

MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME

DOCUMENT TECHNIQUE REGLEMENTAIRE
DTR B C 2 48

**VERSION COMPLETE DE VULGARISATION POUR
ETUDIANTS**

Attari nasser-eddine

**REGLES PARASISMIQUES
ALGERIENNES
RPA 99 / VERSION 2003**

CENTRE NATIONAL DE RECHERCHE APPLIQUEE EN GENIE-PARASISMIQUE

MODIFICATIFS ET COMPLEMENTS AUX RPA 99 (révision 2003)

AVERTISSEMENT

A tous les utilisateurs des Règles Parasismiques Algériennes « RPA ».

Nul n'ignore que les séismes sont destructeurs et leur prédiction très difficile, voire impossible. Par conséquent, la prévention du risque sismique consisterait, tout d'abord, à construire parasismique.

A ce titre, il est utile de rappeler que les RPA visent un double objectif :

- Protéger les vies humaines en évitant l'effondrement des ouvrages sous l'effet d'un séisme majeur, rare, en limitant le choix des systèmes constructifs ainsi que la hauteur des ouvrages en fonction de l'importance de la sismicité de la zone d'implantation.
- Limiter les dommages dans les éléments secondaires fragiles dus à des déformations imposées par un séisme modéré, plus fréquent.

L'importante secousse tellurique qu'a subi notre pays le 21 mai 2003, nous rappelle, encore une fois, que la prévention contre une telle catastrophe naturelle se situe aussi dans l'application stricte de toutes les prescriptions techniques, les règles et les normes régissant le domaine de la construction.

En effet, les différents cas de pathologies et de dommages occasionnés aux ouvrages dans les wilayas d'Alger et de Boumerdes à la suite de ce tragique événement du 21 mai 2003, ont révélé, outre la violence du séisme de magnitude 6.8 sur l'échelle de RICHTER, des défaillances dans plusieurs constructions réalisées ou en cours de réalisation.

Ce constat, qui interpelle l'ensemble des intervenants dans l'acte de bâtir, a amené les pouvoirs publics à s'interroger sérieusement sur les causes de ces dommages, et à tenir compte, également, des niveaux élevés des accélérations enregistrées par les instruments de mesure implantés dans les zones touchées et les régions environnantes, aussi bien pendant la secousse principale que pendant les répliques qui l'ont suivie.

Dans ce cadre, le Groupe Technique Spécialisé (GTS), créé par décision de Monsieur le Ministre de l'Habitat et de l'Urbanisme le 28 juin 2003, a été chargé de procéder à la révision «court terme» du RPA 99 et d'engager la réflexion sur les enrichissements techniques et scientifiques à apporter, à moyen terme, à la réglementation parasismique algérienne.

A ce titre, le GTS a intégré dans sa réflexion les premiers enseignements tirés du récent séisme, à travers l'analyse des dommages et des désordres observés sur le terrain, et notamment, les pathologies ayant affecté les structures en portiques autostables en béton armé qui restent mal réalisés, en particulier, au niveau des zones nodales.

Ainsi, la présente révision «court terme» du RPA 99, intitulée **MODIFICATIFS ET COMPLEMENTS AUX RPA 99**, porte essentiellement sur deux volets :

- Révision du zonage sismique du RPA 99.
- Nouvelles prescriptions, plus restrictives, pour le système de portiques autostables en béton armé (système poteaux-poutres).

Le GTS considère que si des amendements et des enrichissements sont apportés à la réglementation parasismique en vigueur pour l'améliorer et l'actualiser progressivement sur la base des expériences et des résultats des études et des recherches réalisées, il va sans dire que ces efforts sont vains si leur application n'est pas effective et rigoureusement suivie par les différents intervenants dans l'acte de bâtir. Ces efforts sont d'autant plus vains, si au préalable, on ne veille pas à la qualité des études aux plans de la conception et du calcul ainsi que de la reconnaissance du sol et du site d'implantation des ouvrages, à la qualité des matériaux et produits de construction, à la qualité des travaux d'exécution, à la qualité du suivi des travaux de réalisation et du contrôle technique de construction, conformément aux exigences réglementaires requises en particulier et aux règles de l'art en général.

Mme Saliha AIT MESBAH

Directrice de la Recherche et de la Construction.

Présidente du GTS.

MODIFICATIFS ET COMPLEMENTS aux RPA 99(Version 2003)

COMITE DE REDACTION DU RPA 99

PRESIDENT : **M. BELAZOUGUI Mohamed** **Directeur du CGS**

MEMBRES:

M. AFRA Hamid	Chef-de service informatique et analyse des structures au CGS
M AMEUR Boualem	Chef-de Dpt Réglementation Technique et Reduction du Risque Sismique (DRS) au CGS
M. BELAZOUGUI Mohamed	Directeur du CGS
Mme BOUCHEFA Ouahiba	Chef-de Service Réglementation Technique au CGS
M.FARSI Mohamed	Chef Dpt Genie Sismique au CGS
M. OUAKLI Ahmed	Chargé de Recherche au CGS
M. REMAS Abdelkader	Chef-de Service Vulnérabilité au CGS

GROUPE DE TRAVAIL SPECIALISE (GTS) DU RPA 99

PRESIDENT D'HONNEUR :

HEDIBI Youcef

Directeur de la Recherche et de la
Construction au Ministère de
'Habitat (DRC)

PRESIDENT : . BELAZOUGUI Mohamed

Directeur du CGS

CO-RAPPORTEURS :

AMEUR Boualem

Chef-de Dpt Réglementation
Technique et Réduction du
Risque Sismique (DRS) au CGS

. BELAZOUGUI Mohamed

Directeur du CGS

BOUCHEFA Ouahiba

Chef-de service Réglementation
Technique

MEMBRES:

ADIB Abdelkader

Représentant du CTC /CHLEF

AFRA Hamid

Chef-de service informatique CGS

AMEUR Boualem

Chef-de Dpt Réglementation
Technique et Réduction du
Risque Sismique (DRS) au CGS

BAKHTI Mohamed

Ministère de l'Habitat

BAZIZ Makhlouf

Ministère de Habitat

BEGHDADI Laid

USTHB/IGC

BELAID Abdelkader

Président Directeur Général du
CTC/SUD

BELAZOUGUI Mohamed

Directeur du CGS

BOUCHAKOUR Tahar

Président Directeur General du
BEREG

BOUCHEFA Ouahiba

Chef-de service Réglementation
Technique

CHANTI Amar

Représentant du CTC - Est

DAHMOUCHE Boualem

Ministère de Habitat

EL FOUL Djamel

Chef-de Dpt Aléa sismique et
Microzonage CGS

FARSI Mohamed

Chef-de Dpt Génie Parasismique au CGS

HEDIBI Youcef

Directeur de la Recherche et de la

	Construction au Ministère de l'Habitat (DRC)	
MENOUAR Mohamed	Ministère de Habitat	
MOHAMED CHERIF Arezki	Président Directeur Général du CTC - Centre	
OUAKLI Ahmed	Chargé de Recherche au CGS	
REMAS Abdelkader	Chef-de service Vulnérabilité au	CGS
RILI Moussa	USTHB/IGC	
SOUISSI Messaoud	Représentant du CNERIB	
TAIBI Youcef	.Représentant du CTC/OUEST	
TERCHI Boualem	Sous Directeur à BATIMETAL	
YEZLI Lamara	Maître de Conférence à	USTHB/ IGC

CONTRIBUTIONS

Ont également contribué à l'enrichissement du document Messieurs : AZZOUZ Président Directeur Général du CTC /CHLEF, BELHADJ Larbi Représentant du CTC /Ouest, CHARIF Abdehamid Université de Batna ;DJAFOUR Mustapha Université de Telemcen ; MSILA Atelier A3 Chlef ; ZERGOUG Kaddour Larbi Représentant du CTC /Ouest

HOMMAGE POST-MORTEM

Tous les membres du Groupe de Travail Spécialisé ont été profondément peints par la perte de Monsieur YEZLI Lamara Maître de Conférence à USTHB/ IGC , décédé accidentellement en Août 1998, en pleine période de travail du groupe dont il était un membre des plus éminents .Les collègues tiennent tout particulièrement à lui rendre ici un hommage hautement mérité pour son apport appréciable au document et son entregent dans les discussions du groupe

GROUPE DE TRAVAIL SPECIALISE (GTS)

MODIFICATIFS ET COMPLEMENTS aux RPA 99(Version 2003)

PRESIDENTE :

AIT MESBAH Saliha

Directrice de la Recherche et de la
Construction au Ministère de l'Habitat et de
l'Urbanisme

