage dynamique,...),
- une amélioration de la perméabilité des couches liquéfiables par la réalisation de drains en matériaux grossiers,
- une substitution aux couches liquéfiables de matériaux appropriés convenablement compactés.

Le mode de fondation devra être alors adapté aux nouvelles conditions créées par les mesures retenues dont l'efficacité doit faire l'objet d'un contrôle préalable par des essais et des mesures appropriés.

8 Ponts-Cadres et Portiques – Ouvrages enterrés

8.1 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 cependant nécessaire, en particulier dans les zones de forte sismicité.

Les ouvrages enterrés ont généralement un bon comportement sous séisme. La prise en compte du risque sismique modifie peu les dimensionnements sous l'action des charges statiques réglementaires, sauf dans les zones fortement sismiques.

Les présentes règles intéressent également les ouvrages faiblement ou moyennement enterrés dans un sol non saturé.

8.2 Coefficients sismiques

L'action sismique appliquée à l'ouvrage ainsi qu'aux terres qui lui sont solidaires une accélération horizontale maximale caractérisée par le coefficient sismique k_H et une accélération verticale concomitante caractérisée par le coefficient sismique k_V .

Les coefficients sismiques sont donnés par les expressions suivantes (aux ouvrages non déplaçables) :

$$\begin{aligned}k_H &= A \\k_V &= 0,3k_H\end{aligned}\quad (8.1)$$

avec , A : coefficient d'accélération de zone (tableau 3.1)

8.3 Combinaisons et vérifications

8.3.1 Combinaisons

La vérification de la résistance de la structure s'effectue sous combinaison sismique dont le format général est :

$$G + E + \Psi Q$$

Avec :

G : charges permanentes

E : action sismique évaluée à partir des coefficients sismiques k_H et k_V

Q : action variable des charges d'exploitation

Ψ : coefficient de combinaison

$$\begin{aligned}\Psi &= 0.2 \quad \text{pour les charges routières (ouvrages urbains),} \\ &= 0.3 \quad \text{pour les charges ferroviaires,} \\ &= 0 \quad \text{pour les autres cas.}\end{aligned}$$

8.3.2 Vérifications

La vérification se limite à la vérification de la résistance des sections.

L'application de ces coefficients donne pour le béton et l'acier ;

- contrainte de calcul de compression du béton : $f_{bu} = \frac{f_{c28}}{1.3}$

- contrainte de calcul des aciers : $f_{su} = \frac{f_e}{1} = f_e$

8.4 Sollicitations dues au séisme

8.4.1 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 :

$$f_i = \gamma k_v \quad (8.2)$$

Le frottement des terres en contact avec les piédroits est supposé négligeable.

8.4.2 Sollicitations horizontales dues au séisme.

Les sollicitations horizontales dues au séisme peuvent être déterminées par toute méthode scientifiquement validée. A défaut, deux méthodes approchées sont proposées en annexe D.

ANNEXE A

Définitions

Les termes utilisés dans ce document ont les significations suivantes :

Amortissement matériel : exprime l'amortissement propre du matériau "sol", dû au frottement interne du sol en mouvement.

Amortissement radiatif : exprime la dissipation d'énergie par les ondes rayonnantes qui parcourent le sol, s'éloignant de la fondation et introduisant une atténuation du mouvement,

Appareils d'appui spéciaux en élastomère : appareils d'appui en élastomère fretté destinés à l'isolation sismique des ponts, conformes aux essais sur prototype.

Attelages sismiques : dispositifs limiteurs de déplacement par lesquels une partie ou toute l'action sismique peut être transmise. Utilisés en association avec les appareils d'appui, ils sont prévus en général avec un jeu approprié afin d'être activés uniquement lorsque le déplacement sismique de calcul est dépassé.

Coefficient de comportement : coefficient utilisé pour les besoins du dimensionnement, qui réduit les efforts obtenus par un calcul élastique afin de tenir compte du comportement ductile d'une structure par création d'une rotule plastique. Ce coefficient est lié au matériau, au système structural et aux méthodes de dimensionnement.

Comportement sismique : le comportement du pont sous l'effet de l'événement sismique de calcul, qui, en fonction des caractéristiques de la relation globale force-déplacement de la structure, peut être soit ductile soit à ductilité limitée / essentiellement élastique.

Constructions courantes : Toute construction dont la ruine ou les dommages ne peuvent avoir de conséquences sur l'environnement (hormis les abords immédiats).

Critère de cohérence : vérification, pour les structures à comportement ductile, de la formation effective des rotules plastiques dans les éléments structuraux concernés, sous la combinaison sismique de dimensionnement (efforts sismiques calculés par une analyse élastique pure et divisés par le coefficient de comportement q dans la direction considérée). Si ce critère n'est pas vérifié, il est adopté une valeur plus faible de q jusqu'à satisfaire ce critère de cohérence.

Déformation élastique : Déformation réversible qui disparaît après suppression des charges qui l'ont provoquée.

Déformation post-élastique : Déformation irréversible d'éléments réalisés en matériaux ductiles (accompagnée de dissipation d'énergie) après dépassement de la limite d'élasticité.

Déplacement sismique de calcul : déplacement calculé sous l'action sismique de calcul.

Dimensionnement en capacité : procédé de dimensionnement utilisé pour les structures à comportement ductile, permettant d'assurer la hiérarchie des résistances des divers composants structuraux, à savoir :

- la dissipation d'énergie, par création de rotules plastiques, sous l'effet de déformations importantes de certains éléments du système structural. Ces rotules plastiques sont choisies, conçues et détaillées de manière appropriée pour éviter les risques de rupture fragile ;
- la résistance suffisante des autres éléments structuraux.

Ductilité : Capacité d'un matériau, d'une section, d'un élément ou d'une structure de subir avant rupture des déformations irréversibles sans perte significative de résistance sous sollicitations alternées.

Faïlle active : Fracture de l'écorce terrestre sur laquelle un glissement s'est produit à une période géologique récente. Elle constitue ainsi, une source sismique qui peut engendrer un futur séisme.

Isolation sismique : aménagement des structures de ponts au moyen de dispositifs isolants spéciaux visant à réduire la réponse sismique.

Liquéfaction d'un sol : Perte momentanée de capacité portante de certains sols sableux saturés lâches, transformés en fluide dense sous l'effet des secousses sismiques.

Palée de stabilité triangulée : Structure de contreventement en treillis.

Portiques (cadres rigides) : Structure composée de poteaux et de poutres rigidement liés.

Protection parasismique : Niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage en fonction de sa destination avant et après un séisme ou de son importance stratégique vis à vis des objectifs de sécurité et des coûts fixés par la collectivité.

Raideur : force due à un déplacement unitaire.

Repos d'appui minimal : mesure de sécurité caractérisée par une distance minimale entre le bord extérieur de l'élément supporté et le bord intérieur de l'élément servant de support. Le repos d'appui minimal est destiné à s'assurer que la fonction du support est maintenue sous des déplacements sismiques extrêmes.

Rotule plastique : Zone d'un élément de structure (pile) subissant des déformations irréversibles et capables de dissiper de l'énergie sous sollicitations alternées. Au delà d'un seuil de sollicitation, elle se comporte comme une articulation autorisant la rotation des autres parties de l'élément.

Rupture ductile : Rupture précédée de déformations irréversibles à la différence d'une rupture fragile qui est soudaine et quasi-instantanée.

Séisme majeur : Événement sismique relativement rare comparativement à la durée de vie utile de la construction. Les dommages structuraux doivent être limités et tout effondrement partiel ou total évité.

Séisme modéré : Événement sismique relativement fréquent comparativement à la durée de vie utile de la construction. Les dommages non structuraux doivent être limités à un coût de réparation acceptable.

Site : Terrain d'implantation retenu pour la construction, caractérisé par un ensemble de conditions géologiques, hydrogéologiques, topographiques et géotechniques.

Spectre de réponse : Courbes permettant d'évaluer la réponse d'une structure à un séisme passé ou futur.

Stabilité d'ensemble : Capacité d'une structure à conserver sa géométrie et sa position (non glissement, non renversement) sous l'action des charges. Elle est obtenue par les liaisons des divers éléments constitutifs, par le contreventement et l'ancrage au sol. Elle requiert que les conditions de stabilité de forme et de résistance des éléments soient assurées.

Stabilité de forme : Capacité d'une structure ou de l'un de ses éléments à conserver sa forme sous l'action des charges. L'instabilité de forme due au manque de rigidité se produit pour des éléments élancés ou des parois minces par flambage, cloquage, déversement avant que la résistance de leur matériau ne soit épuisée.

Structure dissipative : Structure capable de dissiper de l'énergie grâce à des déformations post-élastiques.

Système de contreventement : Ensemble d'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis à vis des forces horizontales engendrées par le vent ou le séisme.

Valeur de calcul du déplacement total dans des conditions sismiques : le déplacement utilisé pour déterminer les marges de débattement appropriées pour la protection des éléments structuraux critiques ou majeurs. Il comprend le déplacement sismique de calcul, le déplacement dû à l'effet à long terme des actions permanentes et quasi-permanentes et une fraction convenable du déplacement dû aux mouvements thermiques.

Zone critique : Région d'une structure où sont concentrées principalement les sollicitations d'origine sismique, elle peut être dissipative ou fragile.

Zone dissipative : Partie prédéfinie d'une structure dissipative où est principalement localisée l'aptitude de la structure à dissiper de l'énergie.

Zone sismique : Partie du territoire national dont les limites sont déterminées en fonction de l'aléa sismique.

ANNEXE B

Classification sismique des Wilayas et communes d'Algérie

N°	WILAYAS OU COMMUNES	ZONE SISMIQUE
01	ADRAR	0
02	CHLEF	
	Groupe de communes A	III
	Toutes les communes autres que celles figurant aux groupes de communes B et C	
	Groupe de communes B	IIb
	El karimia, Harchoun, sendjas, Oued sly, Boukadir	
	Groupe de communes C	IIa
	Ouled Ben Abd El Kader Hadjadj	
03	LAGHOUAT	I
04	OUM EL BOUAGHI	I
05	BATNA	I
06	BEJAIA	IIa
07	BISKRA	I
08	BECHAR	0
09	BLIDA	
	Groupe de communes A	III
	Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes B	
	Groupe de communes B	IIb
	Meftah, Djebabra, Souhane, Larbaa, Ouled Selama, Bougara, Hammam Melouane, Ain Romana	
10	BOUIRA	IIa
11	TAMENRASSET	0
12	TEBESSA	I
13	TLEMCEN	I
14	TIARET	I
15	TIZI-OUZOU	
	Groupe de communes A	IIb
	Mizrana	
	Groupe de communes B	IIa
	Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes A	
16	ALGER	III
17	DJELFA	I
18	JIJEL	IIa
19	SETIF	IIa
20	SAIDA	I
21	SKIKDA	IIa
22	SIDI BEL-ABBES	I
23	ANNABA	IIa
24	GUELMA	IIa
25	CONSTANTINE	IIa
26	MEDEA	
	Groupe de communes A	IIb
	El hamdania , Medea, Tamesguida,	
	Groupe de communes B	IIa
	Toutes les communes autres que celles figurant aux groupes de communes A et C	
	Groupe de communes C	I
	Bou Aiche, Chahbounia, Boughzoul, Saneg, Meftaha, Ouled	

	Maref, El Aounet, Ain Boucif, Sidi Damed, Ain Ouksir, Cheniguel	
27	MOSTAGANEM Groupe de communes A Ouled Boughalem, Achaacha, Khadra, Nekmaria Groupe de communes B Sidi Lakhdar, Tasghait, Ouled Maalah Groupe de communes C Toutes les communes autres que celles figurant aux groupes de communes A et B	III IIb IIa
28	M'SILA Groupe de communes A Beni Ilmane, Ounougha, Hammam Dalaa, Tarmount, Ouled Mansour, M'sila, M'tarfa, Maadid, Ouled Derradj, Ouled Addi, Dahahna, Berhoum, Ain Kadra, Magra, Belaiba Groupe de communes B Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes A	IIa I
29	MASCARA Groupe de communes A Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes B Groupe de communes B Ain Fares, Ain fekran, Bouhanifia, Guerdjoum, Oued Taria, Ghris, Benaine, Mokhda, Aouf, Gharouss, Nesmoth, M'hamid, Hachem, Oued El Abtal, Ain Ferrah.	IIa I
30	OUARGLA	0
31	ORAN	IIa
32	EL BAYADH	I
33	ILLIZI	0
34	BORDJ BOU ARRERIDJ	IIa
35	BOUMERDES Groupe de communes A Toutes les communes autres que celles figurant aux groupes de communes B et C Groupe de communes B Afir, Benchoud, Taouerga, Baghlia, Oued Aissa, Naciria, Bordj Menail, Isser, Beni Amrane, Souk El Had, Bouzegza Keddar, Kharouba, Larbatache, Khemis El khechna, Ouled Moussa, Hammadi. Groupe de communes C Timezrit, Ammal, Chaabet El Aneur	III IIb IIa
36	EL TARF	IIa
37	TINDOUF	0
38	TISSEMSILT	IIa
39	EL OUED	0
40	KHENCHELA	I
41	SOUK AHRAS	I
42	TIPAZA	III
43	MILA	IIa
44	AIN DEFLA Groupe de communes A Tacheta, Zegara, El Abadia, Ain Bouyahia, El Attaf Groupe de communes B El Amra, Mekhtaria, Arib, Rouina, Ain Defla, Bourashed, Zeddine, Tiberkanine, Meliana, Ain Torki ,Hammam Righa,Ain Benian, Houceinia, Boumadfaa	III IIb

	Groupe de communes C Toutes les communes autres que celles figurant aux groupes de communes A et B	Ila
45	NAAMA	I
46	AIN TEMOUCHENT	Ila
47	GHARDAIA	0
48	RELIZANE	
	Groupe de communes A Mediouna, Sidi M'hamed Ben Ali, Mazouna, El Guettar	III
	Groupe de communes B Merdja Sidi Abed, Oued Rhieu, Ouarizane, Djidiouia, Hamri, Beni Zenthis	Ilb
	Groupe de communes C Toutes les communes autres que celles figurant aux groupes de communes A et B	Ila

Annexe C

Interaction sol - structure

La prise en compte de l'interaction sol-structure est inutile sauf si les piles sont sensibles aux effets du second ordre au sens de l'article 4.4.3 ou si l'ouvrage est calculé avec le spectre élastique (non de dimensionnement) et que sa période fondamentale à base fixe (interaction négligée) est inférieure à T_2 définie à la section 3

Pour la prise en compte de l'interaction sol-structure, la méthode suivante est acceptable :

a) Les caractéristiques des sols sont évaluées à partir d'essais appropriés, en tenant compte du fait que celles-ci doivent être compatibles avec le niveau moyen de déformation induit par le séisme. A défaut de justification particulière, la valeur du module de cisaillement G peut être obtenue à partir de la valeur du module G_{max} en la multipliant par un coefficient fonction du coefficient d'accélération de zone (A) :

Coefficient d'accélération de zone ; A	$\sim \leq 0.1$	0.15	0.2	≥ 0.3
Valeur de G / G_{max}	0.80	0.65	0.50	0.40
Valeur de l'amortissement matériel β (%)	5	8	10	15

Tableau C.1 valeurs de G et de β

Lorsqu'on dispose d'essais sismiques («cross-hole», etc.) la valeur de G_{max} est donnée directement par ces essais. On doit considérer pour les calculs une variation possible entre 2/3 et 3/2 de cette valeur.

Lorsqu'on ne dispose pas de ces essais, la valeur de G_{max} est calculée par la formule $G_{max} = \rho(v_s)^2$, ρ étant la masse volumique (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) et v_s la vitesse des ondes de cisaillement lue sur le tableau 3.2 :

- lorsque le tableau indique une fourchette pour v_s , on doit envisager la variation de v_s entre ces deux valeurs ;
- lorsque le tableau n'indique qu'une valeur $(v_s)_{min}$, on lui associe $(v_s)_{max} = 2 (v_s)_{min}$;
- lorsque le tableau n'indique qu'une valeur $(v_s)_{max}$, on lui associe $(v_s)_{min} = 1/2 (v_s)_{max}$.

En cas d'essais de type pressiométrique ou autre, les valeurs de G directement issues des essais doivent être corrigées. Faute d'avis d'expert sur cette correction, les valeurs approximatives des modules données dans le tableau 3.2 peuvent être utilisées.

b) À partir des valeurs des modules définies au paragraphe a), un calcul statique permet d'évaluer la raideur du système sol-fondation pour les différents degrés de liberté : translations verticale et horizontale, balancements autour d'axes horizontaux, torsion d'axe vertical. Ces raideurs statiques sont corrigées, par toute méthode scientifiquement validée, pour tenir compte de la variation de la raideur avec la fréquence. Des itérations pourront être nécessaires pour ajuster la raideur à la fréquence fondamentale du mode d'interaction sol-structure.

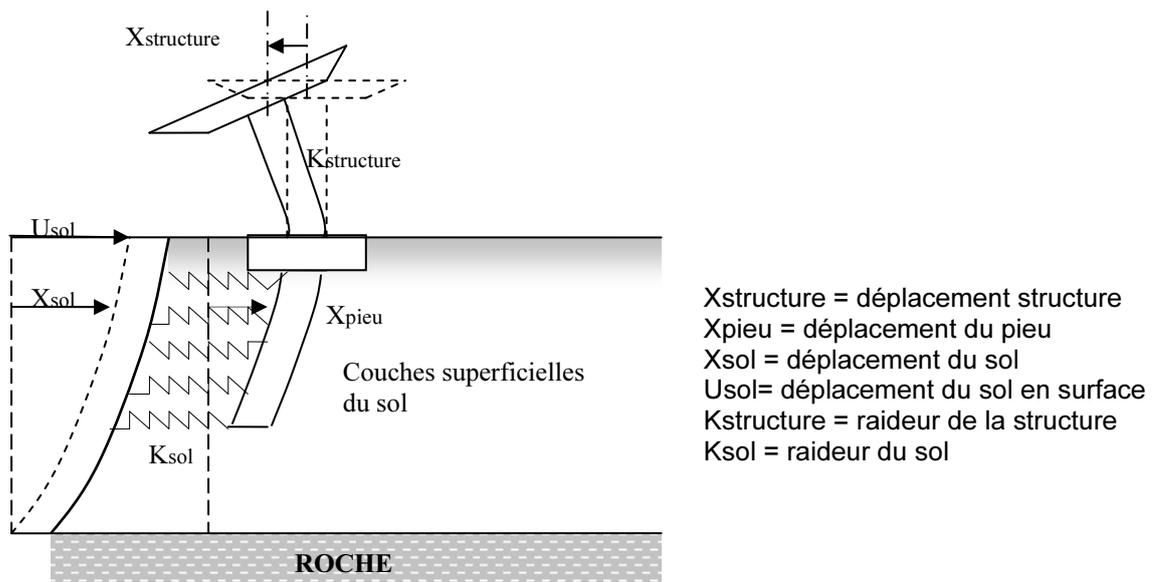


Figure C.1 Interaction sol - structure

La définition d'une raideur équivalente peut nécessiter, dans le cas de géométries complexes (stratification prononcée, fondations profondes,...) le recours à des évaluations numériques. Pour chacun des degrés de liberté, un ensemble de ressorts correspondant aux raideurs précédemment calculées, est défini et incorporé au modèle de calcul de l'ouvrage, modélisant ainsi l'encastrement partiel. Ce modèle fait l'objet d'une analyse modale classique (modes non amortis et indépendants).

Dans tous les cas, l'amortissement total associé à chaque degré de liberté sera limité à 30 % de l'amortissement critique.

Cette pratique suppose que le mouvement du sol au niveau des fondations, en l'absence de la structure, est sensiblement égal au mouvement du sol en champ libre (interaction cinématique négligeable). Ce n'est pas le cas pour les fondations rigides présentant un encastrement important dans le sol (barrettes, caissons, ...).

c) En l'absence de justification particulière, on retient pour valeur de l'amortissement total du système sol-fondation, la valeur de l'amortissement matériel, donnée dans le tableau C.1, que l'on peut augmenter d'une fraction de l'amortissement radiatif théorique validée par toute méthode scientifiquement éprouvée. Les amortissements correspondant à chacun des degrés de liberté peuvent être évalués à partir de formulations simplifiées. On attire l'attention sur le fait qu'une stratification marquée du profil stratigraphique tend à diminuer fortement l'amortissement radiatif. L'amortissement radiatif doit être éventuellement ajusté comme la raideur, sur la fréquence fondamentale du mode d'interaction sol-structure.

En l'absence de justifications particulières, on peut retenir, pour le cas de fondations superficielles, une valeur d'amortissement radiatif égale à la moitié de l'amortissement théorique relatif à une fondation sur sol homogène de raideur équivalente. Dans le cas de fondations profondes, une justification particulière doit être apportée au choix de la valeur retenue pour l'amortissement radiatif.

Annexe D

Détermination des sollicitations horizontales dues au séisme pour les ponts cadres et portiques

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.

D.1 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 sinussoïde défini par le déplacement maximal à la surface soit

$$d_{\max} = \lambda A g \left(\frac{2H}{\pi V_s} \right)^2 \quad (D.1)$$

Avec : A : coefficient d'accélération de zone (tableau 3.1)

g : accélération de la pesanteur

$\lambda = 1$ en sites de type S1 et S2
= 0.9 en site de type S3
= 0.8 en site de type S4

V_s : vitesse de l'onde sismique (tableau 3.2)

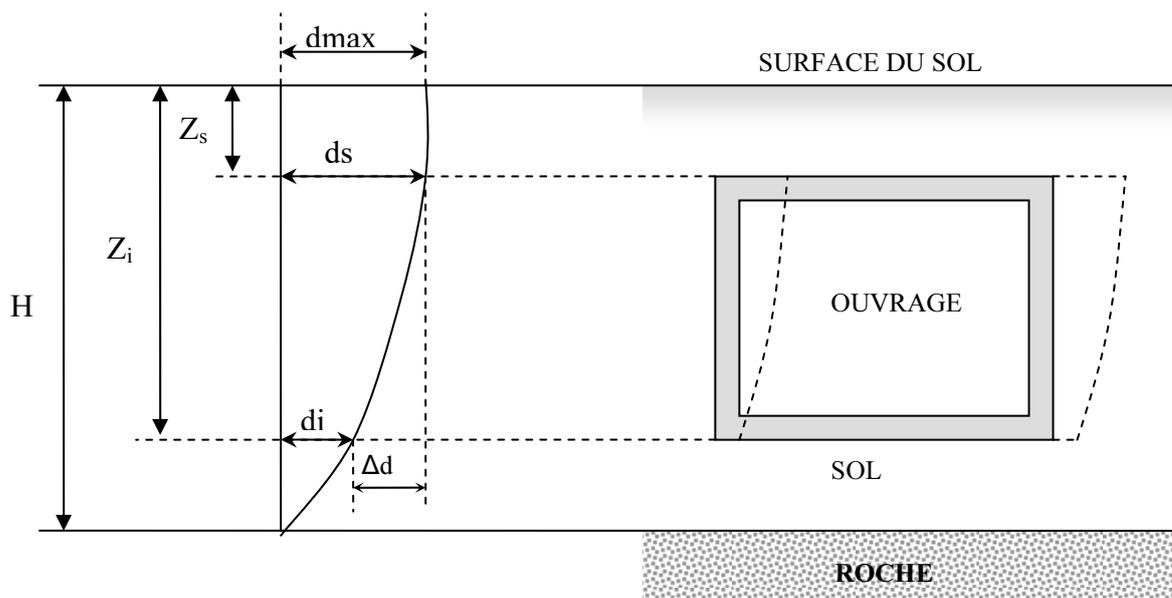


Figure D.1 Déformation du sol et de l'ouvrage

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 .

$$\text{Soit : } \Delta d = d_s - d_i = d_{\max} \left(\cos\left(\frac{z_s \pi}{2H}\right) - \cos\left(\frac{z_i \pi}{2H}\right) \right) \quad (\text{D.2})$$

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 .

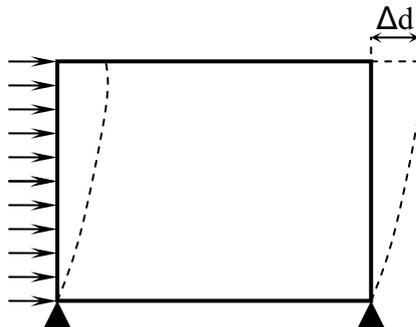


Figure D.2 Pression uniforme sur l'ouvrage

- 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.

D.2 Approche en force

D.2.1 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

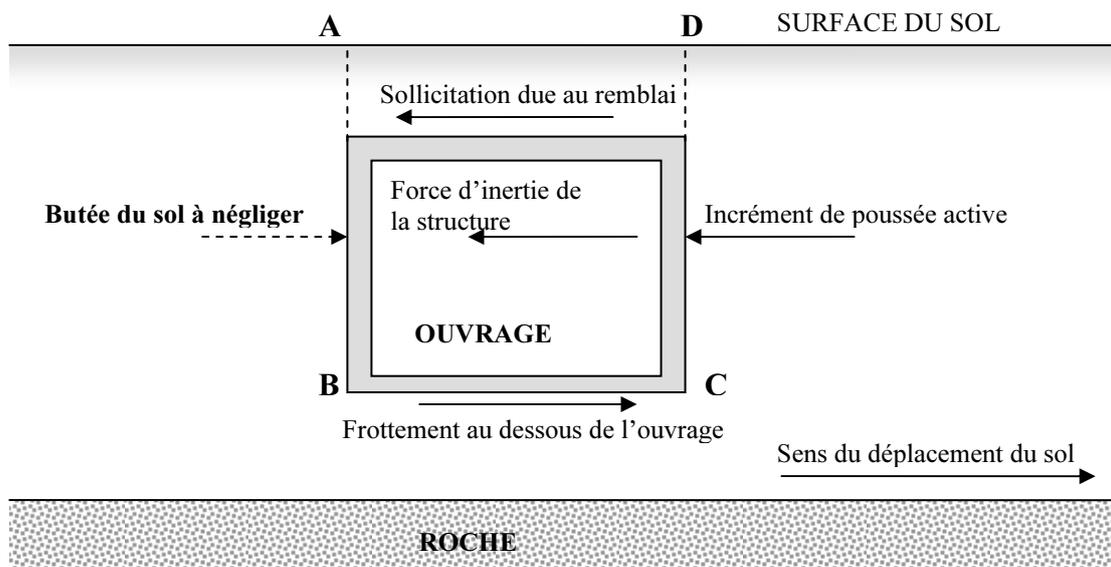


Figure D.3 Forces agissant sur l'ouvrage

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.

D.2.2 Evaluation des sollicitations

La force d'inertie par unité de volume qui s'exerce sur un élément de poids volumique γ est égale à :

$$f_i = \gamma k_H \quad (D.3)$$

L'incrément dynamique de poussée active qui s'exerce sur un écran de hauteur H est prise égale à :

$$\Delta F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma H^2 [(1 \pm k_v) K_{ad} - K_a] \quad (D.4)$$

avec:

- γ poids volumique du sol
- k_v coefficient sismique vertical.
- K_{ad} coefficient de poussée dynamique active
- K_a coefficient de poussée statique active

- L'angle de frottement sol/écran 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. 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 :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \sin(\varphi - \theta)}{\cos\theta}} \right]^2} \quad (D.5)$$

avec :

φ : angle de frottement interne du sol

$$\theta = \operatorname{arctg} \frac{k_h}{1 + k_v}$$

L'incrément dynamique de poussée passive qui s'exerce sur un écran de hauteur H est prise égale à :

$$\Delta F_{pd} = \frac{1}{2} \gamma H^2 [(1 \pm k_v) K_{pd} - K_a] \quad (D.6)$$

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

La réaction passive basée sur la formule de Mononobe-Okabe avec un coefficient de frottement sol/écran égal à zéro est donnée par l'expression suivante :

$$K_{pd} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[1 - \sqrt{\frac{\sin\varphi \sin(\varphi - \theta)}{\cos\theta}} \right]^2} \quad (D.7)$$

D.3 Prise en compte du remblai situé au dessus de la traverse

D.3.1 Ouvrage partiellement enterré ou faiblement enterré

Dans le cas où l'ouvrage est partiellement remblayé ou faiblement enterré ($H_r < 1m$), la traverse supérieure subit la force d'inertie du remblai.

$$\text{Soit : } S = H_r L \gamma k_H \quad (D.8)$$

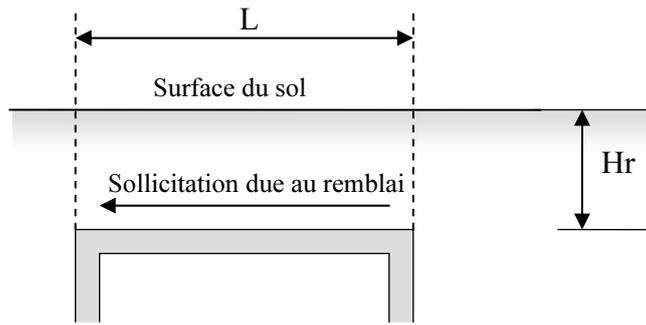


Figure D.4 Ouvrage partiellement enterré

D.3.2 Ouvrage fortement enterré ou fortement remblayé

Dès que la hauteur H , 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.

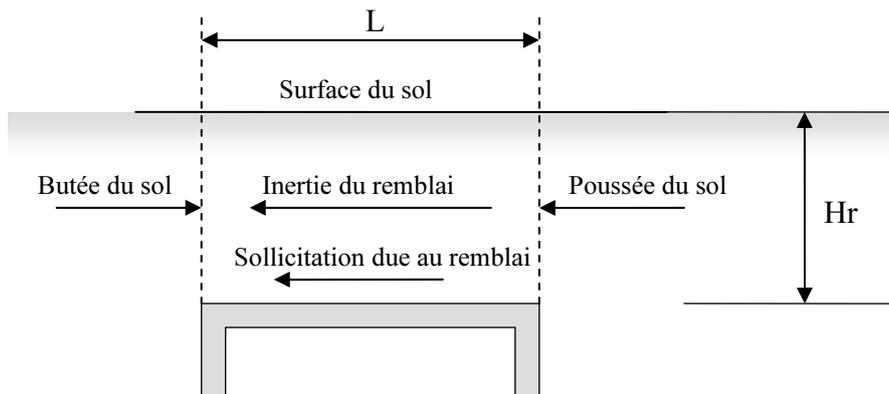


Figure D.5 Ouvrage fortement enterré

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 :

$$S_r = \frac{1}{2} \gamma H_r^2 (K_{ad} - K_{pd}) + \gamma k_H H_r L \quad (D.9)$$

avec:

K_{ad} coefficient de poussée dynamique active

K_{pd} coefficient de poussée dynamique passive

γ poids volumique du remblai

A partir d'une certaine hauteur de remblai ($H_r \sim 0,25 L A g$), 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».

D.3.3 Modélisation de l'action du séisme

L'action du séisme est modélisée comme suit :

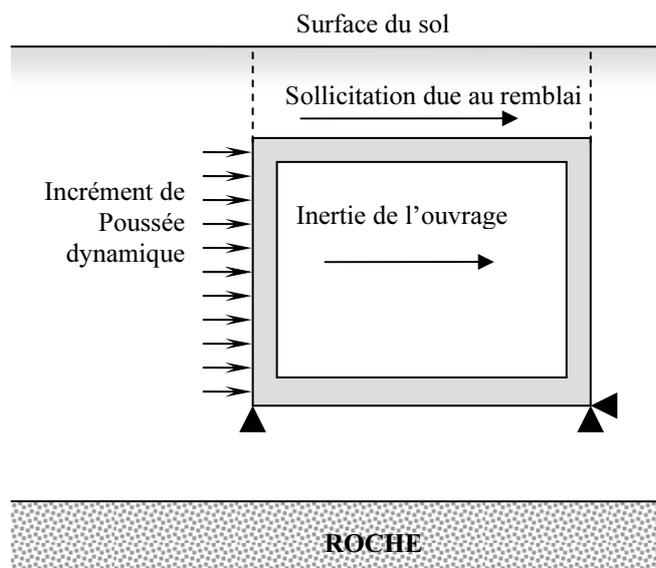


Figure D.6 Action du séisme sur l'ouvrage

Le fonctionnement mécanique des ouvrages enterrés et des ponts cadres fait intervenir une forte interaction sol/structure. Les hypothèses de fonctionnement de ces ouvrages indiquées sont simplistes, mais donnent des résultats numériques en accord avec les rares publications sur le sujet.

Les dispositions constructives de la section 7 sont applicables, en particulier :

- vérification du sol de fondations (liquéfaction.)
- confinement des aciers verticaux (flambement.)

Annexe E Ponts spéciaux

E.1 Introduction

Les types de ponts suivants sont considérés comme spéciaux, en ce sens que les règles du présent document peuvent ne pas couvrir tous les aspects de leur dimensionnement sismique :

- Ponts en arcs,
- Ponts à béquilles inclinées ou à piles en V,
- Ponts haubanés et suspendus,
- Ponts à géométrie extrême (ponts fortement biais ou ponts à forte courbure horizontale),
- Ponts à plastification sensiblement différente d'une pile à l'autre.

Les dispositions de cette annexe sont à considérer comme des recommandations générales et non comme des règles de dimensionnement décisives pour chaque cas particulier.

E.2 Choix du comportement sismique recherché

E.2.1 Comportement élastique

Dans de nombreux cas il est préférable de choisir un comportement sismique élastique ($q = 1$), c'est-à-dire de dimensionner le pont pour qu'il demeure élastique sous l'effet sismique de calcul. De tels cas sont :

- Les ponts en arc ou ponts à béquilles inclinées pour lesquels le dimensionnement et les dispositions constructives concernant la ductilité des rotules plastiques peuvent manquer de fiabilité à cause de la présence d'une forte compression axiale ;
- Les ponts haubanés pour lesquels la réponse sismique peut être dominée par les effets des modes supérieurs.

Dans ces différents cas, il est recommandé d'effectuer une analyse multimodale par le spectre de réponse élastique et d'évaluer avec une précision appropriée les effets du second ordre.

Les sections critiques résultant de l'analyse élastique doivent en général être situées dans les éléments ayant un certain niveau de ductilité, et des dispositions constructives appropriées visant à améliorer cette ductilité sont recommandées. Conformément à E.3, on doit généralement s'assurer que les modes de rupture fragile sont évités.

E.2.2 Comportement ductile

E.2.2.1 Généralités

L'hypothèse d'un comportement ductile des ponts spéciaux est autorisée à condition d'utiliser une analyse non linéaire appropriée (intégration temporelle ou en poussée progressive).

E.2.2.2 Efforts normaux d'intensité élevée

Lorsque, aux rotules plastiques, des efforts normaux d'intensité élevée ($\nu > 0,30$) prédominent (par exemple dans le cas des ponts en arc et des ponts à béquilles inclinées), le recours à une analyse linéaire multimodale utilisant, des valeurs réduites du coefficient q défini en 4.4 pour le comportement ductile est permis, si les conditions suivantes sont respectées :

- a) le tablier demeure élastique ;

b) le déplacement sismique est causé principalement par la déformation des appuis de la structure (c'est-à-dire ni par la déformation des appareils d'appui, ni par celle du sol) ;

c) l'influence sur la réponse sismique des modes supérieurs n'est pas importante. Cette condition est considérée comme satisfaite si la masse modale du mode fondamental dans la direction considérée représente au moins 70 % de la masse du tablier.

E.2.2.3 Plastification séquentielle des piles

Dans le cas des ponts rectilignes, satisfaisant aux conditions (a) (b) et (c) de l'article précédent, on peut en général faire l'hypothèse d'un comportement ductile en direction longitudinale.

En direction transversale, il y a lieu de prendre en compte l'influence de la plastification séquentielle des piles sur la flexion transversale du tablier et sur la distribution de l'action sismique aux piles.

E.2.2.3.1 Plastification séquentielle en direction longitudinale

Les déformations post-élastiques maximales sont induites dans les piles qui se plastifient les premières, là où la demande en ductilité locale la plus importante doit probablement apparaître. Le renforcement du ferrailage de certaines piles fait qu'elles subissent la plastification plus tard. Mais, en dépit de la réduction des déformations plastiques, cela ne produit en général pas une réduction de l'énergie dissipée du fait de l'augmentation des efforts qui se développent dans ces piles. Les piles très souples qui ne peuvent arriver à la plastification avant que le déplacement ultime du système ne soit atteint, présentent dans tous les cas une contribution négligeable à la résistance sismique. C'est pour cette raison, que dans la direction longitudinale des ponts rectilignes, on peut faire l'hypothèse d'un comportement ductile même dans les conditions de plastification séquentielle des piles.

En cas de plastification séquentielle, l'estimation de la raideur des piles doit être prudente, afin d'éviter une sous-estimation de la raideur totale ainsi que des effets de l'action dynamique. Il est recommandé d'utiliser pour toutes les piles la raideur non fissurée, comme hypothèse conservatrice dans l'estimation des effets de l'action sismique.

Après l'analyse, une correction du déplacement correspondant, basée sur le niveau de déformation calculée pour les piles, doit en général être opérée.

E.2.2.3.2 Plastification séquentielle en direction transversale

La plastification séquentielle des piles en direction transversale peut causer des différences essentielles entre les résultats d'une analyse linéaire «équivalente» et la réponse non linéaire réelle du pont. Quelques unes des causes de ces différences sont les suivantes :

a) une éventuelle plastification progressive des piles d'un bout à l'autre du pont peut induire une excentricité horizontale additionnelle aboutissant à une augmentation disproportionnée des demandes en ductilité des piles qui se plastifient les premières ;

b) la flexion transversale du tablier obtenue par l'analyse linéaire peut être invalidée après la plastification des piles.

Une estimation fiable des effets dans le cas (a) ci-dessus n'est en général possible qu'en réalisant une analyse temporelle non linéaire appropriée. Toutefois, on peut éviter les effets indésirables si le système structural du pont est symétrique en élévation, ou peut être conçu comme tel.

Faute d'une analyse dynamique non linéaire, les effets du cas (b) sur le tablier peuvent être pris en compte approximativement en dimensionnant le tablier pour qu'il résiste aussi aux effets dus à la charge statique

transverse équivalente. On utilise pour chaque pile (i) une raideur corrigée égale à sa raideur sécante calculée pour un déplacement de son sommet égal à :

$$d_i = \delta d_{Ei} \quad (\text{E.1})$$

où :

d_{Ei} est le déplacement résultant en tête de la pile i provenant de l'analyse linéaire ;

δ est le maximum des rapports :

$$\delta_j = \frac{d_{yj}}{d_{Ej}} = \frac{M_{Rdj}}{M_{dj}} \quad (\text{E.2})$$

où :

d_{yj} est le déplacement de la tête de la pile j correspondant à la plastification ;

M_{Rdj} et M_{dj} sont respectivement le moment de flexion résistant de calcul et le moment sismique de calcul à la base (rotule plastique) de la pile j.

E.3 Préventions vis-à-vis des ruptures fragiles

Les composants structuraux, tels que les appareils d'appui fixes, les selles et ancrages pour les câbles et les haubans ainsi que d'autres assemblages non ductiles, doivent être dimensionnés en utilisant les effets du dimensionnement en capacité déterminés à partir de la résistance des câbles et avec un coefficient de surcapacité d'au moins 1,4.

Cette vérification peut être négligée si l'on peut prouver que l'intégrité de la structure n'est pas affectée par la défaillance de ce type d'assemblage. Cette preuve doit couvrir également le risque de défaillances séquentielles, comme cela peut se produire dans les haubans des ponts haubanés.

Des hypothèses conservatives similaires à celle du premier alinéa ci-dessus doivent être utilisées afin d'éviter d'autres modes de rupture fragile comme :

- Rupture par torsion du tablier dans les ponts à forte courbure horizontale ;
- Rupture combinée par torsion et flexion des piles dans les ponts fortement biais.

Annexe F Comportement des isolateurs dans la direction horizontale

F.1 Comportement hystérétique

La relation force-déplacement d'un isolateur dans la direction horizontale peut être représentée de manière approchée par une relation bilinéaire, telle qu'illustré dans la Figure F.1, pour un isolateur.

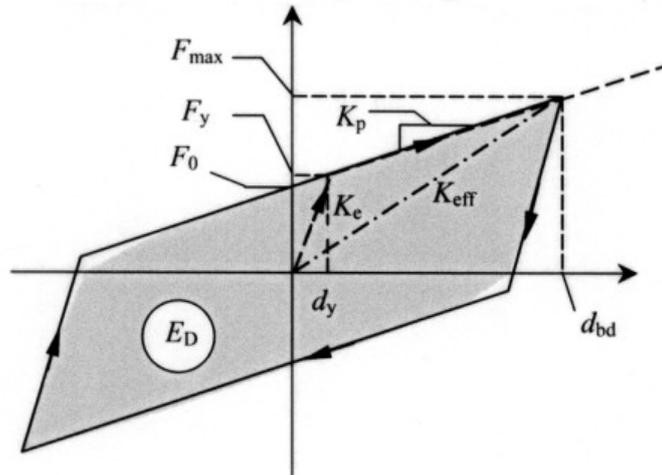


Figure F.1 Approximation bilinéaire d'une loi de comportement hystérétique exprimée en force-déplacement

Les paramètres de l'approximation bilinéaire sont les suivants :

d_y = déplacement à la limite d'élasticité ;

d_{cd} = déplacement de calcul du système global d'isolation ;

d_{bd} = déplacement de calcul de l'isolateur ;

E_D = énergie dissipée par cycle correspondant au déplacement de calcul d_{bd} , égale à l'aire de la boucle d'hystérésis réelle = $4(F_y d_{bd} - F_{max} d_y)$;

F_y = force plastique dans un chargement monotone ;

F_0 = force correspondant au déplacement nul lors d'un chargement cyclique = $F_y - K_p d_y$;

F_{max} = force maximale correspondant au déplacement de calcul d_{bd} ;

K_e = rigidité élastique pour un chargement monotone = F_y/d_y , égale également à la rigidité de déchargement en chargement cyclique ;

K_p = rigidité post-élastique (tangente) = $(F_{max} - F_y)/(d_{bd} - d_y)$.

F.2 Comportement des appareils d'appui en élastomère

On distingue les appareils d'appui en élastomère à faible amortissement et ceux à amortissement élevé.

Les appareils d'appui en élastomère à faible amortissement sont les appareils dont le taux d'amortissement visqueux équivalent ξ est inférieur à 6%. Ces appareils d'appui ont un comportement cyclique similaire à un comportement hystérétique avec des boucles d'hystérésis très étroites. Ils sont à prendre en compte conformément à 6.3.3.

Les appareils d'appui en élastomère à amortissement élevé présentent des boucles d'hystérésis importantes, correspondant à un coefficient d'amortissement visqueux équivalent ξ généralement compris entre 10% et 20%. Il convient de considérer leur comportement comme hystérétique linéaire.

Eu égard aux essais spéciaux requis pour évaluer les performances sismiques, la présente partie différencie les appareils d'appui simples en élastomère à faible amortissement des appareils d'appui spéciaux en élastomère.

Les appareils d'appui à faible amortissement conformes à 6.3.3 sont définis comme des appareils d'appui simples en élastomère à faible amortissement.

Les appareils d'appui simples en élastomère à faible amortissement peuvent être utilisés comme isolateurs, sans être soumis à des essais spéciaux pour évaluer leurs performances sismiques.

Les appareils d'appui spéciaux en élastomère sont des appareils d'appui en élastomère à amortissement élevé soumis à des essais spéciaux conformément aux exigences des normes en vigueur.

Il convient que les propriétés de calcul des appareils d'appui en élastomère utilisés dans la présente annexe couvrent à la fois les conditions de rugosité et de non rugosité des appareils d'appui.

Les appareils d'appui en caoutchouc à noyau de plomb (LRB) consistent en des appareils d'appui en élastomère à amortissement faible, comportant un noyau cylindrique en plomb. La plastification du noyau en plomb confère à ces dispositifs un comportement hystérétique important. Ce comportement hystérétique peut être représenté par l'approximation bilinéaire illustrée à la Figure F.1 avec les paramètres suivants :

- Rigidité élastique : $K_e = K_L + K_R$

où K_R et K_L représentent respectivement les raideurs au cisaillement des parties en élastomère et en plomb de l'appareil.

- Rigidité post-élastique : $K_p = K_R$

- Force plastique : $F_y = F_{Ly} (1 + K_R/K_L)$

où F_{Ly} est la force plastique du noyau en plomb

F.3 Amortisseurs visqueux fluides

La réaction des amortisseurs visqueux fluides est proportionnelle à v^{α_b} , où $v = \dot{d}_b = \frac{d}{dt}(d_b)$ est la vitesse

du mouvement. Cette réaction est nulle quand le déplacement est maximal $d_{max} = d_{bd}$ et, par conséquent, elle ne contribue pas à la rigidité effective du système d'isolation. La relation force-déplacement d'un amortisseur visqueux fluide est illustrée à la Figure F.2 (pour un mouvement sinusoïdal), en fonction de l'exposant α_b .

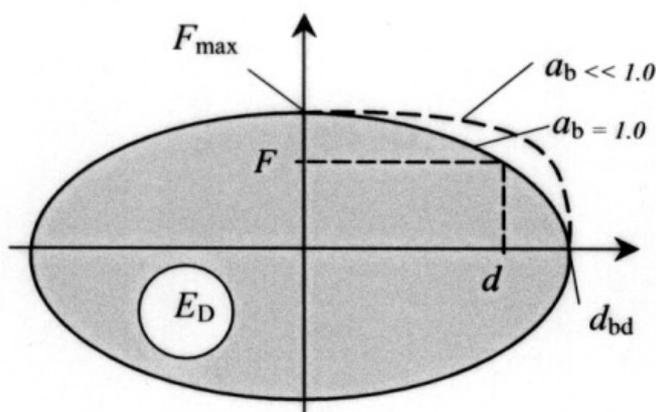


Figure F.2 Loi de comportement visqueux exprimée en force-déplacement

$$d_b = d_{bd} \sin(\omega t), \text{ avec } \omega = 2\pi/T_{eff}$$

$$F = C v^{\alpha_b} = F_{max} (\cos(\omega t))^{\alpha_b}$$

$$F = C(d_{bd} \omega)^{\alpha_b}$$

$$E_D = \lambda(\alpha_b) F_{\max} d_{bd}$$

$$\lambda(\alpha_b) = 2^{2+\alpha_b} \frac{\Gamma^2(1+0,5\alpha_b)}{\Gamma(2+\alpha_b)}$$

$\Gamma(\cdot)$ = est la fonction gamma

F.4 Comportement frottant

Les dispositifs glissants à surface de glissement plate limitent la force transmise à la superstructure à :

$$F_{\max} = \mu_d N_{Sd} \text{sign}(\dot{d}_b)$$

où :

μ_d est le coefficient de frottement dynamique ;

N_{Sd} est la force normale transmise par l'appareil ;

$\text{Sign}(\dot{d}_b)$ est le signe du vecteur de vitesse \dot{d}_b ;

d_b est le déplacement relatif entre les deux surfaces de glissement

Des appareils de ce type peuvent toutefois entraîner des déplacements permanents importants. Il convient par conséquent de les utiliser avec des appareils fournissant une capacité de rappel adéquate.