MEMBRES :

ADIB Abdelkader

CTC/CHLEF

Hamid AFRA Hamid

CNERIB

AISSAOUI Tahar

LNHC

AKACEM Ahmed

CTC/CENTRE

AMEUR Boualem

CGS

ATTARI Nasser eddine

EPAU / MESRS

BELAZOUGUI Mohamed

CGS

BELLACHE Ali

CTC / SUD

BENGUENDOZ Omar

MTP

BENZEMRANE Md Seghir

CNIC

BOUCHAKOUR TAHAR

BEREG

BOUDRAR Abdellatif

CTH

BOUNOUA Abdellatif

CTTP

CHANTI Amar

CTC / EST

CHELGHOUIM Abdelkrim

MESRS

FARSI Mohamed

CGS

KDROUSSI Belkacem

CTC / OUEST

LAHMAR Abdelkader

MTP

LAOUAMI Nacer

CGS

NASRI Kamel

MHU

RILI Moussa

USTHB

REMAS Abdelkader

CGS

SOUICI Messaoud

CNERIB

SEGHIRI Ibrahim

MATE

SI YUCEF Youcef

EPAU / MESRS

AVANT -PROPOS - PRESENTATION

Le document technique « DTR BC 2-48 » portant sur les « REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99 » qui a été approuvé par la commission technique permanente pour le contrôle technique de la construction (CTP) lors de sa réunion du 4 Décembre 1999 se situe dans la continuité des documents précédents

« RPA 81 , version 1983 » et « RPA 88 » dont il garde la philosophie originelle .

Il constitue en fait une actualisation qui s'avère nécessaire après près de deux décennies de pratique riche et diversifiée de la part des scientifiques et techniciens nationaux des bureaux d'études et de contrôle , des entreprises et des institutions de formation supérieure .

Cette actualisation tient compte également des leçons tirées des récents séismes survenus en Algérie tels que ceux de Oued Djer (oct 1988), Tipaza (oct 1989), Mascara (août 1994) ,ou à l'étranger, tels que Spitak / Arménie (1988),Sanjan / Iran (1990),Loma Priéta / Californie (1989), Northridge /Californie (1994), Kobé/Japon (1995),ou Izmit/Turquie(1999).

Cette actualisation a en outre bénéficié des grands progrès de la recherche dans ce domaine aussi bien aux niveaux national qu' international .

Globalement , les préoccupations essentielles qui ont présidé à la présente révision qui est la deuxième sont les suivantes :

- Prise en compte de l'évolution récente de la réglementation internationale en la matière.
- Réponse aux questions et remarques des utilisateurs du RPA.
- Valorisation de l'expérience acquise dans la pratique du génie parasismique
- Harmonisation du RPA avec les autres DTR complémentaires (CBA, CCM, Maçonnerie, Fondations,...).
- Réorganisation du contenu du RPA selon un schéma de plus en plus utilisé dans les codes étrangers.
- Amélioration de la présentation du RPA en tant qu'outil de travail très utilisé.

Les points qui ont été retenus pour révision se présentent comme suit :

- . Définir de manière plus précise l'objet du RPA
- . Préciser davantage le domaine d'application du RPA
- . Préciser les objectifs et les niveaux de protection parasismique recherchés pour les différentes catégories de constructions qui relèvent du domaine d'application du RPA.
- . Décrire les principes de conception parasismique à respecter, préalablement à tout calcul (choix de site, implantation,...).
- Revoir les différentes classifications (zonage sismique, sites et sols, catégories d'ouvrages).
- .. Préciser davantage les critères de régularité en plan et en élévation des constructions.
Identifier les systèmes structuraux en usage courant en Algérie.
- Préciser les critères de choix de la méthode de calcul des forces sismiques (méthode statique équivalente, méthode d'analyse modale spectrale).
- Décrire la méthode statique équivalente avec les modifications apportées sur les différents paramètres.
- Décrire la méthode dynamique modale spectrale.
- Décrire les critères de sécurité à justifier pour que la structure soit réputée parasismique (système de contreventement, éléments secondaires et éléments non structuraux).
 - Revoir les dispositions constructives relatives aux constructions en béton armé, en acier et en maçonnerie porteuse chaînée.

- ..Envisager un nouveau chapitre relatif aux fondations et murs de soutènement (fondations, liquéfaction, stabilité des pentes, murs de soutènement).

Un avant-projet de RPA révisé a été ainsi élaboré et soumis à un examen détaillé de la part d'un groupe de travail spécialisé regroupant des experts de bureaux d'études, de bureaux de contrôle, d'universités, d'entreprises et de représentants du Ministère.

A l'issue d'une série de plus de trente réunions, le GTS a approuvé un document révisé de manière détaillée et comportant dix (10) chapitres et une (01) annexe.

Les principaux points ayant fait l'objet d'une révision se présentent comme suit (liste non exhaustive) :

Chapitre I : Généralités

1. Définition des objectifs visés en matière de protection parasismique des constructions.
2. Domaine et conditions d'application des règles.

Chapitre II : Règles générales de conception

Définition de plusieurs aspects essentiels relatifs à la conception parasismique, ayant un rôle primordial dans la vulnérabilité des constructions face aux actions sismiques :

- Choix de site et implantation des ouvrages.
- Investigations géotechniques et fondations.
- Superstructure, matériaux et procédés de construction.
- Méthodes de calcul et modélisation des structures

Chapitre III : Critères de classification

Définition de plusieurs classifications nécessaires à :

- La définition de la situation sismique étudiée
 - La modélisation et le choix de la méthode de calcul
 - La détermination des paramètres de calcul des forces sismiques
1. **Zones sismiques** : peu de changements, réaffectation de certaines communes sur les différentes zones sismiques (0 à III).
 2. **Importance des ouvrages** : groupe d'usage 1 (RPA-88) éclaté en deux sous-groupes (1A) et (1B).
 3. **Sites** : identification de quatre (4) catégories de sites avec les formes de spectre de réponse associées.
 4. **Systemes de contreventement** : définition d'un plus grand nombre des systemes de contreventement des constructions avec les conditions de mise en œuvre associées (limitations en hauteur,...).
 5. **Régularité des ouvrages** : définition des critères de régularité en plan et en élévation pour le choix approprié du modèle et de la méthode de calcul à utiliser.

Chapitre IV : Règles de calcul

Définition des critères de choix de la méthode de calcul et description des deux (2) méthodes retenues par le RPA :

- **Méthode statique équivalente** : seuls les coefficients D et R (coefficient de comportement) ont été modifiés, et introduction d'une nouvelle formule empirique pour l'estimation de la période d'un ouvrage.
- **Méthode dynamique modale spectrale** : introduite comme méthode de calcul à adopter dans tous les cas, en particulier dans les situations où la première méthode ne s'applique pas.

Chapitre V : Justification de la sécurité

Définition d'une série de critères à satisfaire par les constructions qui relèvent du domaine d'application du RPA pour être réputées parasismiques :

- Résistance des éléments et de leurs liaisons
- Ductilité des sections et des éléments
- Equilibre et stabilité d'ensemble (effet P- Δ)
- Résistance des planchers
- Stabilité des fondations
- Résistance et stabilité des éléments secondaires et des éléments non structuraux
- Largeur des joints et déformations relatives d'étage.

Chapitre VI : Prescriptions complémentaires et éléments non structuraux

Peu de modifications ont été apportées par rapport au RPA-88 (Importance de l'application de ces prescriptions dans le cas des ouvrages des groupes 1A et 1B).

Chapitre VII : Structure en béton armé

Nouvelle rédaction plus complète visant à lever les ambiguïtés d'interprétation relevées par les utilisateurs des anciennes versions et introduction de nouvelles prescriptions à même de renforcer la ductilité et /ou la sécurité .Introduction de la référence au CBA 93

Chapitre VIII : Structures en acier

- Nouveau chapitre comblant une lacune relevée dans les anciennes versions des RPA.
- Référence au nouveau DTR CCM-97 (approche aux états limites)

Chapitre IX : Structures en maçonnerie porteuse chaînée

- Nouvelle rédaction (sous forme de chapitre)développant l'ancienne annexe du RPA-88 et visant à promouvoir l'utilisation en zone sismique de ce système constructif des plus intéressants pour l'Algérie

Chapitre X : Fondations et murs de soutènement

- Nouveau chapitre portant sur un certain nombre de points tels que :
 - Liquéfaction des sols
 - Stabilité des pentes
 - Murs de soutènement et murs périphériques en sous-sol
 - Fondations superficielles et profondes

Annexe 1. : Répartition des communes sur les différentes zones sismiques identifiées.