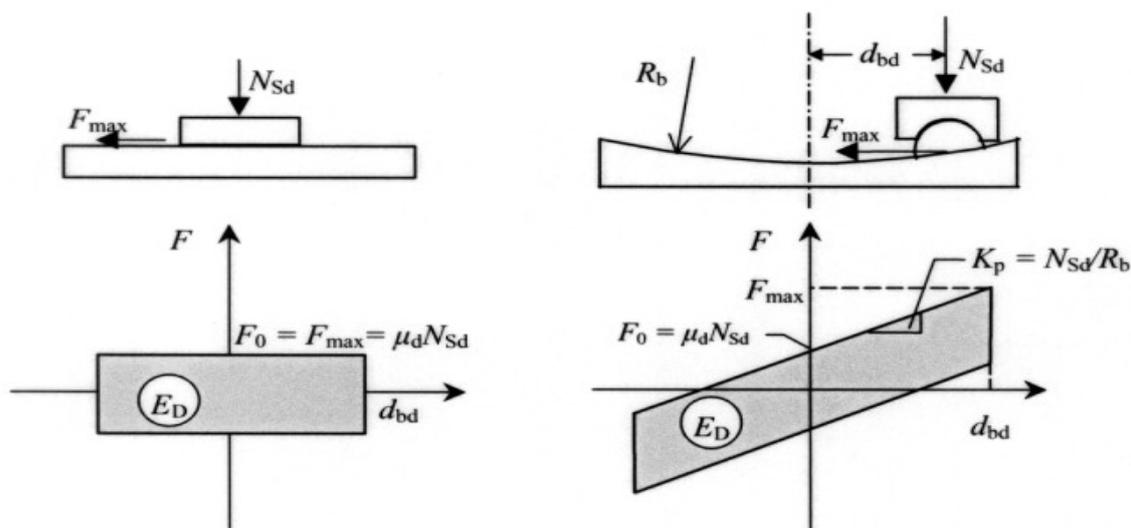


Figure F.3 Comportement frottant exprimé en force-déplacement

Les appareils glissants ayant une surface de glissement sphérique de rayon R_b fournissent une force de rappel au déplacement d_b égale à $N_{Sd}d_b/R_b$. Pour un dispositif de ce type, la relation force-déplacement est la suivante :

$$F_{\max} = \frac{N_{Sd}}{R_b} d_b + \mu_d N_{Sd} \text{sign}(\dot{d}_b)$$

Dans les deux cas susmentionnés, l'énergie dissipée par cycle E_D (voir Figure F.3), pour le déplacement de calcul d_{bd} s'élève à :

$$E_D = 4\mu_d N_{Sd} d_{bd}$$

Le coefficient de frottement dynamique μ_d dépend principalement de :

- la composition des surfaces de glissement
- du recours ou non à la lubrification
- de la pression sur la surface de glissement dans la situation sismique de calcul
- de la vitesse de glissement

et il convient de le déterminer au moyen d'essais appropriés.

Des informations concernant les essais pouvant être utilisés pour déterminer le coefficient de frottement dynamique sont données dans l'annexe G. Il convient de noter que, dans le cas d'un polymère dans son état initial lubrifié glissant (type PTFE) sur une surface en acier inoxydable polie, le coefficient de frottement dynamique peut être relativement faible ($\leq 0,01$) dans la gamme de vitesses correspondant aux mouvements sismiques et dans les gammes usuelles de pression exercée sur la surface de glissement dans la situation sismique de calcul.

Annexe G Essais pour la validation des propriétés de calcul des isolateurs sismiques

G.1 Domaine d'application

la présente annexe est destinée à fournir des recommandations concernant les essais de prototype (ou de type) lorsque la réglementation en vigueur ne comporte pas d'exigences détaillées relatives aux essais de cette nature.

La plage des valeurs des caractéristiques de déformation et des valeurs d'amortissement des isolateurs utilisés dans le dimensionnement et l'analyse des ponts possédant une isolation sismique peut être validée par les essais décrits dans la présente annexe. Ces essais ne sont pas destinés à être utilisés comme essais dans le cadre du contrôle qualité.

Les essais de prototype spécifiés en G.2 ont pour objectif d'établir ou de valider la gamme des propriétés de calcul nominales des isolateurs utilisés pour le dimensionnement. Ces essais sont généralement spécifiques au projet concerné. Toutefois, les résultats disponibles des essais effectués sur spécimens de type et de taille similaires, et avec des valeurs identiques des paramètres de calcul, sont acceptables.

Les essais définis en G.3 visent à corroborer les propriétés des isolateurs, qui ne sont habituellement pas spécifiques au projet.

G.2 Essais de prototype

G.2.1 Généralités

Il convient d'effectuer les essais sur au moins deux spécimens. Il convient de ne soumettre les spécimens à aucun chargement latéral ou vertical préalablement aux essais de prototype.

Il convient généralement d'utiliser des spécimens grandeur réelle. L'autorité compétente peut autoriser la réalisation de certains essais sur des spécimens à échelle réduite, uniquement lorsque les laboratoires d'essai existants n'ont pas une capacité suffisante pour soumettre à l'essai des spécimens grandeur réelle. Lorsque des spécimens à échelle réduite sont utilisés pour les tests, il convient qu'ils soient constitués du même matériau et qu'ils soient du même type, avec une géométrie similaire à celle des spécimens grandeur réelle.

Il convient également que leur fabrication utilise les mêmes procédures de réalisation et de contrôle qualité.

G.2.2 Séquence d'essais

Il convient d'appliquer la séquence d'essais suivante pour le nombre de cycles prescrit, avec une charge verticale égale à la charge permanente moyenne, sur tous les isolateurs d'un type et d'une taille courants :

T_1 Trois cycles alternés complets, à plus ou moins le déplacement thermique maximal à une vitesse d'essai d'au moins 0,1 mm/min.

T_2 Vingt cycles complets de chargement alterné, à plus ou moins la réaction de calcul non sismique maximale, à une fréquence d'essai moyenne de 0,5 Hz. Suite aux essais cycliques, il convient de maintenir la charge sur le spécimen pendant une minute.

T_3 Cinq cycles alternés complets, au déplacement sismique de calcul amplifié.

T_4 Quinze cycles alternés complets, au déplacement de calcul amplifié, commençant à la valeur du déplacement initial. Les cycles peuvent être appliqués en trois groupes de cinq cycles chacun, chaque groupe étant séparé par un temps d'arrêt afin de permettre le refroidissement des spécimens.

T_5 Répétition de l'essai T_2 avec un nombre de cycles réduit à trois (au lieu de 20).

T_6 Si un isolateur est également un élément porteur vertical, il convient alors de le soumettre également à l'essai pour un cycle alterné complet au déplacement sismique total de calcul, avec application des charges verticales suivantes :

$$\begin{array}{l} 1,2 Q_G + |\Delta F_{Ed}| \\ 0,8 Q_G - |\Delta F_{Ed}| \end{array}$$

où :

Q_G est la charge permanente et

ΔF_{Ed} est la charge verticale supplémentaire due aux effets sismiques de balancement, sur la base de la réponse maximale sous l'action sismique de calcul.

Il convient d'effectuer les essais T_3 , T_4 et T_6 à une fréquence égale à l'inverse de la période effective du système d'isolation. Il est permis de faire exception à cette règle pour les isolateurs qui ne dépendent pas de la vitesse de chargement (cette dernière entraîne, comme effet premier, l'échauffement visqueux ou par frottement des spécimens). Les caractéristiques force-déplacement d'un isolateur sont considérées comme étant indépendantes de la vitesse de chargement, lorsque les deux valeurs F_o et K_p définissant la boucle d'hystérésis (voir Figure G.1) présentent chacune une différence inférieure à 15 %, lorsque les spécimens sont soumis à trois cycles alternés complets au déplacement de calcul et à des fréquences comprises entre 0,2 et 2 fois l'inverse de la période effective du système d'isolation.

G.2.3 Détermination des caractéristiques des isolateurs

G.2.3.1 Caractéristiques force-déplacement

Il convient de calculer la rigidité effective d'un isolateur pour chaque cycle de chargement comme suit :

$$K_{\text{eff}} = \frac{F_p - F_n}{d_p - d_n}$$

où :

d_p et d_n sont respectivement les déplacements d'essais maximaux positif et négatif, et F_p et F_n sont respectivement les forces positive et négative maximales, pour les unités ayant un comportement hystérétique et de frottement, ou les forces positive et négative correspondant à d_p et d_n , respectivement, pour les unités ayant un comportement viscoélastique.

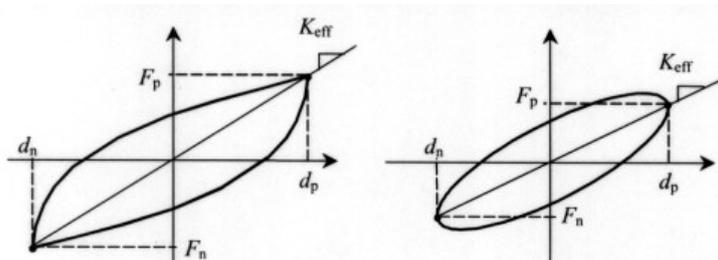


Figure G.1 — Diagrammes des essais force-déplacement
(gauche : comportement hystérétique ou frottant ; droite : comportement visqueux)

G.2.3.2 Caractéristiques d'amortissement

Il convient de déterminer l'énergie dissipée par cycle E_{Di} d'un isolateur i , pour chaque cycle de chargement, comme l'aire de la boucle d'hystérésis correspondante des cinq cycles alternés complets au déplacement total de calcul défini à l'essai T_3 de G.2.2.

G.2.3.3 Adéquation du système

Il convient de considérer la performance des spécimens comme appropriée si les exigences suivantes sont satisfaites :

R_1 à l'exception des amortisseurs visqueux fluides, il convient que les tracés force-déplacement de tous les essais spécifiés en G.2.2 aient une force résistante croissante en phase de chargement.

R_2 dans l'essai T_1 de G.2.2, il convient que la force maximale mesurée n'excède pas la valeur de calcul de plus de 5 %.

R_3 dans les essais T_2 et T_5 de G.2.2, il convient que le déplacement maximal mesuré ne soit pas inférieur à 90 % de la valeur de calcul.

R_4 dans l'essai T_3 de G.2.2, il convient de déterminer les valeurs maximale et minimale de la rigidité effective K_{eff} (et les diagrammes force-déplacement correspondants), ainsi que de l'énergie dissipée par cycle, E_{Di} , comme étant les valeurs maximale et minimale, respectivement, de la moyenne de chacune des quatre paires de cycles d'essai consécutifs. Il convient que ces propriétés nominales se situent dans la gamme des propriétés nominales de dimensionnement supposées.

R_5 dans l'essai T_4 de G.2.2, il convient que le rapport des rigidités effectives, minimale et maximale, mesurées dans chacun des 15 cycles ne soit pas inférieur à 0,7.

R_6 dans l'essai T_4 de G.2.2, il convient que le rapport $\min E_D / \max E_D$ pour chacun des 15 cycles ne soit pas inférieur à 0,7.

R_7 Il convient que toutes les unités porteuses verticalement demeurent stables (c'est-à-dire avec une rigidité incrémentale positive) au cours de l'essai T_6 de G.2.2.

R_8 À la fin des essais, il convient d'examiner tous les spécimens afin de déceler tout signe de détérioration significative, pouvant constituer une cause de rejet, tel que (le cas échéant) :

- Absence d'adhérence caoutchouc-acier
- Erreur de positionnement des frettes
- Épaisseur ou profondeur de fissuration du caoutchouc superficiel supérieure à 70 % de l'épaisseur de l'enrobage en caoutchouc
- Écaillage des matériaux sur plus de 5 % de la surface d'adhérence
- Absence d'adhérence PTFE-métal sur plus de 5 % de la surface d'adhérence
- Marquage de la plaque en acier inoxydable par des entailles d'une profondeur ou d'une largeur supérieure à 0,5 mm et sur une longueur supérieure à 20 mm
- Déformation permanente
- Fuite.

G.3 Autres essais

G.3.1 Essais d'usure et de fatigue

Il convient que ces essais tiennent compte de l'influence de la course cumulée due aux déplacements occasionnés par les chargements thermiques et les actions dues au trafic, au cours d'une durée de vie d'au moins 30 ans.

Pour les ponts de longueur normale (jusqu'à environ 200 m), et à défaut d'une valeur différente déterminée par un calcul plus précis, la course cumulée minimale peut être prise égale à 2 000 m.

G.3.2 Essais à basse température

Si les isolateurs sont destinés à être utilisés dans des zones à basse température, avec une température d'isolateur minimale pour le dimensionnement sismique $T_{\min,b} < 0$ °C, il convient alors d'effectuer un essai à cette température, ledit essai consistant en cinq cycles alternés complets au déplacement de calcul, dans les conditions réelles spécifiées dans l'essai T_3 de G.2.2. Il convient de maintenir le spécimen en dessous d'une température inférieure à 0 °C pendant au moins deux jours avant l'essai. Il convient d'évaluer les essais tel que spécifié en R_4 de G.2.3.3.

Dans les essais de G.3.1, il convient d'effectuer 10 % de la course sous la température $T_{\min,b}$.

PARTIE II – TUNNELS

Sommaire

1 Introduction	4
1.1 Objet	4
1.2 Domaine d'application	4
1.3 Conception générale.....	4
1.3.1 Principes généraux.....	4
1.3.2 Adaptation au mouvement sismique : le joint sismique.....	4
1.3.3 Déformabilité et ductilité	5
1.4 Définitions	5
1.5 Classification des tunnels	5
2 Caractérisation du milieu Hôte	6
2.1 Préambule.....	6
2.2 Principe général de la caractérisation du milieu Hôte	6
2.3 Classification du milieu Hôte.....	6
2.4 Caractéristiques géotechniques complémentaires à acquérir.....	7
2.4.1 Caractéristiques communes	7
2.4.2 Caractéristiques complémentaires relatives aux discontinuités du massif rocheux.....	7
2.4.3 Caractéristiques complémentaires pour un sol hôte.....	8
2.5 Moyens particuliers d'obtention des caractéristiques dynamiques	8
3 Action sismique	9
3.1 Mouvement vibratoire en surface ou au voisinage de la surface	9
3.2 Mouvement vibratoire en profondeur.....	9
3.2.1 Valeurs de pic du mouvement vibratoire pour les ouvrages horizontaux profonds.....	9
3.2.2 Spectres de réponse et accélérogramme pour les ouvrages horizontaux profonds	10
3.2.3 Mouvements vibratoires pour les ouvrages étendus dans le sens vertical	10
3.3 Mouvements différentiels irréversibles	10
3.4 Majoration de l'action sismique pour les tunnels longs	10
4 Calcul des effets de l'action sismique sur les ouvrages enterrés	12
4.1 Domaine de validité	12
4.2 Réponse d'un ouvrage enterré à l'action sismique	13
4.2.1 Nature des actions sismiques à considérer.....	13
4.2.2 Détermination des déformations et déplacements imposés à l'ouvrage.....	13
4.3 Action sismique le long de l'axe du tunnel: Compression et flexion.....	13
4.3.1 Déplacements et déformations en champ libre de la ligne matérialisant l'axe du tunnel.....	13
4.3.1.1 Déplacement axial	13
4.3.1.2 - Déplacement transversal	14
4.3.2 Sollicitations induites sur le tunnel.....	15
4.3.2.1 Cas de non prise en compte de l'interaction terrain structure	15
4.3.2.2 Cas de prise en compte de l'interaction terrain- structure	16
4.3.2.2.1 Caractérisation de l'interaction.....	16
4.3.2.2.2 Tunnels de structure continue sur une longueur supérieure à la longueur d'onde sismique ..	17
4.3.2.2.3 Incidence de l'espacement entre joints.....	17
4.4 Action sismique dans le plan de la section droite : distorsion et ovalisation	18
4.4.1 Distorsion en champ libre	18
4.4.2 Efforts de distorsion et d'ovalisation induits dans le tunnel	18
4.4.2.1 Cas de non prise en compte de l'interaction terrain structure	18
4.4.2.2 Cas de prise en compte de l'interaction terrain structure	18
4.4.2.2.1 Caractérisation de l'interaction.....	18
4.4.2.2.2 Mode d'introduction de la sollicitation sismique.....	19
4.5 Actions locales.....	19
4.6 Combinaisons d'actions.....	20
4.7 Vérifications	21
4.7.1 Vérifications vis-à-vis des actions selon l'axe du tunnel.....	21
4.7.2 Vérifications vis-à-vis de la distorsion et de l'ovalisation de la section droite.....	21
4.8 Ouvrages verticaux.....	22
5 Dispositions constructives	23
5.1 Généralités	23
5.2 Dispositions générales.....	23
5.2.1 Ouvrages superficiels	23
5.2.2 Têtes des tunnels.....	24

5.2. 3 Ouvrages profonds – Interfaces	24
5.3 Dispositions particulières	24
5.3.1 Traversée de failles actives	24
5.3.2 Changement brusque de la rigidité du revêtement ou de l'encaissant.....	25
5.3.3 Caissons immergés	25
5.3.4 Tunnels en voussoirs béton armé ou métalliques	27
5.3.5 Tranchées couvertes	27
5.3.6 Puits	27
5.3.7 Liquéfaction des sols	27
5.3.8 Eléments de second œuvre	28
5.3.9 Equipements	28
ANNEXE A	29
Corrélations entre caractéristiques géotechniques	29
ANNEXE B	30
Détermination de l'amplitude des mouvements de faille	30
ANNEXE C	32
Approximation des mouvements sismiques par des ondes sinusoïdales	32
ANNEXE D	38
Expression des sollicitations sismiques dans le plan de la section droite d'un tunnel circulaire et détermination des coefficients de raideur	38
ANNEXE E	42
Définitions	42

1 Introduction

1.1 Objet

Les présentes prescriptions ont pour but de permettre la réduction du risque sismique grâce à la réalisation d'ouvrages capables de résister dans de bonnes conditions à des secousses telluriques d'un certain niveau d'intensité. Leur principal objectif est la sauvegarde du plus grand nombre possible de vies humaines en cas de secousses sévères. Elles visent aussi à limiter les pertes économiques, notamment dans le cas de secousses d'intensité plus modérée. Elles définissent les prescriptions auxquelles les ouvrages doivent satisfaire en sus des règles normales pour que ces résultats puissent être atteints avec une fiabilité jugée satisfaisante. En particulier, elles donnent le moyen de proportionner la résistance des ouvrages à l'intensité des secousses susceptibles de les affecter. Le présent document fixe les règles de conception des tunnels en zone sismique.

1.2 Domaine d'application

Les ouvrages visés par ce document sont essentiellement les ouvrages souterrains linéaires (tunnels, galeries, descenderies, puits) superficiels ou profonds, quelle que soit leur méthode de réalisation.

Pour les ouvrages souterrains à géométrie plus complexe (stations, usines, cavités), certaines parties du document peuvent servir de guide au projeteur, notamment en ce qui concerne la définition de l'action sismique, mais les méthodes de calcul à utiliser sont à définir au cas par cas et sortent du cadre du présent document.

1.3 Conception générale

1.3.1 Principes généraux

En premier lieu, le concepteur adaptera au mieux l'ouvrage aux zones sismiques et en particulier il veillera à ce que le tracé évite les singularités telles que les failles actives reconnues, les traversées de terrains fortement contrastés, ainsi que les zones susceptibles d'instabilité (liquéfaction, glissement de terrain...). La présence de singularités, au regard d'un contexte sismique, donne lieu à des dispositions constructives spécifiques.

Il en est de même de la transition d'une catégorie d'ouvrage à l'autre ou bien dans le cas de variations brusques de la géométrie du revêtement.

La conception obéit en général aux principes qui suivent ; certains principes antagonistes, le cas échéant, sont à concilier au mieux.

1.3.2 Adaptation au mouvement sismique : le joint sismique

Sur le revêtement d'un ouvrage linéaire tel que défini au chapitre 4 s'exercent les déplacements du terrain engendrés par le séisme, ces déplacements provoquent des efforts de compression, de traction et de flexion longitudinaux, ainsi qu'une distorsion ou une ovalisation de la section transversale.

Si les efforts longitudinaux sont importants, en regard des capacités résistantes du revêtement, la création de joints circonférentiels va permettre la diminution de ces efforts. L'espacement entre joints et le souffle minimal de chaque joint peuvent être déterminés en fonction des méthodes décrites en 4.3.2. La technologie du joint sera fonction notamment de la valeur du souffle, des sollicitations s'y exerçant et du niveau d'étanchéité à assurer le cas échéant.

A la transition d'un ouvrage long et de ses têtes, une disposition constructive spécifique s'impose vu la différence de comportement de chacune de ces parties d'ouvrages. La présence d'un joint de conception sismique constitue en général une solution adéquate.

1.3.3 Déformabilité et ductilité

L'augmentation de la raideur d'une structure donnée est réputée se traduire par une augmentation parallèle des efforts sollicitant la structure que le contexte soit sismique ou non. Le revêtement est donc conçu aussi souple que possible, en vérifiant toutefois qu'il n'y a pas de risque d'instabilité.

La ductilité se caractérise par le rapport de la déformation plastique maximale à la déformation élastique limite.

La ductilité n'est indispensable que si la conception prévoit un comportement post-élastique sous l'action des déplacements imposés par le séisme. Elle n'est donc pas à obtenir systématiquement.

L'augmentation de la ductilité accroît la capacité de la structure à emmagasiner de l'énergie potentielle ou bien à supporter de grandes déformations. Dans le cas des tunnels, c'est cette seconde caractéristique qui est recherchée.

La ductilité nécessaire est à rechercher dans la qualité et les dispositions des matériaux constitutifs des ouvrages souterrains qui sont habituellement du béton non armé ou du béton armé ou leur combinaison dans une même section transversale.

Les dispositions qui améliorent la ductilité sont explicitées au chapitre 5.

1.4 Définitions

Les termes utilisés dans ce document sont définis dans l'annexe E.

1.5 Classification des tunnels

Pour la prise en compte du risque sismique, et en particulier de la valeur du coefficient d'accélération de zone A , les tunnels sont classés en deux groupes.

Groupe 1 : Tunnels stratégiques

Ce groupe recouvre les tunnels stratégiques devant rester circulables après avoir subi l'action sismique ultime réglementaire, soit :

- Les tunnels autoroutiers ;
- Les tunnels sur routes nationales ;
- Les tunnels ferroviaires et de métro.

Groupe 2 : Tunnels importants

Dans ce groupe sont classés les tunnels qui se trouvent sur les chemins de wilaya, chemins communaux ou autres voies.

Les tunnels classés dans le groupe 2 pourraient être surclassés d'un rang si leur endommagement provoquerait des dommages à un bâtiment, équipement ou installation d'importance moyenne à vitale.

Cette classification préconise des seuils minima de protection qu'un maître d'ouvrage peut modifier uniquement en surclassant l'ouvrage pour une protection accrue, compte tenu de la nature et de la destination de l'ouvrage.

2 Caractérisation du milieu Hôte

2.1 Préambule

Il existe des conditions géologiques propices à des dommages d'origine sismique sur les ouvrages souterrains superficiels ou profonds :

- Zone faillée mobilisable sous séisme traversant l'ouvrage,
- Juxtaposition de milieux géologiques aux contrastes importants de propriétés physiques et mécaniques,
- Potentialité de liquéfaction des sols,
- Présence de fluide interstitiel,
- Anisotropie marquée du champ de contraintes local associée à un pendage élevé des familles de discontinuités.

Les causes des dommages observés sur les ouvrages souterrains, résultant de ces contextes, sont principalement les déplacements irréversibles le long de failles, les importantes venues d'eau, les instabilités mécaniques aux débouchés des ouvrages souterrains et les tassements et rupture du sol par liquéfaction. Il est communément observé que la localisation des autres dommages coïncide avec les zones fracturées rencontrées pendant la construction de l'ouvrage souterrain.

2.2 Principe général de la caractérisation du milieu Hôte

Les reconnaissances géotechniques à mener pour l'implantation d'ouvrages souterrains en zone sismique comprennent celles qui seraient menées en contexte non sismique, accompagnées des mesures complémentaires décrites ci-après.

2.3 Classification du milieu Hôte

Il est recommandé d'utiliser la classification du milieu hôte donnée dans le tableau 2.1 ci-après. Cette classification complète celle figurant dans le règlement RPOA partie I. Des paramètres supplémentaires relatifs aux massifs rocheux et concernant, en particulier, leur fracturation y sont introduits. Ce sont le RQD (Rock Quality Désignation) et l'indice ID, intervalle entre discontinuités.

En milieu rocheux, une attention particulière doit être portée à la description des interfaces entre formations géologiques différentes traversées par l'ouvrage, qui peuvent être des zones privilégiées de cisaillement sous sollicitation sismique

Type de milieu Hôte	CPT	SPT	Pressiomètre		Rc (MPa)	Vs m/s	Vp		RQD (2) (%)	ID (cm)
	q _c (MPa)	N	E _M (MPa)	PI-po (MPa)			Sous nappe (m/s)	Hors nappe (m/s)		
Rocher sain ou peu altéré et peu fracturé		/	(1)		>10	>800	/	>2500	>75	>60
Rocher altéré ou fracturé	/	/	50 à 100	2,5 à 5	6à10	500 à 800	/	1000 à 2500	50 à 75	20 à 60
Sol cohérent (argiles ou marnes raides)	>5	/	>25	>2	>0,4	>400	/	>1800	/	/
Sol granulaire compact	>15	>30	>20	>2	/	>400	>1800	>800	/	/
Rocher décomposé ou très fracturé	/	/	50 à 100	2,5 à 5	1à6	300 à 500	/	400 à 1000	<50	<20
Sol granulaire moyennement compact	5à15	10 à 30	6à20	1à2	/	150 à 400	1500 à 1800	500 à 800	/	/
Sol cohérent moyennement consistant et roche très tendre	1,5à 5	/	5à25	0,5 à 2	0,1 à 0,4	150 à 400	/	1000 à 1800	/	/
Sol granulaire lâche	<5	<10	<6	<1	/	<150	<1500	<500	/	/
Sol cohérent mou (argiles molles ou vases)	<1,5	<2	<5	<0,5	<0,1	<150	<1500	<500	/	/

Tableau 2.1 Classification des sols du milieu Hôte

(1) Pour le rocher sain, il est recommandé de caractériser sa déformabilité à partir d'essais au dilatomètre. Ce type d'essai peut également être utilisé pour des massifs rocheux de qualité moindre.

(2) voir annexe A.

2.4 Caractéristiques géotechniques complémentaires à acquérir

2.4.1 Caractéristiques communes

On suppose connues la masse volumique représentative de chaque formation traversée par l'ouvrage souterrain ainsi que les conditions hydrogéologiques du site suivant le principe général du paragraphe 2.2.

Pour toutes les formations géologiques hôtes (sol ou roche) et dans le cas d'une prise en compte d'une interaction sol-structure, le calcul de coefficients de raideur dynamiques longitudinal et transversal (voir 4.3.2.2) suppose la connaissance du module de rigidité au cisaillement G et celle du coefficient de Poisson ν

2.4.2 Caractéristiques complémentaires relatives aux discontinuités du massif rocheux

Les discontinuités géologiques majeures du milieu rocheux hôte, qui pourraient être mobilisées sous sollicitation sismique, doivent être identifiées et caractérisées. Ce sont les discontinuités suivantes :

- zone faillée traversant l'ouvrage souterrain,

- fracturation du massif rocheux dont l'espacement moyen est de l'ordre de grandeur des longueurs d'ondes sismiques.

Lorsqu'un ouvrage souterrain linéaire peut traverser une ou plusieurs zones faillées mobilisables sous séisme, il convient, dans ce cas, de réaliser une étude sismotectonique spécifique en vue de les identifier, d'estimer l'orientation de ces failles, la direction et l'importance des déplacements relatifs des bords de ces failles.

2.4.3 Caractéristiques complémentaires pour un sol hôte

Les sols présentant les caractéristiques décrites au paragraphe 7.6.3 du RPOA partie I doivent être a priori considérés comme susceptibles de donner lieu à des phénomènes de liquéfaction.

L'évaluation du risque de liquéfaction doit être faite suivant les dispositions du paragraphe 7.6.3 du RPOA partie I.

Les mesures à prendre lorsque la sécurité apparaît insuffisante vis-à-vis de ce risque sont précisées au chapitre 5.

Le phénomène de liquéfaction se limite aux formations superficielles sous nappe et typiquement jusqu'à une profondeur n'excédant pas 15 à 20 m.

2.5 Moyens particuliers d'obtention des caractéristiques dynamiques

Le module de rigidité au cisaillement G et le coefficient de Poisson ν peuvent être déterminés :

- a) prioritairement, à partir de la mesure des vitesses de propagation des ondes de compression V_p et de cisaillement V_s :
 - soit en laboratoire (mesures sur éprouvettes) pour les rochers sains (voir tableau 2.1),
 - soit in situ dans les autres cas, à partir de diagraphies soniques, d'essais cross-hole ou toute autre méthode permettant d'obtenir des vitesses de propagation d'ondes à l'échelle de l'ouvrage.

Pour les ouvrages souterrains plus profonds, les investigations en galerie de reconnaissance seront privilégiées. Les méthodes sismiques de reconnaissance à l'avancement sont particulièrement adaptées à ces caractérisations.

- b) à défaut, et avec la prudence qui s'impose, à partir de corrélations avec d'autres caractéristiques mesurées plus classiquement dans le cadre de la reconnaissance géotechnique pour un projet d'ouvrage souterrain.

3 Action sismique

La définition de l'action sismique pour les ouvrages souterrains découle de celle utilisée pour les ouvrages en surface. Celle-ci est définie dans le règlement RPOA partie I, chapitre 3.

3.1 Mouvement vibratoire en surface ou au voisinage de la surface

Le mouvement vibratoire est défini de la même manière que pour les constructions dont une partie est située au-dessus du sol dans les deux cas suivants :

- Ouvrages souterrains construits en tranchée couverte ou ouvrages immergés,
- Ouvrages (ou parties d'ouvrages) souterrains d'un autre type situés à moins de 20 mètres de la surface du terrain naturel. Cette distance est mesurée par rapport à la limite inférieure du radier.

Le seuil proposé de 20 mètres a été fixé pour distinguer les ouvrages superficiels, pour lesquels la définition du mouvement est la même que pour les ouvrages de surface, des ouvrages profonds pour lesquels on peut admettre une modification de cette définition.

Dans le cas d'un ouvrage souterrain, dont l'emprise concerne plus d'une zone du zonage sismique applicable aux constructions de surface, il doit être considéré comme étant situé tout entier dans la zone de plus forte sismicité.

3.2 Mouvement vibratoire en profondeur

3.2.1 Valeurs de pic du mouvement vibratoire pour les ouvrages horizontaux profonds

Pour les ouvrages horizontaux dont les parties les moins profondes sont situées à plus de 20 mètres de la surface du terrain naturel, il est loisible de déterminer l'amplitude des pics du mouvement vibratoire en multipliant les valeurs applicables à la surface par un coefficient réducteur R .

La valeur de ce coefficient R peut être obtenue soit à partir de mesures in situ, soit par le calcul en utilisant toute méthode scientifiquement validée.

Dans le cas d'une lithostratigraphie des terrains peu contrastée, R peut être calculé de la façon suivante :

a) on schématise le terrain au-dessus de l'ouvrage par un empilement de n couches homogènes en respectant les conditions suivantes :

- pour les profils de sol présentant une augmentation de la vitesse de propagation des ondes avec la profondeur, n est inférieur ou égal à 3 ;
- pour les profils de sol présentant des alternances de couches dures et de couches molles, n est inférieur ou égal à 5 ;
- pour chaque couche, le temps mis par les ondes pour la traverser doit être supérieur ou égal à 0,1 s
- entre deux couches adjacentes, le rapport d'impédance, défini ci-après, doit être inférieur à 2/3 ou supérieur à 3/2.

b) on applique la formule suivante :

$$R = \sqrt{\frac{1}{2^n}(1+S)} \quad (3.1)$$

Avec :

$$S=0 \quad \text{si } n=1$$

$$S = \sum_{i=1}^{n-1} r_i^2 \quad \text{si } n > 1$$

et
$$r_i = \frac{\rho_i c_i}{\rho_{i+1} c_{i+1}}$$

R coefficient réducteur,

P_i et C_i étant respectivement la masse volumique et la vitesse de propagation des ondes de la couche numérotée (les couches sont numérotées de 1 à n à partir de la surface).

La valeur à considérer pour la vitesse de propagation des ondes est :

- celle des ondes de cisaillement V_s pour les composantes horizontales des mouvements,
- celle des ondes de traction compression V_p pour la composante verticale des mouvements.

r_i le rapport d'impédance entre deux couches.

3.2.2 Spectres de réponse et accélérogramme pour les ouvrages horizontaux profonds

Lorsque le calcul de certaines parties de l'ouvrage, ou des équipements qu'il contient, nécessite la définition de spectres de réponse ou d'accélérogramme, ceux-ci doivent être obtenus à partir d'un modèle d'ondes sismiques à propagation verticale qui produisent à la surface le mouvement spécifié en 3.1.

3.2.3 Mouvements vibratoires pour les ouvrages étendus dans le sens vertical

Ils doivent être obtenus à partir d'un modèle d'ondes sismiques à propagation verticale qui produisent à la surface le mouvement spécifié en 3.1.

3.3 Mouvements différentiels irréversibles

Les mouvements différentiels irréversibles résultant du jeu de failles sismogènes peuvent être déterminés par toute méthode scientifiquement validée.

Les failles sismogènes considérées ici sont celles dont le mouvement est la cause du séisme et qui peuvent donc être caractérisées par une valeur de magnitude. Les mouvements éventuellement dus au jeu de failles secondaires ne peuvent, dans l'état actuel des connaissances, être prédits de façon quantitative. Les formules de calcul de ces mouvements sont rappelées dans l'annexe B.

3.4 Majoration de l'action sismique pour les tunnels longs

Pour tenir compte de la majoration de la probabilité d'exposition au risque sismique avec la longueur de l'ouvrage, il y a lieu de majorer l'action sismique. Cette majoration est obtenue en multipliant les différents termes caractérisant le mouvement sismique (accélérations, vitesses, déplacements, spectres de réponse) par un coefficient majorateur A_m .

Ce coefficient peut être déterminé par une étude spécifique de l'aléa sismique prenant en compte les différentes sources sismiques et leur position par rapport au tunnel considéré sur toute sa longueur et une analyse des risques propres à l'ouvrage.

A défaut, et pour les tunnels dont la longueur est comprise entre 5 et 30 kilomètres, le coefficient A_m peut

être calculé par la formule suivante :

$$A_m = \left[1 + \frac{1}{4} \cdot \frac{L(h_{\min} + h_{\max})}{h_{\min} h_{\max}} \right]^{1/4} \quad (3.2)$$

où :

L est la longueur du tunnel,

h_{\min} et h_{\max} valeurs minimale et maximale de la profondeur des foyers sismiques.

On peut utiliser les valeurs suivantes :

$h_{\min} = 5 \text{ km}$ et $h_{\max} = 20 \text{ km}$

Avec ces valeurs, le coefficient A_m est donné en fonction de L dans le tableau suivant :

$L(\text{km})$	A_m
5	1,070
10	1,129
20	1,225
30	1,302

Tableau 3.1 Valeur du coefficient majorateur A_m

La majoration de l'action sismique pour les tunnels très longs résulte de considérations probabilistes. Pour un niveau donné de l'action sismique, la probabilité de son dépassement est plus grande pour un ouvrage étendu que pour un ouvrage ponctuel. La formule proposée pour la majoration correspond au cas d'une zone à sismicité diffuse, à l'intérieur de laquelle la distribution de l'aléa sismique est uniforme et pour laquelle on vise la même période de retour pour caractériser l'aléa sismique.

4 Calcul des effets de l'action sismique sur les ouvrages enterrés

4.1 Domaine de validité

Les présentes méthodes de calcul s'appliquent aux ouvrages linéaires, pour lesquels la longueur est nettement prépondérante devant les dimensions de la section transversale, d'axe horizontal, subhorizontal ou vertical.

Elles sont applicables aux ouvrages situés à faible ou grande profondeur sous la surface du sol, supposés pris isolément.

Sont plus particulièrement concernés, quel que soit leur mode de réalisation, les tunnels routiers, ferroviaires ou de métros, les galeries minières, les microtunnels, les stations souterraines et ouvrages souterrains de stockage qui peuvent être considérés comme linéaires.

Elles ne sont pas applicables aux systèmes composés de plusieurs ouvrages voisins pouvant développer une interaction dynamique entre eux.

En effet, l'interaction dynamique entre ouvrages peut se développer à des distances plus importantes que l'interaction statique. A défaut de justification plus précise, on peut considérer que cette interaction peut se développer jusqu'à des distances de l'ordre de 2 à 3 fois celles correspondant au chargement en statique.

La profondeur de l'ouvrage sous la surface du sol doit être jugée par rapport aux longueurs des ondes sismiques (annexe C). Un ouvrage est considéré comme peu profond si son axe est situé à une profondeur au plus égale au quart de la longueur de l'onde sismique à fréquence prépondérante ; dans un sol non rocheux, cette profondeur est de quelques dizaines de mètres ; dans un matériau rocheux, elle peut atteindre plusieurs centaines de mètres. Dans tous les cas, on considérera qu'au-delà de 100m de profondeur on se trouve en présence d'un ouvrage profond. La profondeur de l'ouvrage conditionne les sollicitations qui lui sont appliquées. Lorsqu'on dispose d'une définition plus précise du mouvement, la fréquence prépondérante est la suivante :

$$f_m = \frac{\sum_i C_i^2 f_i}{\sum_i C_i^2} \quad (4.1)$$

Avec : $0,25 \text{ Hz} < f_i < 20 \text{ Hz}$

Où C_i représente le coefficient de Fourier de l'amplitude du signal et f_i la fréquence associée.

4.2 Réponse d'un ouvrage enterré à l'action sismique

4.2.1 Nature des actions sismiques à considérer

L'action sismique à prendre en compte dans les calculs d'un ouvrage peut être considérée comme composée :

- des déformations ou déplacements imposés à l'ouvrage par les mouvements différentiels du sol résultant de la propagation des ondes ; ces déplacements et déformations sont considérés comme appliqués de façon statique,
- des surpressions dynamiques exercées sur l'ouvrage par l'eau des terrains encaissants.

D'autres types d'action sismique, tels la traversée de failles actives, peuvent être à considérer. Les effets à prendre en compte ne relèvent pas de calculs mais de dispositions constructives.

4.2.2 Détermination des déformations et déplacements imposés à l'ouvrage

Les déformations et déplacements imposés à l'ouvrage peuvent être calculés en évaluant le mouvement sismique en champ libre à la profondeur de l'ouvrage et en tenant compte de l'interaction développée entre le terrain encaissant et l'ouvrage suivant les méthodes développées ci après.

4.3 Action sismique le long de l'axe du tunnel: Compression et flexion

L'action sismique le long de l'axe du tunnel est déterminée à partir des déplacements en champ libre de la ligne matérialisant l'axe du tunnel. Ceux-ci induisent, selon les modalités d'interaction terrain- structure, des efforts de compression-traction et de flexion longitudinale, le tunnel étant considéré comme un élément linéique de type poutre.

Les déplacements en champ libre sont déterminés comme indiqué ci après.

4.3.1 Déplacements et déformations en champ libre de la ligne matérialisant l'axe du tunnel

4.3.1.1 Déplacement axial

Les déplacements du terrain en champ libre le long de l'axe du tunnel générés par une onde de cisaillement sinusoïdale caractérisée par sa longueur d'onde L , son amplitude en déplacement D_o et son angle d'incidence θ par rapport au tunnel sont donnés par les formules suivantes :

$$u_x(x) = D_o \sin \theta \sin\left(\frac{2\pi x}{L} \cos \theta\right) \quad (4.2)$$

Avec $D_o = A.g.D$

Le coefficient d'accélération de zone A est donné dans le tableau 3.1 du RPOA partie I (pour les groupes d'usage 1 et 2).

g est l'accélération de la pesanteur

D est donné par l'annexe C

D'où, après dérivation, la déformation axiale de la ligne matérialisant le tunnel :

$$\varepsilon(x) = \frac{V_o}{C} \sin \theta \cos \theta \cos \left(\frac{2\pi x}{L} \cos \theta \right) \quad (4.3)$$

V_o étant la vitesse particulière au niveau de l'axe du tunnel, et la longueur d'onde L étant donnée par :

$$L = \frac{C}{f}$$

où :

f = fréquence fondamentale du mouvement,
 C = vitesse apparente de propagation d'onde.

La vitesse particulière V_o est la vitesse du mouvement du terrain.

La vitesse apparente de propagation d'onde C n'est pas nécessairement la vitesse de propagation dans les terrains traversés.

A défaut de justification plus précise, on peut prendre :

$$C = \min (1000 \text{ m/s} , V_s)$$

où V_s représente la vitesse de propagation des ondes de cisaillement dans les terrains traversés.

4.3.1.2 - Déplacement transversal

Le déplacement est donné par la formule suivante :

$$u_y(x) = D_o \cos \theta \sin \left(\frac{2\pi x}{L} \cos \theta \right) \quad (4.4)$$

La courbure de la ligne matérialisant le tunnel est donnée par :

$$\frac{1}{r}(x) = \frac{A_o}{C^2} \cos^3 \theta \sin \left(\frac{2\pi x}{L} \cos \theta \right) \quad (4.5)$$

A_o étant l'accélération particulière au niveau de l'axe du tunnel.

Dans le cas où l'on connaît les mouvements en surface, il conviendra de tenir compte de la profondeur de l'axe du tunnel.

L'amplitude D_o ainsi que la vitesse V_o ($V_o = 2\pi f D_o$) et l'accélération A_o ($A_o = 4\pi^2 f^2 D_o$) au niveau de l'axe du tunnel, peuvent être déterminées à partir d'un calcul de réponse en champ libre en fonction de la sollicitation sismique et des caractéristiques géodynamiques des formations géologiques hôtes: masses volumiques, vitesses de propagation des ondes ou modules de rigidité au cisaillement, coefficients de Poisson, niveaux de nappe. A défaut, on pourra utiliser les valeurs calculées en 3.2.1.

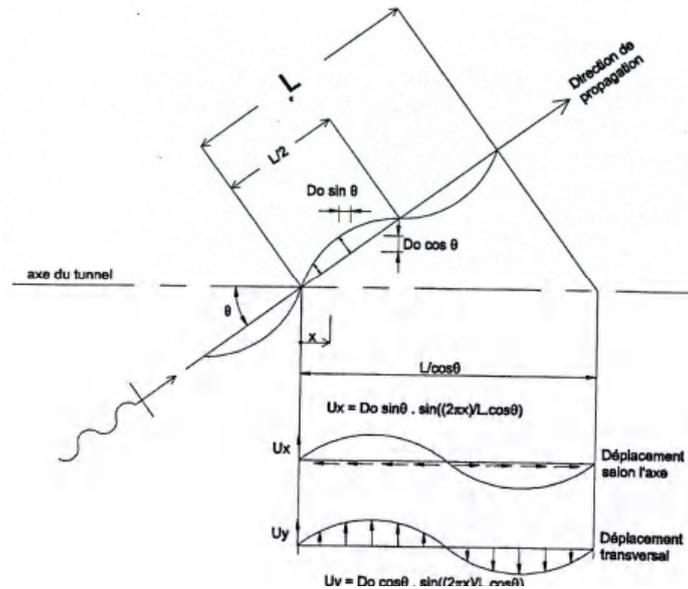


Figure 4.1 déplacement du terrain en champ libre

La figure 4.1 représente les déplacements du terrain en champ libre et en milieu infini, selon l'axe du tunnel, générés par une onde de cisaillement sinusöidale caractérisée par sa longueur d'onde L , son amplitude en déplacement D_0 et son angle d'incidence θ par rapport au tunnel.

Des indications sont données dans l'annexe C sur la détermination pratique de la fréquence f à utiliser pour le calcul de la longueur d'onde L .

4.3.2 Sollicitations induites sur le tunnel

4.3.2.1 Cas de non prise en compte de l'interaction terrain structure

On admet dans ce cas que la déformation de l'ouvrage est identique à celle du terrain encaissant et, par conséquent, peut être estimée directement à partir des formules développées en 4.3.1 donnant la déformation en champ libre.

Les sollicitations s'en déduisent par les formules classiques de la théorie des poutres, en fonction de l'état mécanique attendu dans la section de l'ouvrage et des exigences de comportement requises.

Pour une section courante (éventuellement fissurée), caractérisée par son aire S , son inertie I et un module E caractérisant le matériau constitutif de l'ouvrage :

- **Effort axial (compression- traction)**

$$N = \frac{2\pi}{L} ESD_o \sin \theta \cos \theta \quad (4.6)$$

Cet effort est maximum pour $\theta = 45^\circ$:

$$N_{\max} = \frac{\pi}{L} ESD_o \quad (4.7)$$

- **Flexion longitudinale**

Pour $x = L$,

$$M = \frac{4\pi^2}{L^2} EID_o \cos^3 \theta \quad (4.8)$$

Ce moment est maximal pour $\theta = 0$:

$$M = \frac{4\pi^2}{L^2} EID_o \quad (4.9)$$

- **Effort tranchant**

$$V = \frac{2\pi \cos \theta}{L} M \quad (4.10)$$

La non prise en compte de l'interaction terrain structure correspond au cas d'un tunnel dont la structure peut être considérée comme très souple par rapport au terrain encaissant. Cette méthode fournira par ailleurs un majorant des efforts pouvant apparaître quand la raideur du tunnel n'est plus négligeable par rapport à celle du terrain encaissant.