Comme suite à ce travail de révision ayant débouché sur la version « RPA 99 », Il a été décidé d'élaborer deux documents d'accompagnement intitulés :

- Document « Commentaires du RPA-99 » regroupant les commentaires, remarques développements, schémas et une synthèse des avis développés lors des travaux du GTS, pour une meilleure interprétation des dispositions réglementaires.
- Document « Exemples du RPA-99 » regroupant un certain nombre d'exemples de calculs détaillés de structures avec le RPA-99.

En conclusion ,on peut dire que l'expérience vécue aussi bien au cours de l'élaboration de l'avant-projet que durant les séances de travail du GTS a été très enrichissante pour les uns et les autres.

Les débats entre les membres du GTS étaient souvent très passionnés. Chacun d'entre eux était conscient de l'importance des problèmes posés et des conséquences des décisions à prendre. En particulier, la problématique sécurité/coûts a été un souci constant tout au long des travaux pour les membres du GTS appelés à trancher.

Le document final (RPA-99) issu de ces travaux est plus riche et permet d'aborder des situations sismiques de projets plus variés et plus complexes. En ce sens, il constitue une nette avancée dans la réglementation parasismique nationale.

Ceci dit , le travail d'étude et de réflexion se poursuit naturellement et en permanence , tant au niveau des structures du CGS que des groupes de travail spécialisés composés de professionnels du domaine , pour aboutir , au travers d'actualisations successives , à assurer une sécurité des constructions de mieux en mieux maîtrisée , à des conditions économiques acceptables ,des préoccupations auxquelles le ministère de l'habitat est particulièrement attentif.

TABLE DE MATIERE

CHAPITRE I. - GÉNÉRALITÉS

- 1.1. - Objet
- 1.2. – Objectifs
- 1.3. - Domaine d'application (voir modificatifs et compléments aux RPA 99)
- 1.4. - Conditions d'application
- 1.5. - Définitions et notation
 - 1.5.1. - Définitions
 - 1.5.2. - Notations

CHAPITRE II. - RÈGLES GÉNÉRALES DE CONCEPTION

- 2.1. - Choix du site
- 2.2. - Reconnaissance et études de sol (voir modificatifs et compléments aux RPA 99)
- 2.3. - Implantation des ouvrages (voir modificatifs et compléments aux RPA 99)
- 2.4. - Infrastructure et fondation
- 2.5. – Superstructure
 - 2.5.1. – Régularité
 - 2.5.2. - Joints
 - 2.5.3. - Matériaux et techniques de construction
 - 2.5.4. - Systèmes structurels
 - 2.5.5. – Ductilité
 - 2.5.6. - Eléments non structuraux
- 2.6. - Modélisation et méthodes de calcul

CHAPITRE III. - CRITÈRES DE CLASSIFICATION

- 3.1 Classification des zones sismiques (voir modificatifs et compléments aux RPA 99)
- 3.2 Classification des ouvrages selon leur importance
- 3.3 Classification des sites
 - 3.31 Catégories et Critères de classification
 - 3.32. Classement du site selon la disponibilité des essais
 - 3.3.3 Cas d'absence d'essais (voir modificatifs et compléments aux RPA 99)
 - 3.3 4 Conditions de site nécessitant des investigations approfondies
- 3.4 Classification des systèmes de contreventement (voir modificatifs et compléments aux RPA 99)
- 3.5 Classification des ouvrages selon leur configuration

CHAPITRE IV. - RÈGLES DE CALCUL

- 4.1 Choix de la méthode de calcul
 - 4.1.1 Méthodes utilisables
 - 4.1.2 Conditions d'application de la méthode statique équivalente
 - 4.1.3 Méthodes dynamiques
- 4.2 Méthode statique équivalent

- 4.2.1 Principe
- 4.2.2 Modélisation
- 4.2.3 Calcul de la force sismique totale (voir modificatifs et compléments aux RPA 99)
- 4.2.4 Détermination de la période fondamentale de la structure
- 4.2.5 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur
- 4.2.6 Distribution horizontale des forces sismiques
- 4.2.7 Effet de la torsion d'axe vertical
- 4.3 Méthode dynamique modale spectrale
 - 4.3.1 Principe
 - 4.3.2 Modélisation
 - 4.3.3 Spectre de réponse de calcul
 - 4.3.4 Nombre de modes à considérer
 - 4.3.5 Combinaison des réponses modales
 - 4.3.6 Résultante des forces sismiques de calcul
 - 4.3.7 Effets de la torsion accidentelle
- 4.4 Prescriptions communes aux méthodes « statique » et « dynamique »
 - 4.4.1 Stabilité au renversement
 - 4.4.2 Composante verticale de l'action sismique
 - 4.4.3 Calcul des déplacements

CHAPITRE V. - JUSTIFICATION DE LA SÉCURITÉ

- 5.1 Généralités
- 5.2 Combinaisons d'action
- 5.3 Justification vis à vis de la résistance
- 5.4 Justification vis à vis de la ductilité
- 5.5 Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble
- 5.6 Justification vis à vis de la résistance des planchers
- 5.7 Justification de la stabilité des fondations
- 5.8 Justification de la largeur des joints sismiques
- 5.9 Justification vis à vis de l'effet P- Δ
- 5.10 Justification vis à vis des déformations

CHAPITRE VI. - PRESCRIPTIONS COMPLÉMENTAIRES ET ÉLÉMENTS NON-STRUCTURAUX

- 6.1 prescriptions complémentaires
 - 6.1.1 Compatibilité des déplacements
 - 6.1.2 Éléments rigides adjacents
 - 6.1.3. Diaphragmes
- 6.2 Éléments non structuraux
 - 6.2.1 Définition
 - 6.2.2 Exigences de Comportement
 - 6.2.3 Force horizontale F_P agissant sur les éléments non structuraux
 - 6.2.4 Éléments extérieurs

CHAPITRE VII - STRUCTURES EN BETON ARME

- 7.1 Généralités
 - 7.1.1 Objet
 - 7.1.2. Eléments principaux - Eléments secondaires
 - 7.1.3 Définitions et conventions –Notations
- 7.2 Spécifications concernant les matériaux
 - 7.2.1 Béton (voir modificatifs et compléments aux RPA 99)
 - 7.2.2 Aciers
- 7.3 Conception et vérifications
 - 7.3.1 Coefficients de comportement
 - 7.3.2 Vérification de sécurité des éléments principaux
- 7.4. Spécifications pour les poteaux
 - 7.4.1. Coffrage (voir modificatifs et compléments aux RPA 99)
 - 7.4.2 Ferrailage
 - 7.4.3 Vérifications spécifiques
- 7.5. Spécifications pour les poutres
 - 7.5.1 Coffrage :
 - 7.5.2 Ferrailage
- 7.6 Spécifications pour les nœuds poteaux-poutres
 - 7.6.1 Dispositions constructives
 - 7.6.2 Dimensionnement du noeud vis-à-vis des moments fléchissants
- 7.7 Murs et voiles de contreventement
 - 7.7.1 Coffrage :
 - 7.7.2. Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux et les trumeaux
 - 7.7.3. Ferrailages des linteaux
 - 7.7.4 Ferrailages des trumeaux :
- 7.8 Dispositions propres aux dalles et diaphragmes
- 7.9. Eléments d'infrastructure :
- 7.10 Dispositions propres aux éléments secondaires

CHAPITRE VIII : CHARPENTES EN ACIER

- 8.1-. Généralités
 - 8.1.1. Conditions d'application
- 8.1.2 Principe de cohérence (vent/séisme)
 - 8.1.3. Méthodes d'analyse
 - 8.1.4. Notation et définitions
- 8.2. Portiques autostables ductiles
 - 8.2.1 Principes généraux
 - 8.2.2 Matériaux :Aciers de construction
 - 8.2.3 Sections transversales
 - 8.2.4 assemblages
- 8.3 Cadres autostables ordinaires
- 8.4. Palées triangulées
 - 8.4.1. Principes généraux
 - 8.4.2. Palées triangulées concentriques
 - 8.4.3. Forces de calcul des barres et assemblages