Pour le béton, le module à prendre en compte est le module instantané du béton (soit environ 30 000 MPa) en particulier dans la direction longitudinale, sauf justification du caractère admissible de la fissuration de l'ouvrage. Pour l'acier, c'est le module de 200 000 MPa.

4.3.2.2 Cas de prise en compte de l'interaction terrain- structure

4.3.2.2.1 Caractérisation de l'interaction

L'interaction terrain structure est caractérisée par un coefficient de raideur longitudinale du terrain K_l et un coefficient de raideur transversale K_t exprimés en force par unité de déplacement longitudinal ou transversal du terrain et par mètre linéaire de l'ouvrage (figure 4.2).

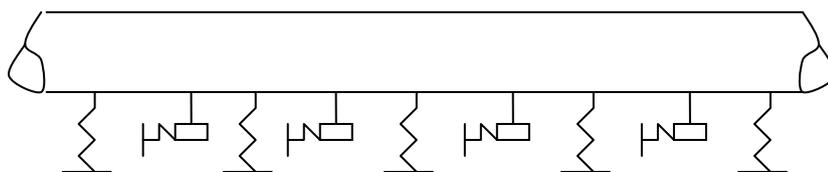


Figure 4.2 interaction terrain structure

En première approximation, on pourra admettre : $K_l = K_t = G$ (voir annexe D)

4.3.2.2 Tunnels de structure continue sur une longueur supérieure à la longueur d'onde sismique

La détermination des sollicitations le long de l'axe du tunnel en fonction des caractéristiques de l'onde sismique revient à l'étude d'une poutre continue sur appuis élastiques dont la raideur est fournie par les coefficients K_l et K_t , ces appuis étant soumis aux déplacements imposés déterminés dans l'analyse en champ libre.

Les valeurs maximales des sollicitations ont pour expression :

▪ **effort axial :**

$$N_{\max} = \frac{\pi}{L} ESD_o \frac{K_l}{\frac{ES}{2} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 + K_l} \quad (4.11)$$

▪ **flexion longitudinale :**

$$M_{\max} = \frac{4\pi^2}{L^2} EID_o \frac{K_t}{EI \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4 + K_t} \quad (4.12)$$

▪ **effort tranchant:**

$$V_{\max} = \frac{2\pi}{L} M_{\max} \quad (4.13)$$

Dans cette approche, les déplacements imposés ont été remplacés par l'application directe, sur la poutre élastiquement appuyée, de forces par unité de longueur :

- Longitudinale $p_l(x) = K_l u_x(x)$
- Transversale $p_t(x) = K_t u_y(x)$

4.3.2.3 Incidence de l'espacement entre joints

La modélisation en poutre sur appuis élastiques permet de prendre en compte l'effet des déformations d'ondes sismiques sur une poutre de longueur finie. Il en résulte une atténuation des sollicitations maximales en fonction du rapport de la longueur entre joints à la longueur d'onde. Il convient de déterminer le souffle minimal des joints dans les deux directions longitudinale et transversale permettant sa prise en compte.

Un espacement typique de distance entre joints correspond à un quart de la longueur d'ondes. L'atténuation obtenue peut atteindre des valeurs très significatives.

4.4 Action sismique dans le plan de la section droite : distorsion et ovalisation

La distorsion (sections de forme rectangulaire) ou l'ovalisation (sections de forme circulaire) sont produites par la distorsion du terrain encaissant sur la hauteur du tunnel sous l'effet de la propagation verticale des ondes de cisaillement.

On développe ci-après une méthode statique pouvant se substituer à un calcul dynamique complet en interaction terrain structure.

4.4.1 Distorsion en champ libre

La détermination de la distorsion en champ libre peut se faire à l'aide d'un modèle ou bien en utilisant une formulation simplifiée :

- soit, dans le cas d'un tunnel profond dans un sol ou une roche relativement homogène, par utilisation de la formule :

$$\gamma_{\max} = \frac{V_o}{V_s} \quad (4.14)$$

- soit, dans le cas d'un tunnel inscrit dans une couche de sol compressible homogène d'épaisseur H placée au-dessus du substratum, par utilisation de l'équation donnant le déplacement relatif à la profondeur z :

$$u(z) = D_o \cos\left(\frac{\pi z}{2H}\right) \quad (4.15)$$

Contrairement au cas de l'article 4.3.1.1, la vitesse V_s qui intervient dans la formule (4.14) est la vitesse de propagation des ondes de cisaillement dans les terrains traversés.

4.4.2 Efforts de distorsion et d'ovalisation induits dans le tunnel

4.4.2.1 Cas de non prise en compte de l'interaction terrain structure

Dans ce cas, la distorsion du terrain s'impose entièrement à la section droite du tunnel.

4.4.2.2 Cas de prise en compte de l'interaction terrain structure

4.4.2.2.1 Caractérisation de l'interaction

L'interaction terrain structure sera caractérisée par des appuis élastiques interposés entre la structure du tunnel et le terrain encaissant.

Pour la détermination de leurs caractéristiques, on retrouve les méthodes évoquées en 4.3.2.2 (et annexe D).

En première approximation, on pourra utiliser la valeur $0,5 G/h$, pour le coefficient de raideur K_r , h étant la hauteur du tunnel.

4.4.2.2 Mode d'introduction de la sollicitation sismique

Les sollicitations d'origine sismique sont prises en compte en appliquant à la structure, appuyée élastiquement par l'intermédiaire des appuis dont les raideurs sont calculées comme indiqué ci-dessus, les actions suivantes (figure 4.3) :

- Les déplacements $u(z)$ en champ libre aux extrémités des appuis, ou alternativement, les pressions $p = k u(z)$ à la structure, les extrémités des appuis étant fixes,
- Des contraintes tangentes sur les contacts entre terrain et structure égales aux cisaillements exercés sur la masse de terrain excavée dans la situation en champ libre,
- Des efforts inertiels appliqués à la structure par application à sa masse de l'accélération A_0 .

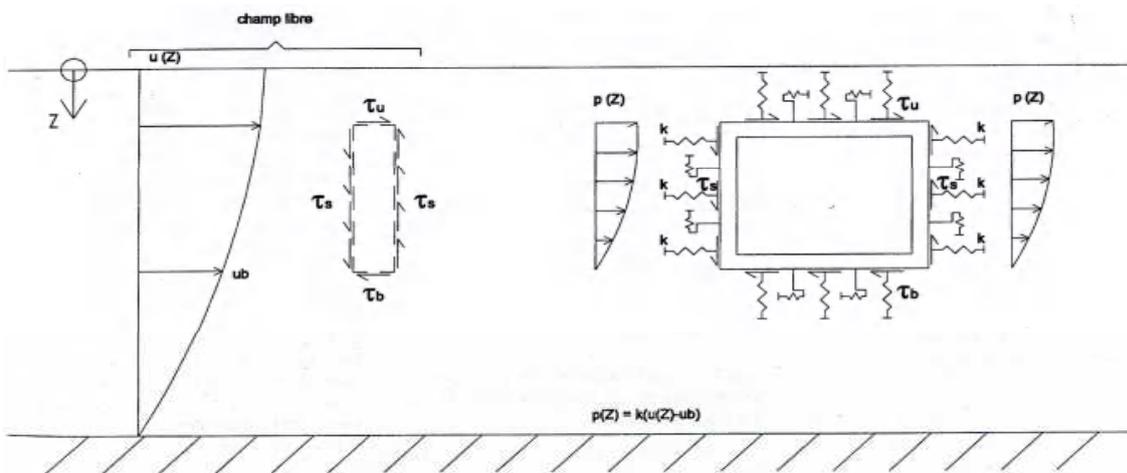


Figure 4.3 Mode d'application des sollicitations

L'application des contraintes de cisaillement du champ libre à la structure résulte du fait que les contraintes en champ libre ont été évaluées sans tenir compte de l'excavation.

En règle générale, les efforts inertiels ne sont pas prépondérants.

On trouvera en annexe D des formules qui ont été développées pour le cas particulier des tunnels circulaires.

4.5 Actions locales

Les structures secondaires et autres sous systèmes supportés par la structure principale peuvent être calculés en multipliant l'accélération sismique applicable, dans la direction étudiée, tel qu'il ressort du calcul d'ensemble, par un coefficient :

- Égal à 1 dans la direction parallèle au plan de l'élément,
- Égal à 2,5 dans la direction perpendiculaire au plan de cet élément.

Dans cette évaluation, les charges d'exploitation sont prises avec leur valeur caractéristique ou nominale. A ces forces s'ajoutent, lorsqu'il y a lieu, les poussées prescrites par les règlements de charge en vigueur.

Pour les éléments de structure en contact direct avec le sol, les sollicitations appliquées peuvent être calculées par application des formules de poussée dynamique des terres en considérant l'ouvrage comme non déplaçable.

Pour l'évaluation des poussées dynamiques des terres, on se reportera au chapitre 8 du RPOA partie I.

Aux efforts inertiels ainsi calculés doivent être ajoutés les efforts résultant de la déformation de la structure principale aux points de liaison de celle-ci avec l'élément secondaire.

Indépendamment des actions d'ensemble dont l'évaluation fait l'objet des chapitres 4 et 5, certaines parties des constructions ou des installations peuvent être soumises, du fait de leur localisation, de leurs caractéristiques vibratoires, à des actions excédant celles prises en compte dans la vérification de la résistance et de la stabilité d'ensemble de la structure. C'est le cas, entre autres, de voiles de petites dimensions appartenant à des locaux techniques, des planchers intérieurs à l'ouvrage qui, du fait de leurs dimensions, de leur masse réduite ou de leur raideur ne modifient pas la réponse d'ensemble.

L'application des déformations de la structure principale à l'élément secondaire est particulièrement importante pour les structures internes, tels les poteaux, qui ne participent pas à la reprise des sollicitations horizontales mais doivent assurer la reprise des efforts verticaux.

Les dispositions de cet article visent plus spécifiquement les planchers, poteaux et voiles intérieurs à la structure principale.

4.6 Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des déformations et sollicitations de calcul sont les combinaisons accidentelles représentées symboliquement comme suit :

$$E + G + \psi_{11}Q_1 + \sum_{i>1} \psi_{2i}Q_i \quad (4.16)$$

Avec les notations symboliques suivantes :

E : l'action sismique calculée comme indiquée au chapitre 3 ;

G : poids mort et actions permanentes de longue durée le cas échéant (précontrainte, action latérale statique des terres) ;

ψ_{11} : la valeur fréquente d'une des actions variables d'exploitation;

Les coefficients ψ_{11} applicables aux charges d'exploitation de caractère industriel ou à celles des ouvrages d'art sont fixés, en considération de la fréquence attendue des réalisations des diverses valeurs et de leur durée d'application, par le Cahier des Charges.

A défaut les valeurs suivantes sont à adopter :

$\psi_{11} = 0,2$ pour les tunnels routiers urbains ;

$\psi_{11} = 0,3$ pour les tunnels ferroviaires ;

$\psi_{11} = 0$ pour les autres cas.

ψ_{2i} : la valeur quasi permanente des autres actions variables.

$\psi_{2i} = 0,6$ Charge constituée par des personnes en grand nombre

$\psi_{2i} = 1,0$ Charge constituée par des objets entreposés pour une longue durée

Le coefficient ψ_{2i} applicable à une action doit être pris égal à 0 lorsque cette éventualité est plus défavorable pour la résistance ou l'équilibre de l'élément étudié.

Il est rappelé que, pour les vérifications locales, E inclut les poussées dynamiques des nappes phréatiques.

Du point de vue des combinaisons d'actions, les masses ou poids des terres, les poussées des nappes phréatiques sont traitées comme des charges permanentes.

4.7 Vérifications

Les vérifications décrites ci-dessous portent sur les parties d'ouvrages en béton armé.

D'une manière générale, les vérifications effectuées reviennent à s'assurer que l'ouvrage a bien les capacités de déformation prises en compte dans le calcul des sollicitations développé dans les chapitres 4.3 et 4.4.

4.7.1 Vérifications vis-à-vis des actions selon l'axe du tunnel

Les vérifications de résistance des sections de béton et d'armatures seront faites conformément aux règles de béton armé en vigueur pour les cas de situations accidentelles, tout en conservant le coefficient réducteur de 0,85 sur la résistance caractéristique du béton au lieu d'utiliser le coefficient unité applicable aux sollicitations dynamiques .

L'estimation des inerties et de l'aire de la section droite de l'ouvrage pourra tenir compte de la fissuration, ce qui est possible dès lors que l'on a déterminé les sections d'armatures. Il conviendra cependant de ne pas sous-estimer exagérément les rigidités. C'est ainsi qu'on en restera à une estimation de ces grandeurs en restant dans le domaine élastique, sans prendre en compte le comportement post-élastique.

4.7.2 Vérifications vis-à-vis de la distorsion et de l'ovalisation de la section droite

Le comportement post-élastique peut être pris en compte par l'introduction de rotules plastiques. La ductilité de celles-ci sera évaluée :

- En prenant en compte le comportement du béton fretté (figure 4.4) ;

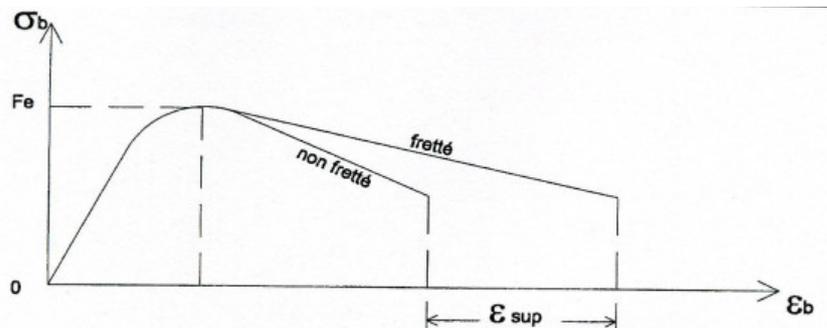


Figure 4.4 loi contrainte-déformation du béton

- En portant la limite d'allongement des armatures tendues à 5 % ;
- En estimant une longueur de rotule plastique de l'ordre de 0,8 fois l'épaisseur de l'élément plastifié (figure 4.5).

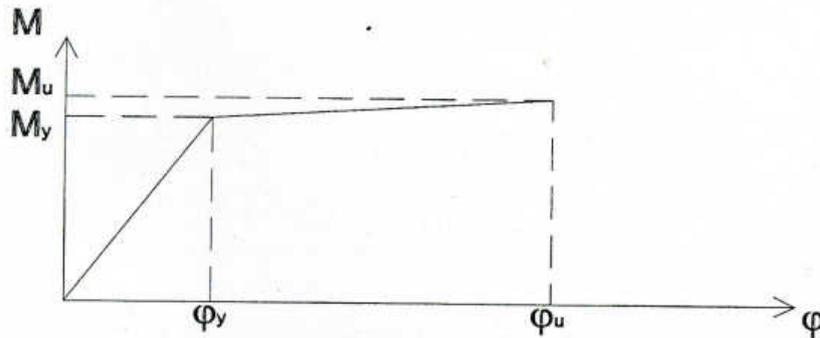
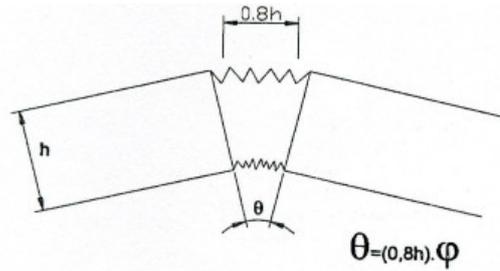


Figure 4.5 loi moment-courbure dans la rotule

Il convient de respecter les dispositions constructives issues du chapitre 5 :

- Les rotules plastiques seront inscrites à l'intérieur des zones critiques définies réglementairement pour les parties fléchies et/ou comprimées,
- Les vérifications vis-à-vis de l'effort tranchant intégreront un coefficient de sécurité supplémentaire de 1,25.

4.8 Ouvrages verticaux

Les ouvrages verticaux (puits, forages revêtus ou non) peuvent être considérés comme des ouvrages particuliers par les aspects suivants :

- de par leur nature, ils sont généralement amenés à traverser un nombre plus important de couches de terrain dont les propriétés géotechniques sont variées,
- ils auront donc à subir les efforts particuliers liés non seulement aux réponses sismiques variées de ces horizons mais également ceux spécifiques de ces interfaces,
- dans de nombreux cas, les ouvrages verticaux auront aussi la particularité d'avoir une extrémité en surface ce qui pose le problème du passage d'un règlement à un autre,
- dans la grande majorité, ces ouvrages seront de géométrie simple liée à leur mode de réalisation (circulaire pour les forages et pour de nombreux fonçages de puits).

Ces formes simples sont généralement bien adaptées pour répondre aux sollicitations du terrain. Les revêtements de stabilisation sont donc souvent plus légers que ceux correspondant aux mêmes types d'ouvrages sub-horizontaux.

Les efforts inertiels à prendre en compte seront faibles et les analyses en champ libre seront le plus souvent la règle.

5 Dispositions constructives

5.1 Généralités

Les dispositions constructives parasismiques propres aux ouvrages souterrains vont se traduire par :

- Des adaptations des quantités de matériaux (aciers, béton...) par rapport à une situation non sismique, ces adaptations provenant de règles forfaitaires définies dans la suite du texte,
- Des spécifications sur la qualité ou la mise en œuvre de ces matériaux,
- Des choix constructifs spécifiques, certains sont décrits au chapitre 4,
- Une adaptation de la géométrie.

La ductilité d'une pièce en béton armé nécessite de disposer des armatures transversales (cadres, étriers fermés par des crochets d'angle au centre d'au moins 135° et de retour 10 diamètres nominaux).

Les longueurs de recouvrement des armatures longitudinales sont majorées de 30 % par rapport aux règles de béton armé en vigueur, des armatures espacées de 8 à 12 fois le diamètre de la plus petite barre longitudinale assurant la couture.

Pour le béton non armé, la ductilité (limitée) est assurée par la fissuration.

Quant à la qualité des matériaux mis en œuvre, il pourrait être préconisé d'utiliser :

- Un béton de résistance caractéristique minimale à 28 jours $f_{c28} = 25MPa$,
- Des aciers à limite d'allongement garantie de 5% minimum.

Il faudra s'assurer également de la bonne ductilité des matériaux autres, tels que ceux entrant dans la composition des joints, des boulons ou bien dans les assemblages, par des essais de laboratoire le cas échéant.

L'apparition et la localisation de rotules plastiques au cours du séisme améliorent la ductilité de la construction. L'importance de cette ductilité variera suivant les conditions de freinage (confinement) de ces rotules plastiques.

Pour un ouvrage voûté, la position des rotules plastiques n'est pas prévisible a priori. On peut suggérer par exemple de prévoir des saignées longitudinales pour localiser ces rotules pour un ouvrage coulé en place.

5.2 Dispositions générales

La configuration de l'ouvrage par rapport à son encaissant détermine un type de dispositions constructives à adopter. La nature de l'ouvrage souterrain et les caractéristiques de l'encaissant permettent de préciser les dispositions constructives adéquates.

5.2.1 Ouvrages superficiels

Les ouvrages définis comme non profonds (article 3.1) ou bien situés dans les terrains avec $R_c < 6 MPa$ (tableau 2.1) sont en béton armé ou entièrement en acier, sauf justification particulière. Les pourcentages minimaux d'acier et les dispositions constructives associées définis dans le règlement RPOA partie I s'appliquent.

5.2.2 Têtes des tunnels

Les revêtements des têtes des tunnels sont généralement armés, même en dehors d'un contexte sismique. En cas de sismicité, ils sont à traiter comme des ouvrages superficiels, tels que décrits en 5.2.1.

5.2.3 Ouvrages profonds – Interfaces

Les dommages durant un séisme affectent peu les parties profondes d'un tunnel en raison de l'atténuation des sollicitations en profondeur. Le revêtement de la partie profonde doit suivre les déplacements imposés par le terrain sans recourir nécessairement à la ductilité. S'il est nécessaire d'armer le revêtement, au minimum sera disposé un pourcentage correspondant à la condition de non-fragilité en flexion composée pour le cas et la direction de sollicitation considérée (selon les règles de béton armé en vigueur).

Aux jonctions avec les zones présentant un comportement différent, il y aura un joint total tant au niveau de la voûte qu'au niveau du radier, la valeur du souffle étant fonction des calculs.

5.3 Dispositions particulières

La situation de l'ouvrage par rapport au massif encaissant, le mode de construction de l'ouvrage appellent des dispositions constructives spécifiques.

5.3.1 Traversée de failles actives

Si le tracé de l'ouvrage n'a pu éviter de tels accidents, une solution consiste à élargir le débouché de l'ouvrage au droit de la faille suivant les schémas de la figure 5.1.

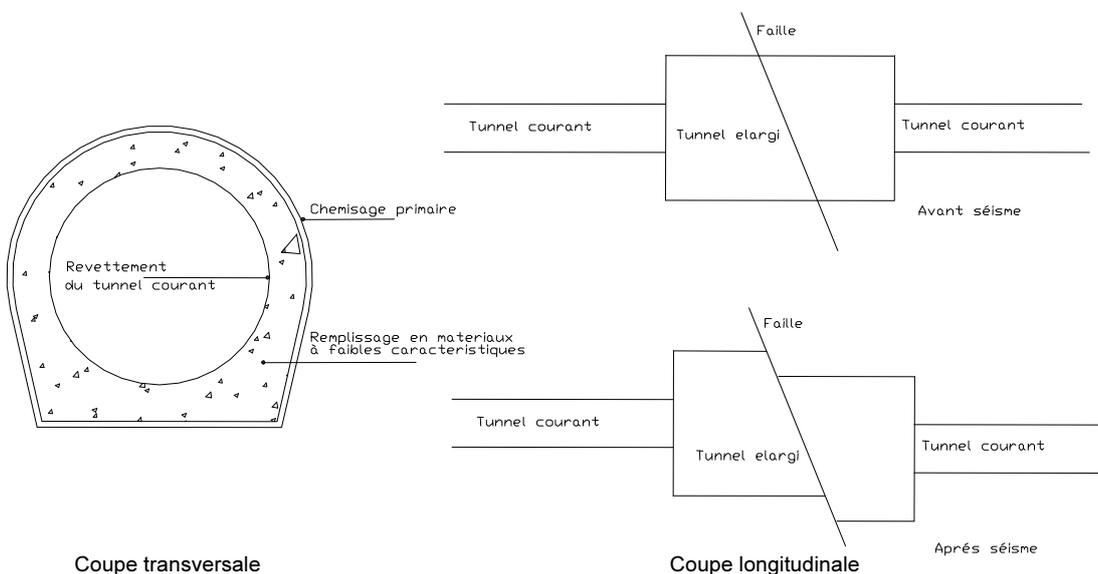


Figure 5.1 élargissement du tunnel au droit d'une faille

Naturellement la faille doit être bien identifiée et d'une étendue raisonnable au droit de l'ouvrage. Le surgarbit tient compte du déplacement attendu. Le choix d'une telle solution doit être étayé par une analyse de risques.

Pour estimer le glissement moyen entre les deux bords d'une faille, on se reportera à l'annexe B.