CHAPITRE IX : CONSTRUCTIONS EN MAÇONNERIE PORTEUSE CHAÎNE

- 9.1 Principes architecturaux et concepts structuraux
 - 9.1.1 Objet
 - 9.1.2 Conception
 - 9.1.3 Dimensions en plan, hauteur du bâtiment et nombre de niveaux 73
 - 9.1.4 Répartition et densité des murs
 - 9.1.5 Les ouvertures
- 9.2 Matériaux
 - 9.21 Généralités.
 - 9.22 Spécifications concernant les matériaux
- 9.3 Système de construction en maçonnerie porteuse chaînée
 - 9.31 Principe
 - 9.32 Les éléments structuraux principaux
 - 9.33 Chaînages horizontaux
 - 9.34 Chaînages verticaux
 - 9.35 Nœuds des chaînages
 - 9.36 Planchers
 - 9.37 Encadrements des baies et ouvertures
- 9.4 Calculs et vérifications des éléments structuraux principaux
 - 9.4.1. Sollicitations agissantes
 - 9.4.2. Sollicitations résistantes
 - 9.4.3. Principes de calcul

CHAPITRE X : FONDATIONS ET MURS DE SOUTÈNEMENT

- 10.1. Fondations
 - 10.1.1. Solidarisation des points d'appui
 - 10.1.2. Voile périphérique
 - 10.1.3. Dispositions constructives
 - 10.1.4. Vérification de la capacité portante
 - 10.15 Vérification de la stabilité au renversement
- 10.2. Liquéfaction des sols
- 10.3. Stabilité des pentes
- 10.4. Murs de soutènement

ANNEXE I

CHAPITRE I - GÉNÉRALITÉS

1.1.- OBJET

Le présent document technique réglementaire fixe les règles de conception et de calcul des constructions en zones sismiques.

1.2. - OBJECTIFS

Les présentes règles visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés

Pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure :

- d'une rigidité et d'une résistance suffisante pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux par un comportement essentiellement élastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent.

- d'une ductilité et d'une capacité de dissipation d'énergie adéquates pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement, ni perte de stabilité, face à un séisme majeur, plus rare.

Pour certains ouvrages importants, la protection visée est encore plus sévère puisqu'il faudra que l'ouvrage puisse demeurer opérationnel immédiatement après un séisme majeur.

1.3. - DOMAINE D'APPLICATION

Les présentes règles sont applicables à toutes les constructions courantes. Par contre, elles ne sont pas directement applicables aux constructions telles que:

- constructions et installations pour lesquelles les conséquences d'un dommage même léger peuvent être d'une exceptionnelle gravité: centrales nucléaires, installations GNL, installations de fabrication et de stockage des produits inflammables, explosifs, toxiques, ou polluants..

- ouvrages d'art (barrages, ouvrages maritimes, ponts, tunnels,...).

- réseaux et ouvrages enterrés.

- structures en plaques et coques minces.

Pour ces types de constructions, il y a lieu de se référer à des règles ou recommandations spécifiques

Par ailleurs les dispositions du présent règlement ne s'appliquent pas en zone de sismicité négligeable de la classification des zones sismiques (cf 3.1)

1.4. - CONDITIONS D'APPLICATION

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 des règles RPA doivent être respectées.

L'application rationnelle et efficace des présentes règles suppose une coopération et une coordination étroite entre les différents intervenants à chaque stade de la conception et de la réalisation du projet.

1.5. DÉFINITIONS ET NOTATIONS

1.5.1 Définitions

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

2 **Déformation élastique** : Déformation réversible qui disparaît après suppression des charges qui l'ont provoqué

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

4 **Diaphragme** : Élément horizontal (plancher) ou vertical (remplissage solidaire d'ossature métallique) conçu pour résister aux forces qui agissent dans son plan et les transmettre aux éléments de contreventement

5 **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 .

6 **Éléments non-structuraux** : Éléments n'ayant pas de fonction porteuse ou de contreventement (cloisons , acrotères , auvents)

7 **Éléments structuraux** : Élément principaux : élément porteur faisant partie du système de contreventement (poutres , poteaux , planchers , voiles , mur ...)

Éléments secondaires : élément porteur ne faisant pas partie du système de contreventement (poteaux , murs....)

8 **Faille 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 .

9 **Instabilité élastique** : Instabilité de forme d'un élément de structure due à son élasticité et à son manque de rigidité latérale . Elle peut se produire par flambage , déversement , cloquage , voilement d'élément ou de parois élancés , comprimés et/ou cisailés (poteaux , poutres , voiles , barre de contreventement ; , âme de poutre , ...)

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

11 **Méthode statique équivalente** : Analyse statique d'une structure sous l'effet d'un système de forces statiques équivalentes à celui de l'action sismique

12 **Méthode dynamique modale spectrale** : Analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse

13 **Mur de contreventement** : Élément identique au voile réalisé en maçonnerie chaînée

14 **Ossature** :Structure dont les éléments verticaux sont constitués de poteaux par opposition aux murs et voiles

15 **Ossature auto stable :Ensemble** tridimensionnel de poutres et de poteaux liés rigidement et capable de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales

16 **Ossature contreventée** :Structure constituée de poutres et de poteaux ou de portique capable de reprendre les charges verticales et de voiles , murs ou palées triangulées qui reprennent une partie ou la totalité des charges horizontales

17 **Palées de stabilité triangulée** :Structure de contreventement en treillis dont les éléments sont soumis à des efforts axiaux

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

19 **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

20 **Rupture de ductilité** :Rupture précédée de déformations irréversibles installées à la différence d'une rupture fragile qui est soudaine et quasi-instantanée

21 **Rotule plastique** : Zone d'un élément de structure (poutres ,poteaux , voiles,.) subissant des déformations irréversible 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.

22 **Séisme modéré** :Evénement 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 .

23 **Séisme majeur** :Evénement sismique relativement rare comparativement à la durée de vie utile de la construction .Les dommages non-structuraux doivent être limités et tout effondrement partiel ou total évité à un coût de réparation acceptable .

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

25 **Spectre de réponse** : Courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme passé ou futur

26 **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 consécutifs , par le contreventement et l'ancrage au sol et requiert que la stabilité de forme et de résistance des éléments soient assurés

27 **Stabilité de forme** ;Capacité d'une structure ou de l'un des 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 soit épuisée.

28 **Structure dissipative** : Structure capable de dissiper de l'énergie grâce à des déformations post-élastiques loin de sollicitations répétées

29 **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 .

30 **Voile de contreventement** : Elément porteur rigide en béton- armé destiné à transmettre les charges latérales dans les fondations

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

32 **Zone dissipative** :Région d'une structure dissipative où est localisée sa capacité à dissiper de l'énergie

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

1.52 Notations

A : Coefficient d'accélération de zone (%) (4-1, 6-2,6-3)

B, B_m, B_i : Largeur du bâtiment à la base , en tête , à l'étage « i » (m)

C_p : Facteur de force horizontale (6-3)

C_T : Coefficient de période (4-6)

D : Facteur d'amplification dynamique moyen (4-1, 4-2)

E : Réponse totale 4-16 , action sismique (5-1, 5-2 ,5-3)

E_i :Réponse du mode « i » (4-16)

F_i F_n : Forces horizontales appliquées aux niveaux « i » et « n » (4-11 , 6-1)

F_t : Partie de l'effort tranchant à la base , appliquée au niveau « n » en plus de F_n (4-10 , 6-1)

F_v :Force sismique verticale appliquée aux portes à faux (4-18)

F_p :Force horizontale agissant sur un élément non structural (6-3)

F_{pk} :Force horizontale appliquée à un diagramme au niveau « k » (6-1)

G : Action des charges permanentes (5-1, 5-2, 5-3) (KN)

L : Longueur de bâtiment , dimension de plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique (m)

L_x, L_y : Largeur et longueur de bâtiment dans la direction « x » ou « y »

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au dessus du niveau « k » (5-6)

P_q : Pénalité a retenir dans la détermination du coefficient Q (4-4)

Q : Facteur de qualité (4-4) ; action des charges d'exploitation (5-1, 5-2, 5-3)

R : Coefficient de comportement (4-1)

R_d : Sollicitation résistante de calcul de l'élément (5-4)

S_a /g : Accélération spectrale (4-13)

S_d : Sollicitation agissante de calcul de l'élément (5-4)

S_i (i=1,2,3,4) : Symboles désignant les différentes catégories de site

T : Période fondamentale de la structure (4-6,4-7,4-8,4-9) (sec)

T₁ T₂ : Période caractéristiques associées à la catégorie de site (4-13) (sec)

T_{i,j,k} :Période des modes « i » , « j » , « k » (sec)

V : force sismique totale appliquée à la base de la structure (2-1) (KN)

V_k : Effort tranchant au niveau « k » (4-12 , 5-6)

V_t : force sismique totale(combinaison des valeurs modales)

W : poids total de la structure (4-5)

W_i : poids sismique au niveau « i » (4-5, 4-8 , 4-11 , 6-11)

W_p : poids de l'élément non-structural considéré (6-3)

W_{pk} : poids du diaphragme et des éléments tributaires au niveau « k » (6-1,6-2)

d_{min} : Largeur minimale d'un joint sismique (5-5)

e_x , e_y : Excentricités de la charge sismique dans les directions « x » et « y »

f : Forces horizontales (4-8)

g : Accélération de la pesanteur (4-13)
 h_i, h_j, h_n : Hauteurs des niveaux « i », «j» et « n »
 l_x, l_y , ou l_1, l_2 : Largeur des décrochements en plan
 r : Rapport des périodes de deux modes « i » et « j » (4-15)
 β : Coefficient de pondération (4-5)
 δ_i : Flèche horizontale due à f_i (4-8)
 δ_k : Déplacement horizontal au niveau « k » (4-19)
 δ_{ek} : Déplacement horizontal du aux forces F_i (4-19)
 δ_N : Déplacement horizontal au sommet de la structure , niveau n (4-9)
 Δ_k Déplacement horizontal relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-i » (4-20)
 ξ, ξ_i, ξ_j : Pourcentage d'amortissement critique global , relatif aux modes « i » et « j » (4-3, 4-15)
 η : Facteur de correction d'amortissement (4-3)
 θ : Facteur d'instabilité (5-6)

CHAPITRE II. - RÈGLES GÉNÉRALES DE CONCEPTION

2.1 CHOIX DU SITE

Pour le choix du site, une attention particulière doit être portée aux conditions défavorables ou pénalisantes suivantes :

- **présence de failles reconnues actives**
- **zones suspectes de liquéfaction**
- **terrains instables :**
 - Pentes instables, abords de falaises, rives et berges sujettes à affouillement
 - Terrains tassants, gorgés d'eau, mal drainés ou inondables
 - Terrains susceptibles de s'effondrer sous l'effet des secousses
 - Présence de cavités souterraines
 - Présence de remblais non compactés
- **topographie superficielle accidentée :**
 - Crêtes, pitons rocheux
 - Bords de vallées encaissées
 - Abords de changements de pente importants
- **présence d'alluvions d'épaisseur variable** en pied de pente ou **d'épaisseur importante** en milieu de vallées (susceptible d'amplification).
 - **présence de formations géologiques différentes**

Le choix définitif du site sera arrêté sur la base des résultats d'investigations dont l'importance sera en rapport avec celle de l'ouvrage projeté.

Le type et l'importance de ces investigations pourront être utilement orientés par les résultats d'études de microzonage sismique là où elles existent.

2.2. RECONNAISSANCES ET ÉTUDES DE SOL

Exception faite pour les constructions en R+2 au maximum ou 11m de hauteur moyenne (type maison individuelle ou bâtiment assimilé dont la surface totale des planchers n'excède pas 400m²), les reconnaissances et études de sol sont obligatoires pour les ouvrages d'importance moyenne ou plus, implantés en zones de sismicité moyenne à élevée.

Ces études sont en principe les mêmes que dans le cas des situations non sismiques mais doivent en outre, permettre de classer le site et de détecter les zones liquéfiables et / ou instables.

Des reconnaissances et études complémentaires peuvent s'avérer nécessaires en présence notamment de zones liquéfiables ou instables ainsi que pour la prise en compte éventuelle des propriétés dynamiques des sols dans les calculs

2.3 IMPLANTATION DES OUVRAGES

Lors de l'implantation des ouvrages, il faudrait :

- éviter absolument la proximité immédiate d'une faille reconnue active pour les ouvrages importants et ceux d'importance vitale. Si le tracé de la faille a été localisé à l'issue d'une étude de site préalable, les ouvrages d'importance moyenne doivent faire l'objet d'un niveau de protection plus élevé et être implantés en dehors d'une

bande de 100 m de large minimum de part et d'autre de la trace de la faille .Pour les ouvrages d'importance faible, la largeur de la bande à neutraliser est ramenée à 50 m, de part et d'autre de la faille- éviter autant que possible, les terrains instables et les terrains à topographie accidentée ainsi que le bord des falaises.

- éviter les sols liquéfiables, les sols fortement fracturés, les sols faiblement cimentés et les zones de remblais.

Il est par ailleurs recommandé de :

- préférer les sols rocheux et les sols fermes aux sols meubles, de faible portance et donnant lieu à des tassements excessifs et irréguliers.
- veiller à ce que la couche d'appui des fondations soit suffisamment épaisse et qu'elle ne repose pas elle-même sur une couche instable.
- implanter autant que possible, les bâtiments élevés sur des sites rocheux ou sites de sols fermes de faible épaisseur et les bâtiments bas sur des sites de sols fermes ou meubles relativement épais et ce pour éviter les phénomènes de résonance.
- opter de préférence pour plusieurs blocs de bâtiments sur plates-formes horizontales lors de l'implantation d'un programme important de constructions sur un terrain en pente. La pente des talus dont la stabilité reste à vérifier ne doit pas dépasser 2/3.
- implanter un ouvrage d'un même côté d'une discontinuité telle que fracture, contact de formations géologiques différentes, changement brusque de pente, sinon le scinder par des joints en blocs distincts, implantés de part et d'autre de la discontinuité.

2.4. INFRASTRUCTURE ET FONDATIONS

L'infrastructure, constituée des éléments structuraux des sous-sols éventuels et le système de fondations doivent former un ensemble résistant et rigide, prenant, si possible, appui à un minimum de profondeur sur des formations en place compactes et homogènes, hors d'eau de préférence.

En outre, cet ensemble devra être capable de transmettre les charges sismiques horizontales en plus des charges verticales, de limiter les tassements différentiels et d'empêcher les déplacements horizontaux relatifs des points d'appui par solidarisation au moyen de longrines ou autre dispositif équivalent.

Les fondations sur remblais ou sols reconstitués ne sont pas admises, sauf justifications spéciales.

Le système de fondation doit être homogène (semelles superficielles, radier, pieux) avec un seul mode de fondation par bloc de construction, délimité par des joints. Il doit autant que possible constituer une assise horizontale unique sur toute l'emprise du bloc.

2.5 SUPERSTRUCTRE

2.5.1. Régularité

Pour offrir une meilleure résistance aux séismes, les ouvrages doivent de préférence avoir, d'une part des formes simples, d'autre part, une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Le but recherché est d'assurer la meilleure répartition possible des sollicitations à travers la structure de façon à faire participer tous les éléments à l'absorption et à la dissipation de l'énergie développée par l'action sismique.

2.5.2. Joints La disposition des joints sismiques peut coïncider avec les joints de dilatation ou de rupture. Ils doivent assurer l'indépendance complète des blocs qu'ils délimitent et empêcher leur entrechoquement.

En cas de sol de fondation homogène, il n'est pas nécessaire de les poursuivre en fondation. Les joints doivent être plans, sans décrochement et débarrassés de tout matériau ou corps étranger.

Ils sont disposés de façon :

- A limiter des longueurs de bâtiments trop importantes
- A séparer les blocs de bâtiments ou ouvrages accolés de géométrie et /ou de rigidités et de masses inégales.
- A simplifier les formes en plan de bâtiments présentant des configurations complexes (forme en T, U, L, H,...).

2.5.3. MATÉRIAUX ET TECHNIQUES DE CONSTRUCTION

Les présentes règles concernent essentiellement les structures réalisées, avec les matériaux suivants :

- aciers de construction
- béton armé
- maçonneries diverses (briques, blocs de béton, pierre) convenablement chaînées horizontalement et verticalement par des éléments en béton armé coulés en place.

Le comportement des matériaux aux séismes ne peut-être dissocié du type de structure qu'ils constituent :

- les matériaux avec un rapport résistance/masse volumique tel que celui de l'acier permettent de réaliser des structures légères, résistantes et économiques.
- la rigidité des matériaux permet de limiter les problèmes de stabilité de forme.
- la ductilité est la capacité des matériaux à se déformer plastiquement lors d'efforts élevés sans diminution significative de la résistance pendant plusieurs cycles de chargement.

l'acier et le béton armé convenablement ferrailé ont une bonne ductilité.