5.3.2 Changement brusque de la rigidité du revêtement ou de l'encaissant

Les contraintes ont tendance à se concentrer au droit de telles zones. Pour faire chuter ces contraintes, le recours à des joints flexibles peut être une solution, tel que le montre la figure 5.2

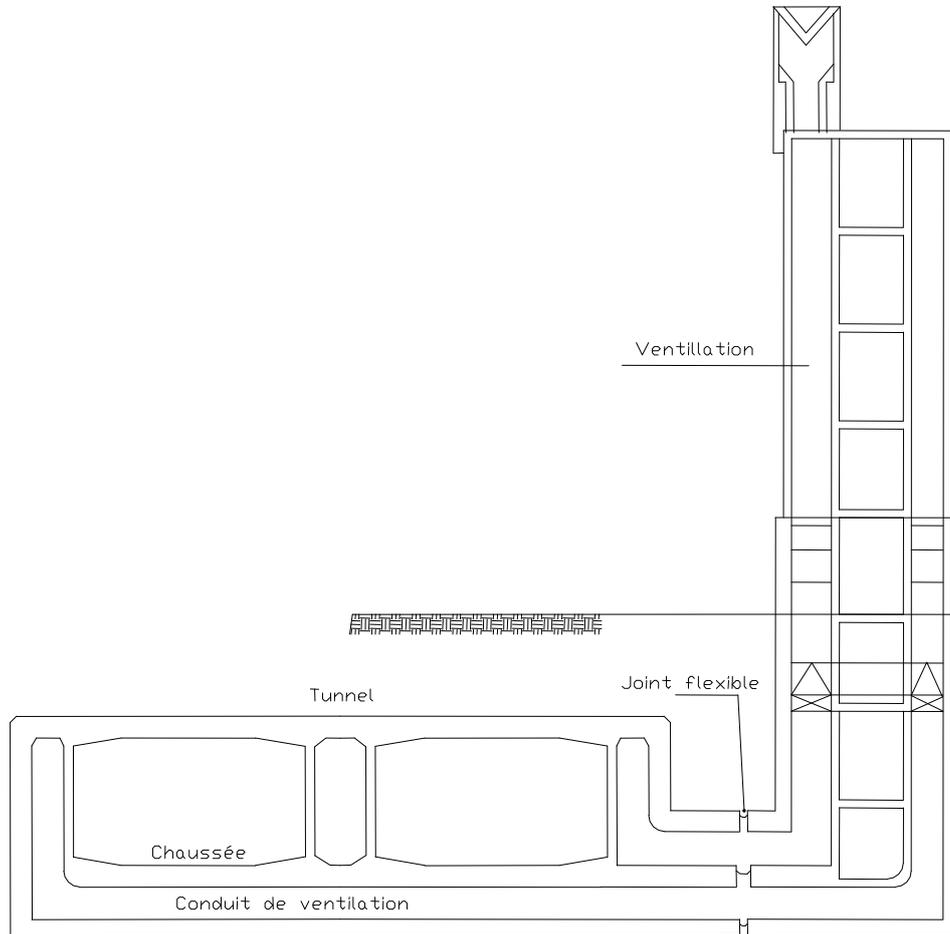
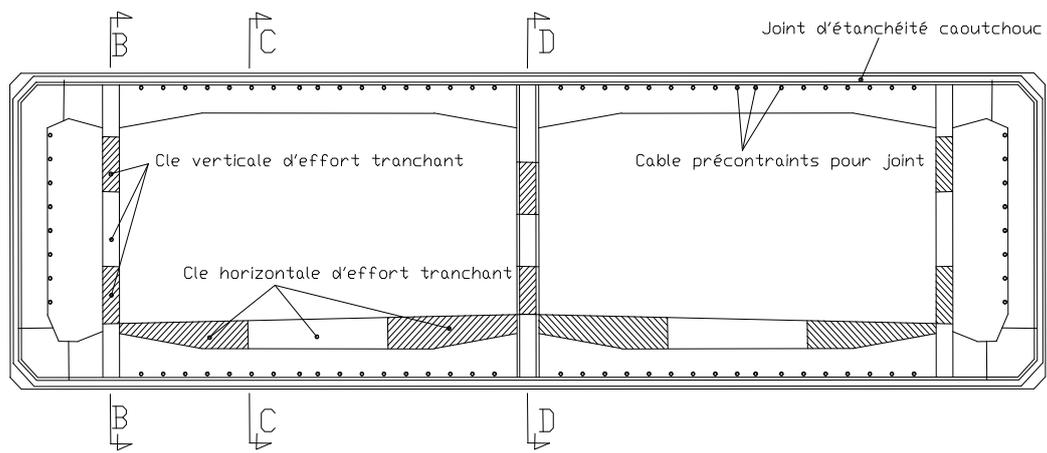


Figure 5.2 position d'un joint flexible

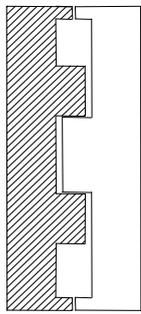
5.3.3 Caissons immergés

Un soin particulier doit être porté à l'étanchéité, tant au niveau de l'étude que de l'exécution pour les structures sous nappe.

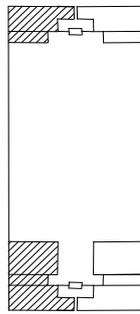
Le niveau des sollicitations peut conduire aux dispositions de joints dits «flexibles» représentés sur les figures 5.3a et 5.3b ci-après :



Coupe BB



Coupe C C



Coupe D D

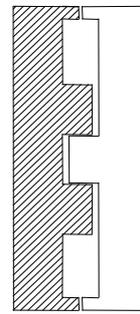


Figure 5.3a joint d'étanchéité

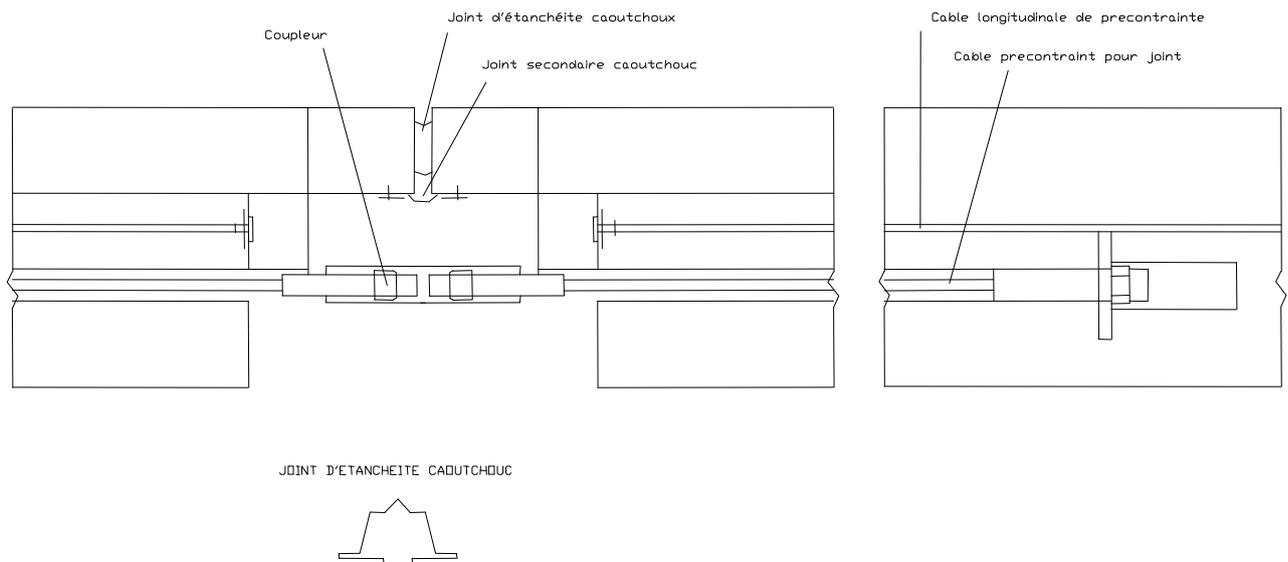


Figure 5.3b détail du joint d'étanchéité

5.3.4 Tunnels en voussoirs béton armé ou métalliques

Si la nature du terrain à traverser s'y prête ainsi que l'économie du projet, une telle structure paraît bien adaptée au séisme puisque, par construction, des joints transversaux et circonférentiels séparent les voussoirs, assurant ainsi une bonne adaptation au mouvement sismique de la structure. Pour les voussoirs en béton armé la possibilité de recourir à des bétons de catégories supérieures à celles utilisées en méthode traditionnelle, à actions égales améliore la souplesse de la structure. Une autre possibilité consiste en l'utilisation de voussoirs métalliques qui présentent le même type d'avantage.

Dans un contexte sismique les assemblages entre voussoirs et anneaux de voussoirs seront justifiés par le calcul, notamment vis-à-vis de la stabilité locale d'un voussoir.

5.3.5 Tranchées couvertes

L'intégralité des dispositions constructives contenues dans le RPOA partie I chapitre 8 s'applique.

5.3.6 Puits

Les règles qui suivent sont applicables aux puits ayant des fonctions de sécurité. Il faut distinguer la partie basse de la partie haute éventuellement coiffée d'un ouvrage aérien.

- **Partie haute du puits :**

Elle relève des dispositions constructives minimales définies dans le règlement RPOA partie I.

- **Partie basse du puits :**

Si un critère d'étanchéité est demandé, alors les pourcentages minimaux suivants sont imposés :

- Armatures longitudinales : $\omega \geq 0,3 \%$
- Armatures transversales : $\omega \geq 0,2\%$

Dans la situation où le puits traverse une zone de terrains fortement contrastés en profondeur, les mêmes dispositions sont à appliquer quel que soit le sens de la pose du revêtement, ceci sur une hauteur au moins égale à un diamètre du puits de part et d'autre du contraste.

Dans la mesure où il est nécessaire de satisfaire à un critère d'étanchéité, la technique assurant la pose du revêtement de bas en haut paraît mieux adaptée, une pose dans l'autre sens complique la mise en œuvre des aciers longitudinaux s'ils sont requis.

5.3.7 Liquéfaction des sols

La liquéfaction des sols peut avoir les conséquences suivantes :

- suppression de la butée des piédroits,
- instabilité des pentes entraînant des surcharges,
- tassements,
- flottabilité des tunnels immergés.

Les dispositions constructives possibles remédiant à ces conséquences consistent soit à traiter le sol ou bien à adapter la construction à cette situation.

Quant à l'ouvrage, il se comporte mieux vis-à-vis des tassements si son revêtement est muni de joints du type flexible décrits précédemment, (figures 5.3a et 5.3b).

Un ancrage au terrain sain par l'intermédiaire de fondations profondes ou bien par des tirants empêche la flottabilité de l'ouvrage.

Les traitements de sol envisageables sont :

- le rabattement permanent du niveau de la nappe,
- la réalisation de colonnes drainantes limitant l'élévation des pressions interstitielles,
- l'amélioration des caractéristiques du milieu liquéfiable (densification, injection, jet-grouting, substitution, renforcements...).

5.3.8 Eléments de second œuvre

Les liaisons seront monolithiques avec les éléments de génie civil secondaire tels que les escaliers. Les appuis de planchers seront conçus de façon à en empêcher la chute.

5.3.9 Equipements

Les équipements, dont la défaillance ne peut être acceptée, tels les différents circuits, les ventilateurs seront reliés à la structure par des systèmes fiables : tiges scellées, tiges traversantes précontraintes.

ANNEXE A

Corrélations entre caractéristiques géotechniques

Le diagramme de classification des roches pour l'abattage en souterrain établi par C. Louis (1974), met en regard le rapport des vitesses de propagation des ondes de compression mesurée in situ (V_p) et en laboratoire sur éprouvette (V_{pl}) en fonction du paramètre RQD, tel que :

RQD (%)	0	25	50	75	90	100
V_p/V_{pl}	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1

Tableau A.1 Valeur de RQD

Référence

LOUIS C. (1974)- « apport de la mécanique des roches pour la prévision des performances de l'abattage mécanique », Annales ITBTP, n° 319, juil./août 1974, 97-122.

ANNEXE B

Détermination de l'amplitude des mouvements de faille

B1 Les mouvements de faille

Il y a trois types élémentaires de faille (figure B.1) :

- Le décrochement, qui est un coulissage horizontal d'un bloc par rapport à l'autre ; il peut être dextre (un observateur placé sur un des blocs et regardant l'autre voit celui-ci se déplacer vers sa droite), ou sénestre dans le cas contraire (qui est celui représenté sur la figure B.1);
- La faille normale, qui correspond à la descente d'un bloc par rapport à l'autre ;
- La faille inverse, qui correspond à la montée (chevauchement) d'un bloc sur l'autre.

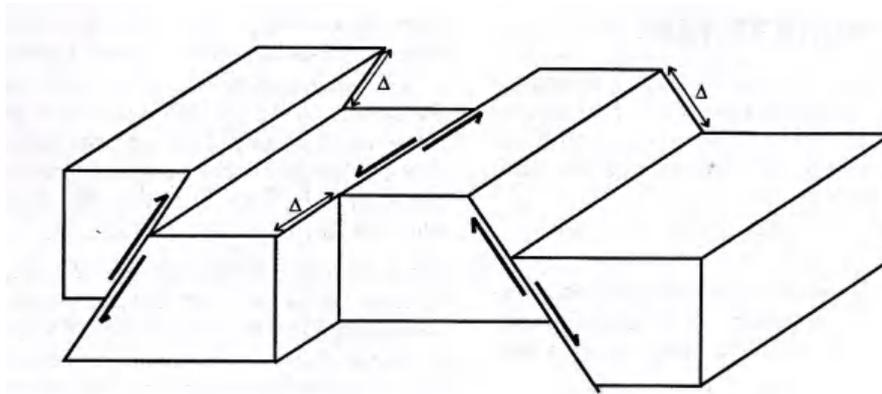


Figure B.1 (Les trois types élémentaires de faille : faille inverse (à gauche), décrochement (au centre) et faille normale (à droite))

Pour la plupart des failles, il y a combinaison entre une composante de décrochement et une composante normale ou inverse. Pour des failles de grande extension, le type de mouvement peut parfois varier le long de la faille ; par exemple, si la composante principale est un décrochement, la composante secondaire peut varier du normal à l'inverse d'une extrémité à l'autre. L'amplitude des mouvements est généralement variable le long de la faille.

B2 L'amplitude des mouvements de faille

L'amplitude des mouvements de faille (résultante des deux composantes dans le cas d'un mécanisme mixte) dépend essentiellement de la taille du séisme, caractérisée par sa magnitude. L'influence du type de mouvement a aussi été étudiée, mais sans résultats véritablement concluants.

Les formules les plus utilisées pour le calcul de l'amplitude des mouvements sont celles de Wells et Coppersmith (1994).

En désignant par Δ_m amplitude moyenne le long du plan de faille et par Δ_e l'amplitude extrême, toutes deux exprimées en mètres, on a les relations :

$$\log_{10} \Delta_m = -4,80 + 0,69 M_w \quad (\text{B.1})$$

$$\log_{10} \Delta_e = -5,46 + 0,82 M_w \quad (\text{B.2})$$

M_w étant la magnitude de moment.

Ces formules ne doivent pas être appliquées pour des valeurs de M_W inférieures à 5,6 ; cette valeur correspond sensiblement à la limite inférieure de la taille des séismes dont les mouvements de faille peuvent avoir des effets dommageables sur les ouvrages souterrains.

Comme toutes les formules empiriques de la sismologie, les équations B.1 et B.2 sont affectées d'une dispersion importante ;

l'écart-type y est respectivement de 0,36 et de 0,42, c'est-à-dire que le rapport de l'écart-type à la moyenne est de 2,29 pour le déplacement moyen et de 2,63 pour le déplacement extrême.

Références

WELLS D. Let COPPERSMITH K.J. (1994) - «New Empirical Correlations among Magnitude, Rupture Length, Rupture Width, Rupture Area and Surface Displacement», Bulletin of the Seismological society of America, Vol. 84, n°4, August 1994, 974-1002.

ANNEXE C

Approximation des mouvements sismiques par des ondes sinusoïdales

C.1 Introduction

Il est assez fréquent d'avoir à représenter le mouvement sismique par une onde sinusoïdale, où le déplacement u des points du sol est donné par une expression de la forme :

$$u(x,t) = \delta \sin \omega \left(t - \frac{x}{c} \right) \quad (\text{C.1})$$

x étant la coordonnée parallèle à la direction de propagation,

t le temps,

ω la pulsation,

c la vitesse de propagation

δ l'amplitude de l'onde.

De telles expressions permettent notamment d'estimer par des formules simples les déformations imposées aux tunnels et aux canalisations enterrées.

Le choix des paramètres ω , c et δ , qui caractérisent l'onde sinusoïdale, est souvent assez délicat en raison de la complexité des mouvements sismiques réels. Le but de cette annexe C est de fournir quelques indications sur les possibilités qui s'offrent au projeteur pour aboutir à un choix motivé.

C.2 Fréquences prédominantes des mouvements sismiques

Le terme de fréquence prédominante d'un signal sismique est souvent employé mais rarement défini. Lorsqu'on dispose d'une description précise du signal, une définition couramment adoptée a été donnée dans l'article 4.1.

Une manière plus élémentaire d'associer une fréquence à un accélérogramme consiste à compter le nombre d'alternances positives et négatives dans la partie forte. Mais les fréquences ainsi déterminées, qui sont généralement de l'ordre de quelques Hertz, ne caractérisent que les accélérations c'est-à-dire la partie «hautes et moyennes fréquences» du signal.

Les déplacements, qui sont plus importants que les accélérations pour l'estimation des déformations imposées aux ouvrages souterrains, correspondent à des fréquences beaucoup plus basses. Pour les mettre en évidence, il faut tracer les variations de la vitesse et du déplacement en fonction du temps au moyen d'intégrations numériques des accélérogrammes (ces intégrations présentent un certain nombre de difficultés pratiques, qui ne seront pas évoquées ici).

La figure C.1 montre un tel tracé, obtenu pour la composante Nord-Sud de l'enregistrement de Tolmezzo lors du séisme du Frioul (Italie du Nord) du 06/05/1976.

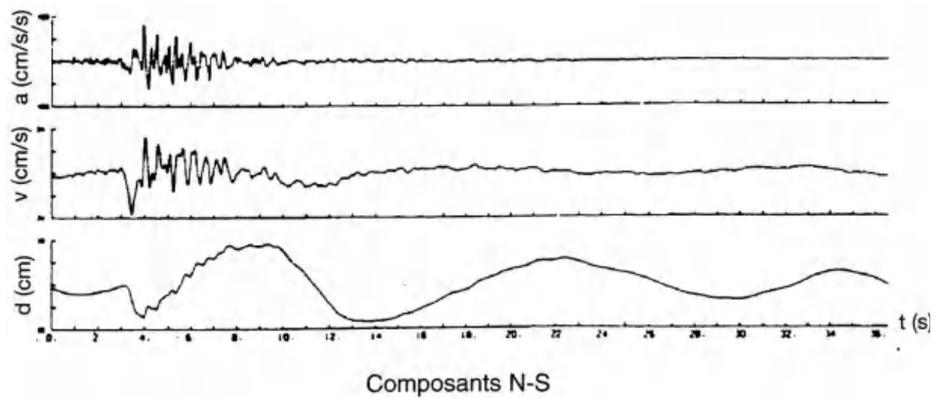


Figure C.1 : Variations en fonction du temps de l'accélération, de la vitesse et du déplacement (de haut en bas) pour la composante Nord-Sud enregistrée à Tolmezzo pendant le séisme du Frioul du 06/05/1976 (Despeyroux, 1985).

On constate visuellement que la partie forte de l'accélération est concentrée dans l'intervalle de temps 4s-8s et comporte une douzaine d'alternances, ce qui correspond à une fréquence apparente de 3Hz environ. Pour la vitesse, on retrouve cette fréquence dans le même intervalle, mais on peut observer une modulation à fréquence beaucoup plus basse qui est surtout visible après 8s, mais affecte aussi le début du signal (entre 0 et 4s). Pour le déplacement, c'est cette oscillation lente, correspondant visuellement à une période de l'ordre de 10s (fréquence de 0,1 Hz) qui domine largement, l'effet des hautes fréquences se limitant à de petites fluctuations pendant la partie forte de l'accélérogramme, de 4s à 8s. Des tendances analogues sont généralement observées quand on dispose d'accélérogrammes bien corrigés, c'est-à-dire dont l'intégration ne présente pas de phénomènes de dérive numérique, particulièrement pour le déplacement.

On peut essayer de relier ces fréquences prédominantes pour les accélérations et les déplacements à des paramètres facilement accessibles du mouvement sismique, à savoir l'accélération maximale A , la vitesse maximale V et le déplacement maximal D . Ces quantités peuvent, en principe, se lire sur le spectre de réponse, si celui-ci est tracé dans le diagramme quadrilogarithmique de la manière suivante (figure C.2).

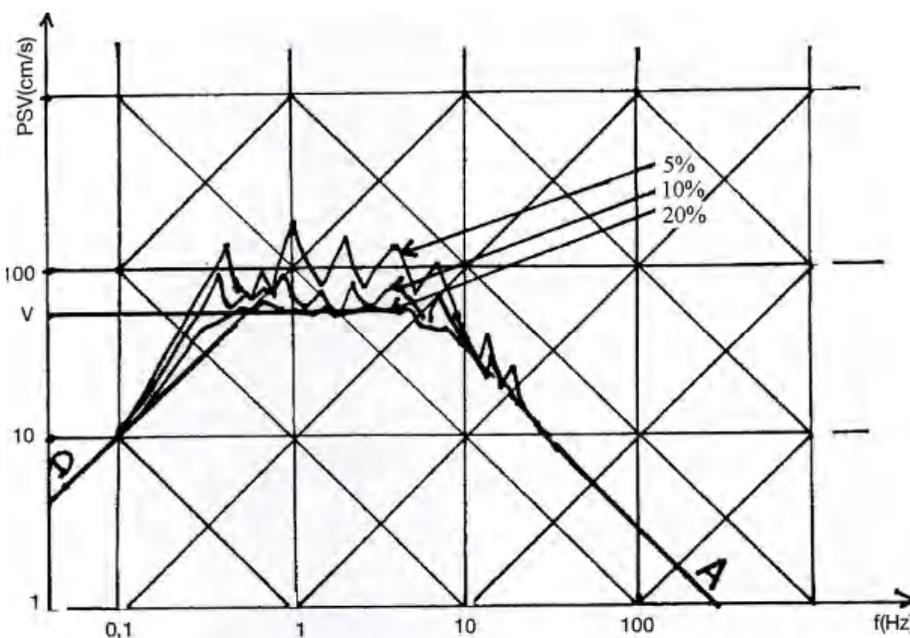


Figure C.2 Spectre de réponse en diagramme quadrilogarithmique montrant la détermination de A (accélération asymptotique à haute fréquence), D (déplacement asymptotique à basse fréquence) et V (plateau en pseudo-vitesse pour un amortissement de 20 %)

L'accélération A correspond à la convergence des courbes d'amortissements différents au delà de la fréquence de coupure (en général de l'ordre de 30Hz), le déplacement D à la convergence de ces courbes aux basses fréquences (en général en dessous de 0,1 Hz). Pour la vitesse, on ne peut que donner une règle approximative empirique, selon laquelle V est sensiblement égale à l'ordonnée du plateau en pseudovitesse PSV pour l'amortissement de 20 %. En pratique, il arrive souvent que les spectres ne soient pas tracés aux fréquences très basses, ou que la courbe d'amortissement 20 % manque, ce qui empêche de déterminer D ou V par cette méthode.

On peut pallier les insuffisances du spectre en utilisant des corrélations empiriques (lois d'atténuation de la vitesse ou du déplacement, qui nécessitent de connaître la magnitude et la distance de la source sismique) ou des tableaux à caractère réglementaire (s'ils font partie des documents du marché) comme le tableau C.1 qui donne les correspondances suivantes en fonction de la nature du site.

Type de site	$A(\text{cm/s}^2)$	$V(\text{cm/s})$	$D(\text{cm})$	$r = \frac{AD}{V^2}$
S1	100	6	3	8,33
S2	100	8	5	7,81
S3	100	10	7	7,00
S4	100	12	9	6,25

Tableau C.1 : Valeurs de la vitesse et du déplacement, pour une accélération A de 100 cm/s^2 , en fonction du type de site. Pour d'autres valeurs de A , V et D varient proportionnellement La dernière colonne donne le rapport adimensionnel AD/V^2

Une manière simple de rendre compte du comportement observé sur la figure C.1 consiste à représenter le mouvement sous la forme d'une somme de deux sinus, l'un à haute fréquence (accélérations) et l'autre à basse fréquence (déplacements). Pour que cette somme reproduise des valeurs données A , V , D des maximums de l'accélération, de la vitesse et du déplacement, il faut prendre les expressions suivantes des deux termes u_a et u_d :

$$u_a = \frac{D}{2\sqrt{r}} \left(\frac{1}{\sqrt{r} + \sqrt{r-1}} \right) \sin \left[\frac{A}{V} \frac{\sqrt{r} + \sqrt{r-1}}{\sqrt{r}} t \right] \quad (\text{C.2})$$

$$u_d = \frac{D}{2\sqrt{r}} (\sqrt{r} + \sqrt{r-1}) \sin \left[\frac{V}{D} \sqrt{r} (\sqrt{r} - \sqrt{r-1}) t \right] \quad (\text{C.3})$$

Où r désigne le rapport adimensionnel : $r = \frac{AD}{V^2}$

dont on suppose qu'il est supérieur à un, ce qui est le cas en pratique, comme on le verra plus loin pour les enregistrements réels. Le tableau C.1 donne des valeurs de r entre 6 et 8.

En posant :

$$\rho = \frac{1}{2} \left(1 + \sqrt{\frac{r-1}{r}} \right) \quad (\text{C.4})$$

On montre facilement que les valeurs maximales des modules de u_a , u_d et de leurs dérivées par rapport au temps, vérifient les relations :

$$\left. \begin{aligned} \text{Max}|u_a| &= (1-\rho)D \\ \text{Max}|u_d| &= \rho D \end{aligned} \right\} \quad (\text{C.5})$$

$$\left. \begin{aligned} \text{Max}|\dot{u}_a| &= \frac{1}{2}V \\ \text{Max}|\dot{u}_d| &= \frac{1}{2}V \end{aligned} \right\} \quad (\text{C.6})$$

$$\left. \begin{aligned} \text{Max}|\ddot{u}_a| &= \rho A \\ \text{Max}|\ddot{u}_d| &= (1-\rho)A \end{aligned} \right\} \quad (\text{C.7})$$

ρ étant en pratique voisin de 1 (0,91 pour $r = 3$; 0,97 pour $r = 9$).

On voit que le déplacement est contrôlé par la composante U_d , l'accélération par la composante U_a et que les deux composantes ont le même poids pour la vitesse.

Les fréquences f_a et f_d des accélérations et des déplacements sont donc, d'après (C.2) et (C.3) :

$$f_a = \frac{1}{2\pi} \frac{A}{V} \left(1 + \sqrt{\frac{r-1}{r}} \right) = \frac{\rho}{\pi} \frac{A}{V} \quad (\text{C.8})$$

$$f_d = \frac{1}{2\pi} \frac{V}{D} \sqrt{r} (\sqrt{r} - \sqrt{r-1}) = \frac{1}{4\pi\rho} \frac{V}{D} \quad (\text{C.9})$$

Ou, de façon approchée, en prenant $\rho=1$:

$$f_a = \frac{1}{\pi} \frac{A}{V} \quad (\text{C.10})$$

$$f_d = \frac{1}{4\pi} \frac{V}{D} \quad (\text{C.11})$$

Par une approche tout à fait différente, fondée sur la théorie des vibrations aléatoires, M. Kamiyama (1996) a proposé les formules suivantes pour f_a et f_d :

$$f_a = \frac{1}{2\pi} \sqrt{r} \frac{A}{V} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{A^3 D}{V^4}} \quad (\text{C.12})$$

$$f_d = \frac{1}{2\pi} \frac{1}{\sqrt{r}} \frac{V}{D} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{V^4}{AD^3}} \quad (\text{C.13})$$

qui coïncident avec les équations (C.10) et (C.11) pour $r=4$.

C.3 Vitesse apparente de propagation des ondes sinusoïdales

Les formules présentées précédemment permettent de choisir les paramètres δ et ω dans l'expression C.1 de l'approximation sinusoïdale du mouvement sismique. Il reste à choisir la vitesse de propagation c , qui n'est pas nécessairement égale à la vitesse locale des ondes sismiques P ou S classiquement considérées en sismologie.

En effet, l'étude de signaux sismiques enregistrés en plusieurs points disposés suivant une ligne, à des distances de l'ordre de quelques centaines de mètres, ou du kilomètre, a mis en évidence que la vitesse apparente de propagation dans la direction horizontale était de l'ordre du km/s, même là où les terrains superficiels avaient des vitesses d'onde (onde S en particulier) nettement plus faibles.

On peut attribuer cet effet à l'influence prépondérante de couches dures en profondeur sur la cinétique des mouvements sismiques, et au fait que les ondes dites de surface concernent les terrains situés à des profondeurs de l'ordre de leur longueur d'onde, soit plusieurs centaines de mètres pour des fréquences d'environ 1Hz.

Si les couches superficielles peuvent influencer fortement l'amplitude des mouvements (effet de site), elles ne sont pas les seules à contrôler la vitesse de propagation.

Dans la direction verticale, par contre, ce sont bien les conditions locales qui déterminent la propagation des ondes.

A défaut d'études précises, on peut estimer la vitesse apparente de propagation en faisant la moyenne des vitesses d'ondes des terrains sur une longueur égale à la longueur d'onde L dans la direction perpendiculaire à la direction de propagation.

Pour une propagation horizontale dans un site où la vitesse d'ondes des terrains varie suivant une loi $c(z)$ donnée, z étant la profondeur mesurée à partir de la surface, cela revient au schéma suivant (figure C.3).

Pour une propagation verticale dans un site à stratigraphie horizontale, ce schéma donne bien pour c la valeur locale de la vitesse d'ondes.

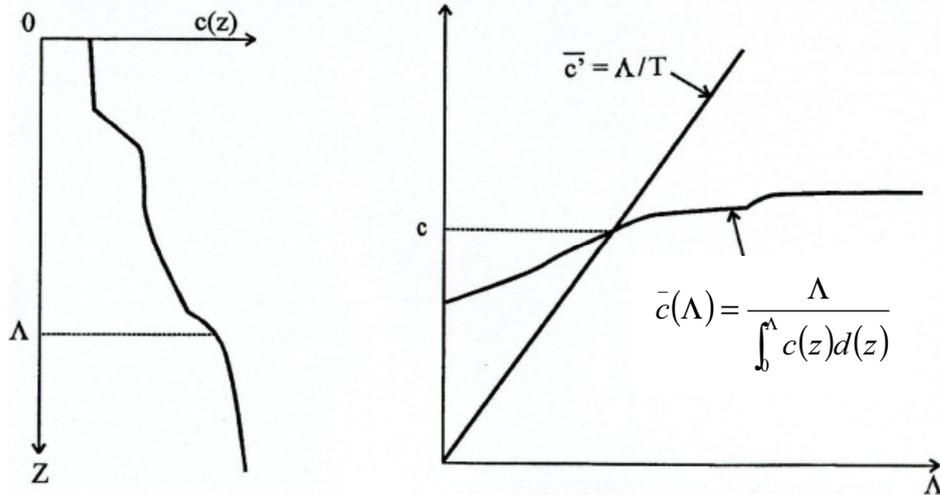


Figure C.3 - Détermination de la vitesse apparente de propagation c par l'intersection de la courbe $\bar{c}(\Lambda)$ (valeur moyenne de la vitesse des ondes entre la surface et une profondeur quelconque Λ) et de la droite $\bar{c} = \Lambda/T$, T étant la période de l'onde sinusoïdale considérée.

Références

DESPEYROUX J. (1985) - «Le projet de construction parasismique», Génie parasismique, Presses ENPC.

KAMIYAMA M. (1996) - «Spectral characteristics of strong ground motions in terms of peak values», structural engineering/earthquake Engineering, vol. 12, n°3-4.

ANNEXE D

Expression des sollicitations sismiques dans le plan de la section droite d'un tunnel circulaire et détermination des coefficients de raideur

D1 Expression des sollicitations sismiques dans le plan de la section droite d'un tunnel circulaire

Pour un tunnel à revêtement circulaire et élastique, creusé dans un milieu infini, homogène, élastique et isotrope, et dans l'hypothèse d'un glissement total à l'interface sol structure, Burns & Richard (1964), Hoeg (1968), Peck - Hendron - Mohraz (1972) proposent les formules suivantes pour déterminer les sollicitations sismiques :

$$V_{\max} = \pm \frac{1}{6} K_{\alpha} \frac{E}{(1+\nu)} r \gamma_{\max} \quad (\text{D.1})$$

$$M_{\max} = \pm \frac{1}{6} K_{\alpha} \frac{E}{(1+\nu)} r^2 \gamma_{\max} \quad (\text{D.2})$$

$$\frac{\Delta d}{d} = \pm \frac{1}{3} K_{\alpha} F \gamma_{\max} \quad (\text{D.3})$$

Avec
$$K_{\alpha} = \frac{12(1-\nu)}{2F + 5 - 6\nu} \quad (\text{D.4})$$

$$F = \frac{E(1-\nu_b^2)r^3}{6E_b I(1+\nu)} \quad (\text{D.5})$$

Où :

V_{\max} effort tranchant maximal,

M_{\max} moment de flexion maximal

$\frac{\Delta d}{d}$ déformation diamétrale

K_{α} coefficient adimensionnel de réponse du revêtement en condition de glissement total

F coefficient adimensionnel de flexibilité

γ_{\max} distorsion maximale en champ libre

E module d'élasticité du terrain

ν coefficient de Poisson du terrain

r rayon du tunnel

E_b module d'élasticité du revêtement du tunnel
 ν_b coefficient de Poisson du revêtement du tunnel
 I moment d'inertie du revêtement du tunnel

D'après certaines observations, le glissement à l'interface sol structure lors d'un séisme n'est possible que pour les tunnels creusés en terrain mou, ou lorsque l'intensité sismique est très importante. Pour la plupart des tunnels, la condition à l'interface se situe entre le glissement total et l'adhérence. Il est donc nécessaire d'examiner les deux cas et de retenir le plus critique pour le dimensionnement.

La condition de glissement total fournit les valeurs de M_{max} et de Δd les plus conservatrices. En revanche, la condition d'adhérence doit être considérée pour le calcul de V_{max} . Schwartz & Einstein (1980) proposent dans ce cas la formule suivante :

$$V_{\max} = \pm K_{\beta} \frac{E}{2(1+\nu)} r \gamma_{\max} \quad (D.6)$$

Avec :

$$K_{\beta} = 1 + \frac{F(1-2\nu)(1-C) - \frac{1}{2}(1-2\nu)^2 + 2}{F[(3-2\nu) + (1-2\nu)C] + C\left(\frac{5}{2} - 8\nu + 6\nu^2\right) + 6 - 8\nu}$$

et
$$C = \frac{E(1-\nu^2)r}{E_b e(1+\nu)(1-2\nu)}$$

où K_{β} coefficient adimensionnel de réponse du revêtement en condition d'adhérence

C coefficient adimensionnel de compressibilité

e épaisseur du revêtement du tunnel

Le coefficient de flexibilité F est souvent considéré comme le plus important car il traduit l'aptitude du revêtement à résister à la distorsion imposée par le terrain.

Pour la plupart des tunnels circulaires observés, le coefficient de flexibilité est suffisamment grand ($F > 20$) pour que l'effet d'interaction sol-structure puisse être ignoré (Peck, 1972). Dans ce cas, les distorsions subies par le revêtement peuvent être raisonnablement considérées égales à celles du terrain non excavé.

5.2 Détermination des coefficients de raideur

Il existe diverses méthodes de détermination de ces coefficients de raideur qui sont homogènes à des pressions.

Pour les actions dans le plan de la section droite, des formules ont été développées par divers auteurs pour les ressorts normaux à l'enveloppe des ouvrages :

a) **Scott** (1973) : la formule s'écrit :

$$K = \frac{8G}{10H} \frac{(1-\nu)}{(1-2\nu)} \quad (D.7)$$

Avec :

H la hauteur de l'ouvrage,

ν le coefficient de Poisson du sol

G son module de cisaillement.

Cette formule est censée applicable aux ouvrages rigides par rapport au terrain encaissant. Une valeur moitié est recommandée pour des ouvrages souples.

b) **Veletsos** (1994) : la formule s'écrit :

$$K.H = 1,086 \frac{\pi^2}{4} \frac{G}{\sqrt{(1-\nu)(2-\nu)}} \quad (D.8)$$

Cette formule est également censée s'appliquer à un ouvrage parfaitement rigide.

c) Règles japonaises

Les règles japonaises, plutôt que de proposer une formule, préfèrent recommander un calcul préalable aux éléments finis consistant à déterminer les réactions du terrain encaissant sur l'ouvrage pour un déplacement unité fictif dans le sens horizontal d'une part,, et dans le sens vertical d'autre part.

Cette méthode a l'avantage de fournir les valeurs de raideur tant pour les ressorts normaux que pour les ressorts tangents.

d) Synthèse

La variabilité des résultats selon la méthode employée comme selon la configuration géométrique conduit à préconiser pour les présentes règles, une valeur forfaitaire très simple :

$$K = 0,5 \frac{G}{H} \quad (D.9)$$

Cette valeur pouvant être admise pour l'ensemble des ressorts d'interaction.

La valeur proposée pour les ressorts d'interaction pour l'analyse selon l'axe de l'ouvrage tient compte de l'intégration sur la hauteur de l'ouvrage, ainsi que de l'addition de l'interaction sur les deux côtés amont et aval.

D'où la valeur proposée :

$$K = G \quad (D.10)$$

Références

BURNS J. Q. RICHARD R. M. (1964) - «Attenuation of stress for buried cylinders», Proc. Of symposium on soil-structure interaction, University of Arizona.

HOEG K. (1968) - «Stress against underground structural cylinders», Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, vol. 94, SM 4 (1968).

PECK R.B. ,HENDRON A.J., et MOHRAZ B. (1972)-« State of the art in soft ground tunnelling » -Proc. of the Rapid Excavation and Tunnelling Conference, American Institute of Mining, Metallurgical and Petroleum Engineers,259-286.

SCHWARTZ C.W et EINSTEIN H.H. (1980) – « Improved design of tunnel supports :Volume 1 – Simplified analysis for ground structure interaction in tunnelling» ,Report UMTA-MA-06-0100-80-4, U.S. DOT, Urban mass Transportation administration.

SCOTT R.F. (1973)- «Earthquake induced pressures on retaining walls»,Proc. 5th World Conference on earth quake Engineering, Vol.II,1611-1620.

VELETOS A.S. et YOUNAN A.H. (1994)- «Dynamic soil pressures on rigid vertical walls»,Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.23,275-301.

ANNEXE E

Définitions

Descenderie : tunnel qui permet de rejoindre le niveau du tunnel de base depuis la surface ;

Milieu Hôte : Terrain encaissant dans lequel est réalisé un tunnel. Le terrain encaissant peut être surmonté par des couches de terrain de natures différentes ;

ID: Intervalle entre Discontinuités, qui est la distance moyenne séparant deux discontinuités successives le long d'une ligne de mesure; dans un sondage carotté, c'est la longueur moyenne des carottes : plusieurs valeurs peuvent être fournies, relatives à différentes profondeurs du sondage ;

RQD : (*Rock Quality Designation*), paramètre de qualité de la roche, qui est défini comme suit :

$$RQD = \frac{\sum [\text{longueurs de carottes} \geq 10 \text{ cm}]}{\text{longueur de sondage considéré}} \times 100$$

Les éléments de longueur inférieure à 10 cm ne sont pas pris en compte car considérés comme liés aux discontinuités elles-mêmes ;

Structure secondaire : structure ne participant pas à la résistance au séisme du tunnel (quais, escaliers, locaux techniques,...) ;

PARTIE III

PONTS EXISTANTS

**(RECOMMANDATIONS POUR L'ÉVALUATION EN VUE
D'UN RENFORCEMENT PARASISMIQUE ÉVENTUEL)**

Sommaire

1 Introduction	3
2 Objet et domaine d'application.....	3
3 Projet d'évaluation sismique	3
3.1 Classification des ponts existants (critères d'importance)	4
3.2 Niveaux de priorité de renforcement sismique.....	4
3.2.1 priorité 1	4
3.2.2 priorité 2	4
3.3 Application des niveaux de renforcement sismique	4
3.3.1 Niveau de renforcement « fonctionnel »	5
3.3.2 Niveau de renforcement de « sécurité »	5
3.3.3 Niveau de renforcement de « superstructure »	5
3.4 Critères de risque sismique.....	6
3.4.1 Niveaux De Service	6
3.4.2 Niveaux de dommage	6
3.5 Séisme de calcul	8
4 Projet de renforcement sismique	8
4.1 Généralités	8
4.2 Conception en capacité.....	8
4.3 Conception des dissipateurs	8
4.4 Système de tablier.....	8
4.5 Systèmes d'appuis	9
4.6 Fondations.....	9
4.6.1 Généralités.....	9
4.6.2 Conditions de site	9
4.6.3 Instabilité des pentes	9
4.6.4 Liquéfaction de sol et mouvements induits.....	10
4.6.5 Interaction Sol Structure	10
4.6.6 Augmentations de pression latérale de la terre	10
4.6.7 Murs de soutènement	10
5 Rapport de stratégie de renforcement sismique	11

1 Introduction

Ce document définit les conditions et les critères d'évaluation et de renforcement des ponts. Il souligne les aspects structuraux du comportement sismique, y compris les effets sur les structures résultant de la liquéfaction et des déformations du sol induites par le séisme.

Les concepteurs doivent être expérimentés dans la conception, l'évaluation, et le renforcement parasismiques des ponts.

2 Objet et domaine d'application

Les objectifs principaux du programme d'évaluation et de renforcement sont comme suit:

- Réduire au minimum les risques d'effondrement du pont;
- Préserver les itinéraires importants pour le rétablissement rapide des activités après la survenance d'un séisme;
- Réduire les dommages et réduire au minimum les pertes en vies humaines suite à un séisme.

3 Projet d'évaluation sismique

Plusieurs options de renforcement sont disponibles pour protéger les ponts contre l'effondrement et les dommages majeurs causés par les tremblements de terre. En général, le niveau du renforcement est choisi selon l'importance de l'itinéraire et de la structure, de la zone de sismicité du pont, et de l'exigence à l'aptitude au service post sismique de la structure en terme de trafic et dommages acceptables.

Le projet d'évaluation et de renforcement des ouvrages existants doit se baser sur un séisme de référence, en combinant les critères d'importance de l'ouvrage avec les indices de risque sismique permettant d'établir un niveau de priorité de renforcement du pont.

Cette priorité est donnée pour les mesures nécessaires sur les ponts catalogués comme insuffisants du point de vue parasismique, selon les trois catégories suivantes:

- Mesures urgentes
- Priorité 1
- Priorité 2.

Les mesures urgentes ne sont à préconiser que dans des cas exceptionnels, pour des conditions de danger extrêmes.

Les vérifications reviennent pour l'essentiel à évaluer la sécurité parasismique des ouvrages existants selon les règles parasismiques des ouvrages neufs.

Les points à examiner sont les suivants:

- Vérification de la sécurité structurale de l'ouvrage pour la situation de projet séisme ;
- Contrôle de la sécurité contre la chute de travées dans des cas tels que, joints intermédiaires sur piles, ponts à rampe, forte courbure ou biais important ;
- Contrôle de cas tels que murs de soutènement ou culées élevés ;
- Vérification de l'aptitude au service pour les ponts du groupe 1.

3.1 Classification des ponts existants (critères d'importance)

Les critères de classement des ponts figurant en 2.2 du RPOA partie I et les exigences qu'ils impliquent du point de vue parasismique sont valables en premier lieu pour les ouvrages neufs. Pour les ponts existants, il est recommandé d'utiliser un critère de classement complémentaire comprenant en priorité la durée acceptable de restrictions d'utilisation après un séisme important.

Il en découle à priori les recommandations suivantes pour le classement des ponts-routes et des ponts ferroviaires existants en trois groupes d'ouvrages suivants:

Groupe 1 :

- ponts d'autoroute sans itinéraire de remplacement acceptable ;
- ponts faisant partie des voies d'accès aux installations vitales ;
- ponts importants pour l'accès à une région après un séisme, sans itinéraire de remplacement acceptable

Groupe 2 :

- ponts d'autoroute en cas d'itinéraire de remplacement acceptable,
- ponts-routes ou ferroviaires enjambant des voies de grande circulation

Groupe 3:

- les autres ponts.

3.2 Niveaux de priorité de renforcement sismique

3.2.1 priorité 1

Les ponts du groupe 1 sont classés en priorité 1 dans le programme d'évaluation et de renforcement, étant stratégiques ou ouvrages uniques ou principaux. Ces ponts sont les plus critiques pour l'acheminement des secours et le rétablissement de l'activité économique post-séisme. La réparation et la remise en service après la fermeture auraient un impact économique important.

3.2.2 priorité 2

Les ponts des réseaux de routes importantes peuvent être classés en groupe 2. Leurs itinéraires sont considérés comme essentiels pour maintenir les niveaux efficaces minimum de transport pour des buts économiques lors d'un séisme important. Les ponts sur ces itinéraires sont classés en deuxième priorité pour un renforcement ultérieur.

3.3 Application des niveaux de renforcement sismique

Les niveaux de renforcement sismique ultérieur sont définis ci après et synthétisés dans le tableau 1.

Classification du Pont	Niveau de renforcement
<u>Ponts du groupe 1</u>	
Zone Sismique III Zone Sismique IIa, IIb Zone Sismique I	Fonctionnel Sécurité 2 Sécurité 2
<u>Ponts du groupe 2</u>	
Zone Sismique III Zone Sismique IIa, IIb Zone Sismique I Zone Sismique 0	Sécurité 2 Sécurité 1 Superstructure Aucune
<u>Autres Ponts groupe 3</u>	
Zone Sismique III, IIa, IIb, I Zone Sismique 0	Sécurité 1 Aucune

Tableau 1 Application des niveaux sismiques de renforcement

3.3.1 Niveau de renforcement « fonctionnel »

Il exige que les ponts importants (stratégiques et itinéraires de secours) restent en service après le séisme de calcul. Il est comparable aux objectifs plus rigoureux de conception des ponts neufs stratégiques du groupe 1

3.3.2 Niveau de renforcement de « sécurité »

Le renforcement de sécurité est défini comme la prévention de l'effondrement de l'ensemble ou une partie du pont pendant le séisme de calcul. Deux niveaux de renforcement de "sécurité" sont identifiés ci-dessous :

Sécurité 2 (S2) :

Ce niveau de renforcement est une mise à niveau d'empêchement d'effondrement incluant tous les modes de défaillance potentiels. Des améliorations du sol sont également considérées comme une partie de ce niveau de renforcement.