- l'emploi de matériaux fragiles dont les résistances en traction et en cisaillement sont faibles (béton non armé, maçonnerie non chaînée), est à proscrire pour la réalisation des éléments de contreventement. Ils peuvent être utilisés par contre, pour certains éléments non structuraux, après avoir vérifié que leur comportement est compatible avec les déformations de la structure sollicitée ou en leur associant des matériaux capables de remédier à leurs insuffisances en matière de résistance.
- les assemblages qui assurent la transmission des efforts entre les éléments constructifs, garantissant ainsi la continuité mécanique de la structure doivent être réalisés en acier ou en béton armé coulé en place.
- l'utilisation de la précontrainte pour les éléments de contreventement est interdite en zone sismique. Par contre, l'utilisation d'éléments secondaires isostatiques en béton précontraint tels que pannes, poutrelles de plancher, prédalles est permise.
- les structures préfabriquées doivent :

- satisfaire aux conditions générales de conception, de calcul, et d'exécution

- faire l'objet d'agrément précisant les conditions d'utilisation en zones sismiques

2.5.4 SYSTÈMES STRUCTURELS

Les ouvrages doivent en général comporter des contreventements dans au moins les deux directions horizontales. Ces contreventements doivent être disposés de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations
- Minimiser les effets de torsion

Les éléments de contreventement devraient présenter une configuration régulière et former un système continu et cohérent aussi monolithique que possible. Par ailleurs, ce système doit être suffisamment redondant de façon à assurer une marge importante entre la limite d'élasticité et le seuil de rupture de la structure. Une attention particulière doit être accordée à l'étude et à la réalisation de tous les assemblages, en tenant compte des conséquences que peut avoir toute défaillance à ce niveau sur le comportement de la structure.

2.5.5. DUCTILITÉ

La structure et ses éléments doivent avoir une ductilité suffisante pour pouvoir dissiper une grande part de l'énergie induite par le mouvement sismique et conserver leur résistance de calcul sous déformations imposées.

Le développement des rotules plastiques devrait se faire, en dehors des noeuds, de préférence dans les éléments horizontaux (poutres, linteaux) plutôt que verticaux (poteaux, voile..) de façon à ne remettre en cause ni le cheminement des forces verticales, ni la stabilité de la structure et/ou de ses éléments porteurs. Quant aux éléments porteurs qui ne participent pas au contreventement ils doivent pouvoir conserver leur capacité portante sous l'effet des déformations imposées.

2.5.6. ÉLÉMENTS NON-STRUCTURAUX

En plus de l'étude du système structurel, il y a lieu de tenir compte de la présence d'éléments non-structuraux qui peuvent modifier considérablement le comportement de la structure et donner lieu à des désordres importants (cf. 6.2).

2.6. MODÉLISATION ET MÉTHODES DE CALCUL

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Dans le cas des ouvrages qui relèvent du présent règlement, il est admis que les structures soumises à une action sismique puissent subir des déformations dans le domaine post-élastique. Il est fait alors recours à des méthodes de calcul linéaire équivalent, utilisant un modèle élastique de la structure où l'action sismique est introduite sous forme de spectre de réponse.

Un coefficient de comportement unique associé à la structure permet alors :

- de déterminer les efforts de dimensionnement de la structure
- d'estimer les déformations inélastiques subies par la structure pour la vérification des critères d'endommagement.

D'autres méthodes de calcul plus élaborées peuvent éventuellement être utilisées, sous réserve de justification scientifique appropriée.

CHAPITRE III - CRITÈRES DE CLASSIFICATION

Le présent chapitre expose un ensemble de classifications nécessaires à la définition de la situation sismique étudiée et au choix de la méthode et des paramètres de calcul des forces sismiques.

3.1. - CLASSIFICATION DES ZONES SISMIQUES

Cet article est modifié comme suit :

Le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones s=de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

Zone 0	:	sismicité négligeable
Zone I	:	sismicité faible
Zones IIa et IIb	:	sismicité moyenne
Zone III	:	sismicité élevée

La figure représente la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes wilayas.

3.2. - CLASSIFICATION DES OUVRAGES SELON LEUR IMPORTANCE

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité.

Les listes décrites ci-dessous sont nécessairement incomplètes. Cependant, elles permettent d'illustrer cette classification qui vise à protéger les personnes, puis les biens économiques et culturels de la communauté.

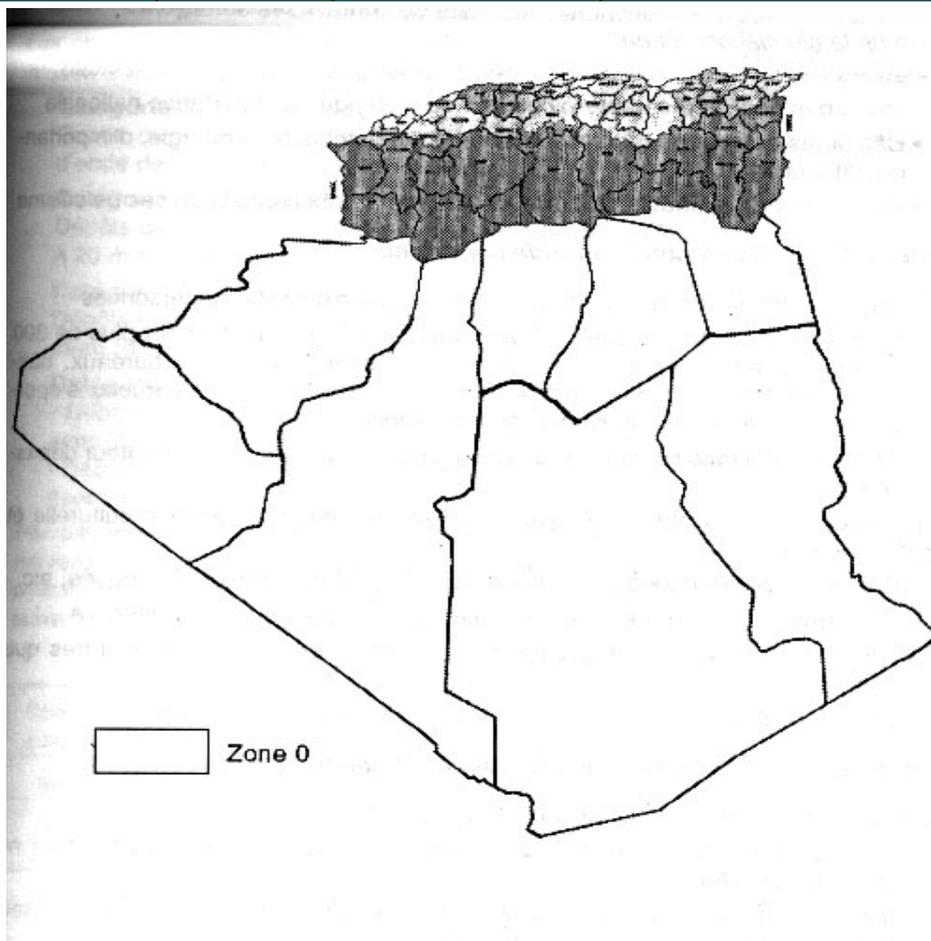
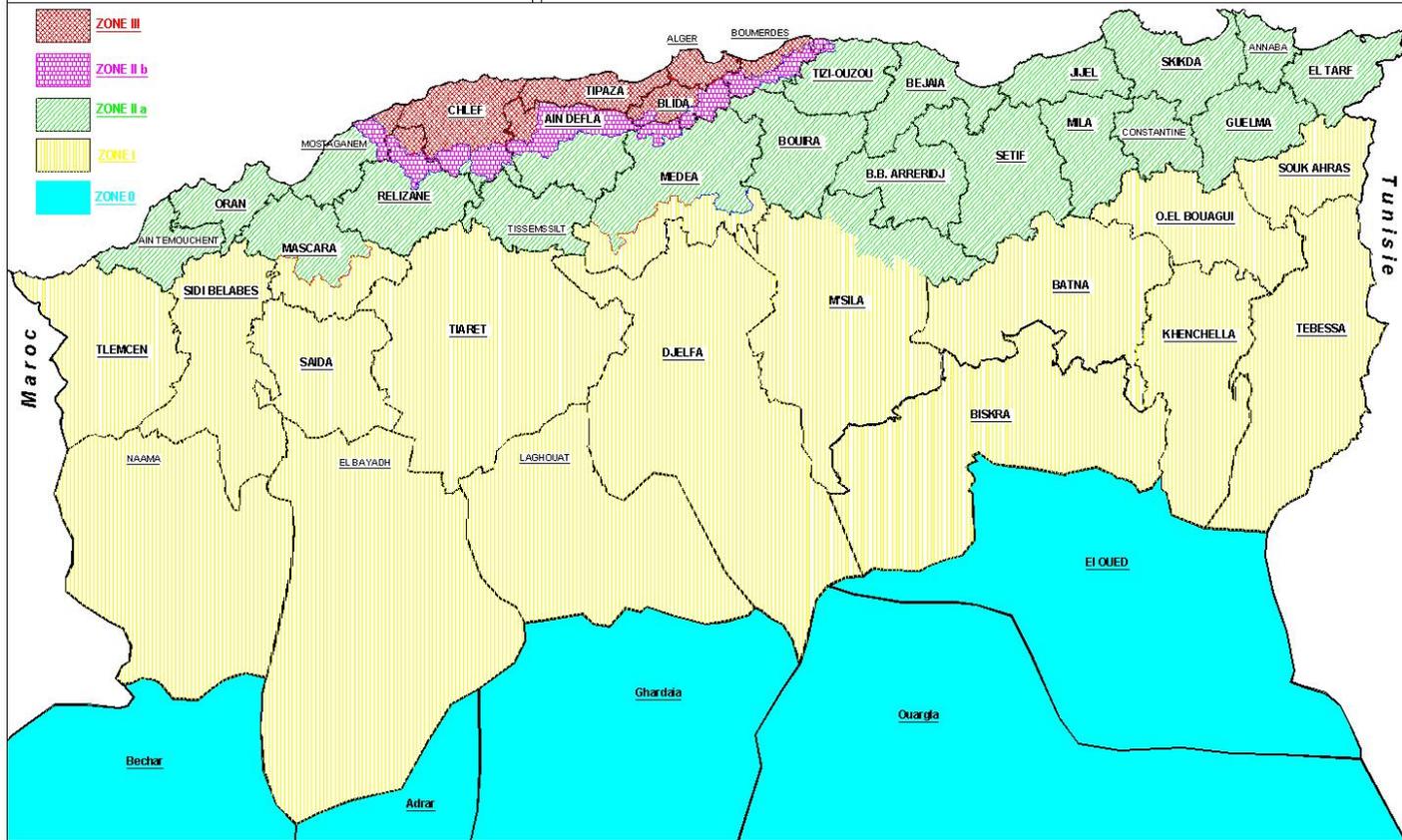
Cette classification préconise des seuils minima de protection qu'un maître d'ouvrage peut modifier uniquement en surclassant l'ouvrage pour une protection accrue, compte tenu de la nature et de la destination de l'ouvrage vis à vis des objectifs visés.

Tout ouvrage qui relève du domaine d'application des présentes règles doit être classé dans l'un des quatre (04) groupes définis ci-après :

Groupe 1A : Ouvrages d'importance vitale

- Ouvrages vitaux qui doivent demeurer opérationnels après un séisme majeur pour les besoins de la survie de la région, de la sécurité publique et de la défense nationale, soit:

- Bâtiments abritant les centres de décisions stratégiques
- Bâtiments abritant le personnel et le matériel de secours et (ou) de défense nationale ayant un caractère opérationnel tels que casernes de pompiers, de police ou militaires, parcs d'engins et de véhicules d'intervention d'urgence et de secours
- Bâtiments des établissements publics de santé tels que les hôpitaux et centres dotés de services des urgences, de chirurgie et d'obstétrique.



- Bâtiments des établissements publics de communications tels que les centres de télécommunications, de diffusion et de réception de l'information (radio et télévision), des relais hertziens, des tours de contrôle des aéroports et contrôle de la circulation aérienne.
- Bâtiments de production et de stockage d'eau potable d'importance vitale
- Ouvrages publics à caractère culturel, ou historique d'importance nationale
- Bâtiments des centres de production ou de distribution d'énergie, d'importance nationale
- Bâtiments administratifs ou autre devant rester fonctionnels en cas de séisme

Groupe 1B : Ouvrages de grande importance

- *Ouvrages abritant fréquemment de grands rassemblements de personnes*
 - Bâtiments recevant du public et pouvant accueillir simultanément plus de 300 personnes tels que grande mosquée, bâtiments à usage de bureaux, bâtiments industriels et commerciaux, scolaires, universitaires, constructions sportives et culturelles, pénitenciers, grands hôtels.
 - Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur dépasse 48 m.
- *Ouvrages publics d'intérêt national ou ayant une importance socio-culturelle et économique certaine.*
 - Bâtiments de bibliothèque ou d'archives d'importance régionale, musée, etc.
 - Bâtiments des établissements sanitaires autres que ceux du groupe 1A
 - Bâtiments de centres de production ou de distribution d'énergie autres que ceux du groupe 1A
 - * Châteaux d'eau et réservoirs de grande à moyenne importance

Groupe 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne

- Ouvrages non classés dans les autres groupes 1A, 1B ou 3 tels que :
 - Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.
 - Autres bâtiments pouvant accueillir au plus 300 personnes simultanément tels que, bâtiments à usage de bureaux, bâtiments industriels,...
 - Parkings de stationnement publics,...

Groupe 3 : Ouvrages de faible importance

- Bâtiments industriels ou agricoles abritant des biens de faibles valeurs.
- Bâtiments à risque limité pour les personnes
- Constructions provisoires

3.3 CLASSIFICATION DES SITES

3.3.1 Catégories et Critères de classification

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

Catégorie S₁ (site rocheux) :

Roche ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement (V_s) \geq à 800m/s.

Catégorie S₂ (site ferme) :

Dépôts de sables et de graviers très denses et/ou d'argile surconsolidée sur 10 à 20 m d'épaisseur avec $V_s \geq 400$ m/s à partir de 10 m 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 10 m de profondeur.

Catégorie S₄ (site très meuble)

- Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle avec $V_s < 200$ 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, outre les valeurs des vitesses d'ondes de cisaillement, les valeurs moyennes harmoniques d'autres résultats d'essais (pénétromètre statique, SPT, pressiomètre...) peuvent être utilisées pour classer un site selon le tableau suivant :

Tableau 3.2 : Classification des sites

Caté- gorie	Description	q_c (MPa) (c)	N (d)	p_l (MPa) (e)	E_p (MPa) (e)	q_u (MPa) (f)	V_s (m/s) (g)
S₁	Rocheux (a)	-	-	>5	>100-	>10	≥ 800
S₂	Ferme	>15	>50	>2	>20	>0.4	$\geq 400 - < 800$
S₃	Meuble	1.5 ~ 15	10 ~ 50	1 ~ 2	5 ~ 20	0.1 ~ 0.4	$\geq 200 - < 400$
S₄	Très Meuble ou Présence de 3m au moins d'argile molle (b)	<1.5	<10	<1	<5	< 0.1	≥ 100 <200

(a) : La valeur de la vitesse de l'onde de cisaillement du rocher doit être mesurée sur site ou estimée dans le cas d'un rocher peu altéré. Les roches tendres ou très altérées peuvent être classées en catégorie S_2 dans le cas où V_s n'est pas mesurée. Le site ne peut être classé dans la catégorie S_1 s'il existe plus de 3 m de sols entre la surface du rocher et le niveau bas des fondations superficielles

(b) : L'argile molle est définie par un indice de plasticité $I_p > 20$, une teneur en eau naturelle $W_n \geq 40\%$, une résistance non drainée $C_u < 25$ kPa et une vitesse d'onde de cisaillement $V_s < 150$ m/s.

(c) : - Pénétromètre statique

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

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

(d) Essai SPT :

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

$N_i < 100$, 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 :

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

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

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

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

(f) Résistance en compression simple :

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

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 :

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

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

3.3 2. Classement du site selon la disponibilité des essais

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

3.3.3 Cas d'absence d'essais

Cet article est supprimé.

3.3 4 Conditions de site nécessitant des investigations approfondies

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

- présence de sols instables sous les actions sismiques tels que : sols liquéfiables, sols faiblement cimentés, anciens remblais..
- présence de sols vaseux ou d'argile avec une très forte teneur en matière organique sur une épaisseur de plus de 3 m.
- présence d'argile très plastique (indice de plasticité $I_p > 75$) sur une épaisseur de plus de 6 m.
- présence sur une épaisseur de plus de 30 m d'une couche d'argile molle à moyennement raide ($q_c = 1.5$ à 5 MPA, $p_l = 0.5$ à 2 MPA, $E_p = 5$ à 25 MPA, $q_u = 0.1$ à 0.4 MPA)

3.4 CLASSIFICATION DES SYSTÈMES DE CONTREVENTEMENT

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R (voir tableau 4.3.)

La classification des systèmes structuraux est faite en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique, et le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique.

Les systèmes de contreventement retenus dans les présentes règles sont classés selon les catégories suivantes :

A) Structures en béton armé

1.a: Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide

C'est une ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales.