Sécurité 1 (S1) :

Ce niveau de renforcement est une mise à niveau d'empêchement d'effondrement comportant une modification de superstructure et un empêchement des insuffisances structurales sérieuses dans les sous structures. On ne s'attend généralement pas à ce que des améliorations du sol soient effectuées pour ce niveau de modification.

3.3.3 Niveau de renforcement de « superstructure »

Le renforcement de la superstructure dans le but d'empêcher son effondrement pendant le séisme de calcul résultant du déplacement induit, s'effectue par la liaison du tablier aux piles ou aux culées.

Des dispositifs tels que les appareils d'appuis (avec la contrainte appropriée), des câbles ou des tiges filetées, des prolongements de repos d'appuis, des prolongements de poutre, des raccords intégraux, ou d'autres méthodes peuvent être considérés.

Ce niveau de renforcement n'assure pas l'empêchement d'effondrement parce que le potentiel de rupture des éléments des sous structures n'est pas réduits. On s'attend à ce que le renforcement de superstructure soit beaucoup moins cher que le renforcement de sécurité mais réduise de manière significative le risque d'effondrement. Par conséquent, il fournit la plus grande augmentation de la sécurité globale pour une dépense donnée, et peut être entrepris comme première phase de modification dans un pont ou un inventaire donné des ponts.

3.4 Critères de risque sismique

Les ponts seront évalués et leurs renforcements seront étudiés en tenant compte des critères de risque sismique définis ci après et synthétisés dans le tableau 2, exprimés en termes de niveaux de service et niveaux de dommages définis ci-dessous.

Niveau de renforcement	Critères de risque sismique (pour le séisme de calcul)	
	Niveau de Service	Niveau de Dommages
Fonctionnel	Immédiat	Minimal
Sécurité 2 (S2)	Limité	Réparable
Sécurité 1 (S1)	Sensiblement limité	Significatif (aucun effondrement)
Superstructure	Perte possible de service	Significatif (risque de chute de travée)

Tableau 2 Critères de risque sismique

Un niveau plus élevé de renforcement pourrait être utilisé au cas par cas.

3.4.1 Niveaux de Service

Les niveaux de service sont définis comme suit:

- **Immédiat :**

Le plein accès au trafic normal est disponible dans les heures suivant le séisme.

- **Limité :**

Accès limité (par exemple ruelles réduites ou indiquées, trafic de secours). On identifie qu'environ 24 heures peuvent être nécessaires pour accomplir une inspection post-séisme du pont. Le plein accès au trafic normal doit être assuré au bout de quelques jours.

- **Sensiblement limité :**

On s'attend à ce que l'accès limité au trafic de secours soit possible dans les jours suivant le séisme. L'accès public n'est pas prévu jusqu'à ce que des réparations soient accomplies.

- **Perte possible de service :**

L'accès au trafic n'est pas envisagé pendant une période prolongée.

3.4.2 Niveaux de dommage

Les niveaux de dommages sont définis comme suit:

- **Dommages Minimaux:**

Aucun risque d'effondrement. Comportement essentiellement élastique. Le comportement suivant est prévu:

La réponse non élastique mineure est limitée pour des microfissures du béton sans éclatement du béton, ou déformation mineure ou flambement local des éléments en acier secondaires. Les

déplacements résiduels associés à la rotule plastique ou comportement non linéaire des fondations ne sont pas existants.

- **Dommages Réparables:**

Aucun risque d'effondrement. Les dommages peuvent être réparés sans compromettre le niveau exigé de service. Le comportement non élastique est prévu mais sera limité tels que la structure puisse être reconstituée à son état de pré séisme sans remplacement des éléments de structures principaux ou exiger la fermeture complète. Les déplacements résiduels ne doivent pas excéder approximativement 0,5% ou empêcher les réparations exigées.

Pour les parties en béton des structures, le comportement non élastique peut avoir comme conséquence la fissuration du béton, déformation des armatures (pas de rupture de flambement), et éclatement mineur du béton.

Pour les structures métalliques, la réponse non élastique n'aura pas comme conséquence la rupture des éléments ou la ruine des attaches pour les éléments porteurs; cependant, le flambement localisé des éléments secondaires en acier, et la déformation de flexion limitée dans les colonnes en acier ou la déformation de traction limitée des entretoises peuvent se produire dans des éléments principaux.

Le séisme induit des mouvements de fondations ou d'autres effets de sol. Ceci est acceptable si de tels effets peuvent être réparés pour reconstituer la structure au plein service, et si les réparations peuvent être exécutées sous les niveaux de service du trafic indiqués dans le tableau 2.

- **Dommages Significatifs sans risque d'effondrement :**

Les dommages exigeant la fermeture pour réparation sont prévus.

Les dommages ne causent l'effondrement d'aucune travée ou partie de la structure, ni ne mènent à la perte de la capacité des éléments porteurs principaux. Les déformations résiduelles peuvent se produire et l'endommagement consistant en la fissuration, déformation et éclatement importants du béton peut exiger la fermeture.

Le rétablissement de la structure peut exiger des réparations importantes et potentiellement la reconstruction des éléments du pont.

Pour les structures en béton, la réponse non élastique peut avoir comme conséquence des fissures significatives, la déformation des armatures et l'éclatement majeur du béton.

Pour les structures métalliques, la réponse non élastique n'aura pas comme conséquence la rupture des éléments ou la ruine des attaches pour les éléments porteurs; cependant, le flambement localisé des éléments secondaires en acier, et la déformation de flexion limitée dans les colonnes en acier ou la déformation de traction limitée des entretoises peuvent se produire dans des éléments principaux.

Le comportement suivant des fondations est prévu:

Le séisme induit des mouvements de fondations ou d'autres effets de fondations. Ils seront considérés comme acceptables si le comportement de la structure répond aux critères de risque sismique définis dans le tableau 2. Des déformations non élastiques attendues des fondations seront déterminées et les effets de ces mouvements sur le comportement de la structure seront considérés dans l'évaluation et le projet de renforcement.

- **Dommages Significatifs avec risque de chute de travée :**

Un risque de dommages étendus et irréparables est accepté, mais l'effondrement de la superstructure ou la défaillance des piliers n'est pas acceptable. Le potentiel de ruine par des déformations au sol est identifié mais pas nécessairement considéré.

3.5 Séisme de calcul

Les actions sismiques à considérer sont définies dans le chapitre 3 du RPOA partie I.

L'analyse de la structure est à conduire suivant les prescriptions du chapitre 4 du RPOA partie I en fonction de la configuration structurale du pont.

4 Projet de renforcement sismique

4.1 Généralités

La conception de la mise à niveau des ponts existants suivra les méthodologies et les directives décrites ci après :

4.2 Conception en capacité

Les principes de la conception en capacité décrite dans le chapitre 4 du RPOA partie I seront adoptés lorsque cela est possible.

4.3 Conception des dissipateurs

Les dissipateurs longitudinaux incluent des barres, des tirants, des câbles ou d'autres dispositifs spécifiquement conçus afin de limiter les déplacements au niveau des appareils d'appuis. Les éléments du dissipateur seront conçus pour assurer l'intégrité et la ductilité sous les forces ou les mouvements excessifs sans provoquer des ruptures fragiles. Le frottement ne sera pas considéré comme dissipateur longitudinal efficace.

L'utilisation des dissipateurs comme mesures de renforcement devrait être considérée dans les cas où des longueurs suffisantes de repos d'appui ne peuvent pas être économiquement justifiables pour empêcher la chute de travée.

Les dissipateurs seront conçus, de sorte que les matériaux de la structure du pont restent dans leur domaine de comportement élastique.

Les dissipateurs sont calculés par des méthodes dynamiques non linéaires.

Les attaches et les éléments de support du dissipateur seront conçus pour résister à 1,25 fois la capacité résistante du dissipateur.

4.4 Système de tablier

Le concepteur établira le cheminement clair et franc de la sollicitation sismique et vérifiera que tous les composants et liaisons sont capables de résister aux effets imposés de cette sollicitation. Les déplacements résiduels mineurs sont acceptables dès lors que les modes de rupture inacceptables ne se produiraient pas et que les objectifs de comportement peuvent être satisfaits.

Les diaphragmes, les entretoises, les contreventements et leurs liaisons qui sont identifiés en tant qu'éléments du chemin de charge transférant les sollicitations sismiques à partir de la superstructure aux appuis, seront conçus et détaillés pour rester élastiques sous le séisme de calcul, indépendamment du type d'appui utilisé.

Les conditions ci-dessus n'excluent pas l'utilisation des dissipateurs d'énergie.

4.5 Systèmes d'appuis

La conception des appuis sera conforme à la réponse sismique prévue du système tout entier du pont et sera liée aux caractéristiques de résistance et de rigidité de la superstructure et de la sous structure.

Les appareils d'appui et leurs supports seront conçus et détaillés pour s'adapter aux déplacements sismiques de calcul. Le remplacement des joints est acceptable

Les appuis rigides et leurs composants seront conçus pour demeurer élastiques pendant le séisme de calcul. Pour des appuis déformables non conçus explicitement en tant qu'isolants ou fusibles, les éléments ductiles choisis peuvent se déformer pendant le séisme de calcul. Les déformations résiduelles résultant d'un tel comportement seront expliquées dans le projet.

La conception et le détail des éléments de l'appui résistant à des sollicitations d'origine sismique doivent assurer la résistance et la ductilité adéquates. Les appuis fixes ou les encastremements dans les systèmes d'appuis seront conçus pour résister à toutes les sollicitations imposées ou alors un chemin alternatif de charges sera fourni.

La résistance de frottement des surfaces de glissement des appareils d'appui sera sous-estimée de manière conservatrice lorsqu'elle contribue à résister aux sollicitations sismiques, et surestimée lorsque le frottement a des effets défavorables sur les éléments structuraux dus aux mouvements sismiques.

4.6 Fondations

4.6.1 Généralités

La conception géotechnique sera conforme aux critères de risque sismique d'exécution donnés 3.4. Ces critères incluent les mouvements verticaux, horizontaux et de rotation permanents de la fondation. Les talus proches des culées seront considérés lorsqu'ils forment un accès nécessaire à la structure.

La conception géotechnique sera faite conformément au paragraphe 5.6 du RPOA partie I.

Les risques sismiques quant à l'instabilité des pentes, à la liquéfaction du sol, aux mouvements du sol et à l'augmentation de la pression latérale de la terre induits par liquéfaction seront évalués. L'interaction Sol structure, le mouvement au sol différentiel, et les effets de dégradations cycliques seront également considérés dans le projet.

Les effets sur la fondation, la rigidité et la capacité de butée, basés sur la meilleure évaluation des conditions de site et des paramètres de sol, seront considérés en analysant la réponse globale du pont et la distribution relative des effets du séisme sur les divers éléments du pont.

4.6.2 Conditions de site

Un rapport sur les risques sismiques potentiels liés à l'emplacement du pont est exigé. Les risques sismiques potentiels seront déterminés sur la base des essais sur le terrain (in situ) et essais en laboratoire.

4.6.3 Instabilité des pentes

Des analyses peuvent être effectuées en utilisant des méthodes pseudo statiques conventionnelles pour évaluer l'instabilité des pentes pour des talus proches des culées du pont. De telles analyses seront basées sur l'information obtenue lors d'investigations in situ, y compris la géométrie de la pente, de la résistance au cisaillement du sol et d'autres données géotechniques appropriées. Les évaluations d'instabilité de pente incorporeront les effets des sollicitations sismiques transférées par la superstructure du pont le cas échéant.

Si les analyses montrent que l'instabilité des pentes est probable pendant ou après le séisme de calcul, l'effet de cette instabilité sur les fondations du pont, en particulier concernant le mouvement de talus, sera

évalué. Si la liquéfaction est considérée comme étant la cause de l'instabilité de pente, des analyses seront effectuées en utilisant les caractéristiques réduites appropriées du sol et les pressions d'eau interstitielle pour les zones potentiellement liquéfiables à moins que des mesures de confortement de sol soient préconisées.

Si les mouvements sont inacceptables, des mesures de stabilisation du talus seront prises pour réduire de tels mouvements.

4.6.4 Liquéfaction de sol et mouvements induits

Une évaluation sera faite du potentiel de la liquéfaction des sols de fondations, et de l'impact de la liquéfaction sur les fondations et la superstructure du pont. Le paragraphe 7.6.3 du RPOA partie I fournit des prescriptions pour cette analyse.

Si les analyses montrent des mouvements inacceptables de fondations, en termes de mouvements totaux et mouvements différentiels entre les fondations adjacentes, une ou plusieurs des mesures suivantes seront prises :

- 1) emploi d'un type approprié de fondation, tel que pieux ou micropieux qui se prolongent au-dessous des zones des sols liquéfiables. Ces éléments de fondations seront conçus pour résister aux sollicitations induites par le mouvement du sol.
- 2) Utiliser des méthodes de confortement de sol telles que la densification par des techniques de vibroflotation, compactage dynamique, drainage, colonne ballastée, injection, jet grouting ou autres méthodes appropriées.
- 3) concevoir des structures de pont pour résister aux mouvements du sol prévus.

4.6.5 Interaction Sol Structure

L'interaction du système de sol-fondation-structure sera évaluée là où c'est significatif.

Dans la modélisation globale du pont, des ressorts linéaires ou non linéaires équivalents du sol de fondations seront utilisés. Une gamme de rigidités possibles de ressorts de sol sera évaluée sur la base des méthodes géotechniques admises en utilisant des paramètres de sol basés sur les essais in situ et en laboratoire. Une étude sera effectuée sur la sensibilité de la réponse sismique du pont à la variation de la rigidité de ressort du sol.

La participation des fondations de la culée dans la réponse sismique globale du pont sera à prendre en compte si cet effet est considéré comme significatif. La participation de la culée reflétera la configuration structurale, le mécanisme de transfert des sollicitations sismiques du pont au système de culée, et la capacité efficace de rigidité et de résistance du système mur-sol, et le niveau des dommages prévus de la culée.

4.6.6 Augmentations de pression latérale de la terre

Les augmentations de la pression latérale de la terre induites à l'arrière d'une culée seront incluses dans la conception, si nécessaire, telles que décrits en 5.5.2.3 du RPOA partie I.

4.6.7 Murs de soutènement

Les murs de soutènement sont à vérifier conformément en 5.5.2.4 du RPOA partie I.

5 Rapport de stratégie de renforcement sismique

Un rapport de stratégie de renforcement sismique sera à établir. Il contiendra au minimum les points suivants :

- critères de risque sismique spécifiques du projet de renforcement
- Une synthèse des spectres de réponse de calcul
- Description de la méthodologie et des paramètres pour la modélisation et l'analyse structurale et géotechnique.
- Procédés pour établir les caractéristiques géométriques et mécaniques des matériaux existants et de la méthodologie utilisée pour déterminer les capacités des éléments structuraux existants.
- Description du cheminement de la sollicitation sismique à travers la structure, les éléments clés, leur importance et l'évaluation de leur comportement sismique.
- Synthèse des résultats de l'analyse.
- Identification et hiérarchisation des secteurs déficients de la structure vis à vis du séisme, y compris les insuffisances géotechniques.
- Description des mesures conceptuelles de renforcement comprenant les schémas préliminaires, les coûts estimatifs, les données en attente et les considérations esthétiques.
- Discussion des dommages attendus et de la nature des réparations prévues, si c'est approprié, pour reconstituer la structure, sous le trafic comme requis, au niveau de service indiqué.
- Description du scénario de renforcement recommandé.
- Discussion de la fiabilité à long terme et de l'entretien exigé des mesures de renforcement proposées.
- Toutes les notes du rapport devraient être établies sous forme d'une fiche préétablie indiquant notamment une description sommaire de l'ouvrage à évaluer.

LISTE DES MEMBRES DU GROUPE TECHNIQUE SPECIALISE (GTS)



M. BELAZOUGUI Mohamed

Directeur du Centre National de Recherche appliquée en génie Parasismique (CGS) depuis 1987.
Délégué National aux Associations Internationales et Européennes de Génie Parasismique.
Président de l'Association Algérienne de Génie Parasismique (AGS).
Doctorat d'ingénieur – Paris (1972).
Ingénieur en Génie Civil –ENP (1967).



M. ZENATI Abdelkader

Expert consultant.
Ingénieur expert auprès de la SNCF, France (depuis 1991).
Doctorat d'université en mécanique appliquée à la construction, université Pierre et Marie Curie – Paris VI.
Diplôme d'études approfondies en mécanique appliquée à la construction, Paris VI (1986).
Ingénieur d'Etat en Génie Civil, ENP (1985).



M. DJAFFOUR Mustapha

Vice recteur de l'université de Tlemcen.
Doctorat d'Etat en Génie Civil, université de Tlemcen (2007).
Directeur de l'institut de Génie Civil de Tlemcen (1994/1998).
Enseignant chercheur, institut de Génie Civil de Tlemcen (1988).
Magister en ouvrages spéciaux, université d'Oran (1991).
Ingénieur d'Etat, université d'Oran.



M. RILI Moussa

Maître assistant chargé de cours de construction d'ouvrages en béton, université de Bab-Ezzouar.
Diplôme du centre des hautes études de la construction de Paris, France.
Magister, ENP Alger.
Ingénieur d'Etat, ENP Alger.



M. BOURAHLA Noureddine

Professeur d'enseignement supérieur et directeur de recherche, université de Blida.
Ph.D en dynamique des structures et génie sismique- université de Bristol, Grande Bretagne.
Ingénieur en génie civil, ENP Alger.



M. KENAI Said

Professeur de Technologie du béton et pathologie des structures et directeur du laboratoire de recherché, université de Blida.
Ph.D université de Leeds, Angleterre (1988).
Ingénieur en Génie Civil, ENP Alger (1982).



M. BOUHICHA Mohamed

Professeur de Génie Civil, université de Laghouat.
Ph.D en Génie Civil, université de Liverpool, Grande Bretagne.
Ingénieur d'Etat, ENP Alger.



M. ABDESSEMED Mouloud

Directeur des Infrastructures Aéroportuaires, Ministère des Travaux Publics.

Doctorant à l'ENP, Alger et chercheur associé au CGS.

Magister, université de Blida (2003).

Ingénieur d'Etat en Génie Civil, ENP Alger (1988).



M. DJIAR Youcef

Sous directeur des ouvrages d'art, Ministère des Travaux Publics.

Master en infrastructures de transport, ENPC Paris – France (1998).

Certificat d'Engineering des ponts, JICA – JAPON (1996).

Ingénieur d'Etat en Travaux Publics, ENTP (1991).



M. AMEUR Boualem

Chef de département Réglementation et Réduction du Risque Sismique – Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS).

Master en Sciences Appliquées – USA 1984.

Ingénieur en Génie civil- CANADA (1973).



M. FARSI Mohamed Naboussi

Directeur de Recherche, Centre National de Recherche Appliquée en génie Parasismique (CGS).

Doctorat en mécanique (Génie civil), Grenoble (1996).

Ingénieur Génie Civil, ENP Alger (1978).



M. KIBBOUA Abderrahmane

Chargé de Recherche - Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS).
Magister en Génie Civil ENTP, Alger (2006).
Ingénieur d'Etat en Génie Civil, ENP Alger (1988).



M. MAKHLOUFI Farid

Directeur d'Engineering – SAETI
Master en ouvrages d'art, ENTPE Paris (1987).
Ingénieur d'Etat, ENTP (1983).



M. REBZANI Braham

Consultant- CTC Chlef.
Diplôme du Centre des hautes études de construction CHEBAP,
Paris – France (1975).
Ingénieur d'Etat en génie civil, ENP (1971).



M. AYADI Hacène

Directeur Général adjoint, CTC EST
Diplôme du Centre des hautes études de construction CHEBAP,
Paris – France (1983).
Ingénieur Génie Civil (1977)



M. FEDGHOUCHE Ferhat

Chargé de cours et responsable des laboratoires à l'ENTP.
Magister en Génie Civil, ENTP Alger (2001).
Ingénieur d'Etat, ENTP Alger (1993).



Mme CHERID Djamila

Chargée de cours à l'ENP, Alger
Magister en Génie Civil, ENP –Alger (1996)
Ingénieur d'Etat en génie Civil, ENP Alger (1982).



M. BOUKHETTALA Rachid

Directeur des Etudes et des Tavaux d'Infrastructures- CTTP.
Ingénieur principal en ouvrages d'art – CTTP (2001).
Ingénieur d'Etat, ENTP (1987).



M. DJERIR Bouaziz

Chef de département Etudes- SAPTA
Ingénieur d'Etat en Génie Civil, ENP Alger (1988)



M. MRAIN Yahia Brahim

Directeur des Travaux du Groupement GEOTERA
Chef de département études techniques, ENGOA (1993/2007)
Ingénieur d'Etat en Génie Civil, USTHB(1982).



Mme MOKHBI Naima

Chef de bureau ouvrages d'art, Direction des Routes, MTP.
Ingénieur d'Etat, ENTP (1992).



M. ALLOU Rachid

Expert 2^{ème} degré- Direction des Travaux Publics, Wilaya de
Boumerdès.
Ingénieur d'Etat, ENTP (1980).



Mme AKLI Zouina

Chef de département, Agence Nationale des Autoroutes (ANA).
Ingénieur d'Etat, USTHB (1992).



M. NAHAL Said

Chef de projet – Direction des Travaux Publics, Wilaya de Constantine.
Certificat des Etudes Supérieures ENTPE- France (2000).
Ingénieur d’Etat, ENTP (1991).



M. MESSAOUD SADALLAH Kamel

Chef de projet – Direction des Travaux Publics, Wilaya d’Alger.
Certificat des études Spécialisées en Génie Civil (CES), ENTPE-
France (1999).
Ingénieur d’Etat en Génie Civil, USTHB (1993)



Mlle SADAOUI Fatiha

Cadre chargé du suivi des projets ferroviaires – Ministère des
Transports.
Ingénieur d’Etat, ENTP (2003).

Hommage

Ce document n'aurait pas pu être réalisé sans la mobilisation d'un groupe technique spécialisé constitué de compétences nationales et internationales.

Ces membres du GTS ont beaucoup travaillé et ont donné le meilleur d'eux-mêmes pour que le projet de règlement parasismique des ouvrages d'art aboutisse. Les multiples réunions ont été animées de réflexions, discussions et débats contradictoires. Certains articles du règlement ont nécessité plusieurs séances et les membres du GTS n'hésitaient pas à renvoyer le document pour expertise/évaluation auprès d'experts nationaux ou internationaux.

Le fruit de ce dur labeur est enfin prêt et nous tenons à rendre hommage aux membres du GTS et à toutes les personnes qui ont contribué à la rédaction de ce règlement. Nous les remercions vivement pour leurs efforts, leur abnégation et leur professionnalisme.

Le Ministre des Travaux Publics

Dr. Amar GHOUL