Pour cette catégorie, les éléments de remplissage ne doivent pas gêner les déformations des portiques (cloisons désolidarisées ou cloisons légères dont les liaisons ne gênent pas le déplacement des portiques)

Par ailleurs, les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser cinq (05) niveaux ou dix sept (17) mètres en zone I, quatre (04) niveaux ou quatorze (14) mètres en zone IIa, et trois (03) niveaux ou onze (11) mètres en zone IIb et III .

1.b: Portiques autostables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide

C'est une ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales.

Pour cette catégorie, les éléments de remplissage de la structure sont constitués par des murs en maçonnerie de petits éléments insérés dans le cadre poteaux-poutres dont l'épaisseur (hors crépissage) ne dépasse pas 10 cm (exception faite pour les remplissages périphériques ou les séparations entre deux (2) logements ou deux locaux d'un même niveau ou une deuxième paroi de 5 cm, du côté intérieur est tolérée ; Cette dernière peut éventuellement avoir une épaisseur de 10 cm à condition qu'elle ne soit pas insérée dans les cadres poteaux-poutres pour ne pas aggraver les phénomènes d'interaction maçonnerie –structure).

En outre les remplissages concernés doivent être disposés en plan aussi symétriquement que possible par rapport au centre de masse de chaque étage de façon à ne pas aggraver une dissymétrie éventuelle du système de contreventement en béton armé de l'étage(portique auto-stable).

Les bâtiments concernés ne doivent pas, par ailleurs, dépasser cinq (05) niveaux ou dix sept (17) mètres en zone I, quatre (04) niveaux ou quatorze (14) mètres en zone IIa, trois (03) niveaux ou onze (11) mètres en zone IIb et deux (02) niveaux ou huit (08) mètres en zone III

Remarque importante pour les systèmes 1a et 1b

Dans le cas où le rez-de-chaussée est, au niveau de la programmation ou de la conception initiale, destiné à un usage commercial ou autres services, avec des densités de cloisonnement moindres et / ou des hauteurs plus élevées par rapport aux niveaux supérieurs, créant ainsi des « étages souples », il est demandé à ce que le contreventement du bâtiment soit assuré par un autre système comportant des voiles disposés dans deux directions orthogonales ou équivalentes (avec des systèmes mixtes, portiques-voiles, ou des noyaux en béton armé par exemple).

Il est à rappeler que l'étage souple est celui dont la rigidité latérale est inférieure à 70% de celle de l'étage situé immédiatement au-dessus ou inférieure à 80% de la rigidité latérale moyenne des trois étages situés immédiatement au-dessus ».

2. Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

3. Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé

Le bâtiment est dans ce cas-là contreventé entièrement par un noyau rigide en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal.

4.a Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux;

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

4.b Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.

Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales

On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global

Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum

5. Système fonctionnant en console verticale à masses réparties prédominantes

C'est le cas par exemple d'un réservoir cylindrique, des silos et cheminées de forme cylindrique, et autre.

6. Système à pendule inverse

C'est un système où 50% ou plus de la masse est concentrée dans le tiers supérieur de la structure

C'est le cas par exemple d'un château d'eau sur pilotis ou d'un réservoir d'eau cylindrique ou torique proéminent sur jupe cylindrique ou conique plus resserrée.

B) Structures en acier

7. Ossature contreventée par portiques autostables ductiles

L'ossature complète (cadres inclus) reprend la totalité des charges verticales. Les portiques autostables ductiles reprennent à eux seuls la totalité des charges horizontales. Ces portiques ou cadres doivent être conçus calculés et exécutés selon les dispositions fixées au paragraphe 8.2.

8 Ossature contreventée par portiques autostables ordinaires

L'ossature complète reprend la totalité des charges verticales. Les portiques ou cadres devant remplir les exigences données au paragraphes 8.3, reprennent à eux seuls la totalité des charges horizontales.

La hauteur de tout bâtiment utilisant ce système pour le contreventement, doit être limitée à 5 niveaux ou 17 m

Nota: Les systèmes de contreventement 7 à 8 ci-dessus supposent des remplissages d'ossature en éléments légers compatibles avec les systèmes constructifs considérés et qui ne gênent pas les déplacements d'ossature.

9. Ossature contreventée par palées triangulées concentriques

L'ossature complète reprend la totalité des charges verticales et les palées reprennent la totalité des charges horizontales.

Les palées triangulées concentriques doivent respecter les dispositions données au paragraphe §8.4.

La hauteur des bâtiments utilisant ce système pour le contreventement doit être limitée à 10 niveaux ou 33m.

Dans cette classe de contreventement, on distingue deux (02) sous classes, soit des palées en X et en V (les palées en K n'étant pas autorisées)

9.a. : Système d'ossature contreventée par palées triangulées en X :

Dans ce système, pour un nœud d'une palée, les axes de la diagonale, de la poutre et du poteau convergent en un seul point situé sur le centre du nœud.

Dans ce système, on considère que parmi toutes les diagonales d'une palée, seules celles tendues interviennent dans la résistance et le comportement dissipatif de cette palée vis-à-vis de l'action sismique.

9.b. : système d'ossature contreventée par palées triangulées en V :

Dans ce système, les poutres de chaque palée sont continues et le point d'intersection des axes des diagonales de la palée se situe sur l'axe de la poutre.

La résistance et la capacité de dissipation de la palée vis-à-vis de l'action sismique sont fournies par la participation conjointe des diagonales tendues et des diagonales comprimées.

10. Ossature avec contreventements mixtes

Dans le cas de figure développé ici, les palées de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Un contreventement mixte est une combinaison de 2 types de contreventement choisis parmi certains de ceux définis précédemment. Il comprend des portiques ou des cadres autostables ductiles couplés avec, soit des palées triangulées en X, soit des palées triangulées en V, ou se rapprochant du V (système en double béquille). L'ossature complète reprend la totalité des charges verticales. Les contreventements mixtes (cadres + palées) reprennent la totalité des charges horizontales globales.

Les cadres et les palées doivent être calculés pour résister à l'effort horizontal qui sera partagé au prorata de leur raideurs et en tenant compte de leur interaction mutuelle à tous les niveaux.

Les cadres autostables ductiles doivent pouvoir reprendre à eux seuls, au moins 25% des charges horizontales globales.

Les dispositions concernant les contreventements de cette catégorie sont précisées au paragraphe 8.5.

10.a: système d'ossature contreventée par cadres ductiles et palées enX

Dans ce système, le contreventement mixte est une combinaison de cadres autostables ductiles et de palées triangulées concentriques en X

10.b: système d'ossature contreventée par cadres ductiles et palées enV

Dans ce système, le contreventement mixte est une combinaison de cadres autostables ductiles et de palées triangulées concentriques en V

11. Portiques fonctionnant en console verticale

Cette catégorie de système structural de faible degré d'hyperstaticité concerne essentiellement des portiques classiques à un seul niveau avec une traverse rigide, et

des structures élancées de type "tube" où les éléments résistants sont essentiellement des poteaux situés en périphérie de la structure. Ces structures particulières se traduisent par un comportement dissipatif localisé uniquement aux extrémités des poteaux.

C) Structure en maçonnerie

Les constructions en maçonnerie porteuse ordinaire sont interdites en zone sismique; Seule la maçonnerie porteuse chaînée y est permise.

12. Structures en maçonnerie porteuse chaînée

Ce système concerne des structures porteuses réalisées en maçonnerie de moellons ou petits éléments manufacturés et comportant des chaînages en béton armé mis en œuvre après exécution de la maçonnerie. Ces structures résistent en même temps aux charges verticales et horizontales.

Les bâtiments concernés par ce type de système constructif sont limités à cinq (05) niveaux ou dix sept (17) mètres en zone I, 04 niveaux ou quatorze (14) mètres en zone IIa et trois (03) niveaux ou onze (11) mètres en zones IIb et III. .

D). Autres structures

13. Structures à ossature métallique avec contreventement par diaphragme

Ces structures résistent, vis à vis de l'action sismique, par l'effet de diaphragme des parois verticales (murs) et horizontales (planchers). Le niveau de comportement dissipatif de ces structures est fonction de la capacité de résistance ductile au cisaillement des parois, celles-ci pouvant être élaborées à partir de techniques et de matériaux très divers (tôle nervurée formée à froid, mur en maçonnerie armée, parois en béton ou béton armé, etc.). Les parois doivent être fixées au cadre de l'ossature métallique de manière à pouvoir considérer la liaison comme rigide.

14. Structure à ossature métallique avec contreventement par noyau en béton armé

Même définition que pour ossature en béton armé (cf. système 3.).

15. Structure à ossature métallique avec contreventement par voiles en béton armé

Même définition que pour structure en portiques béton armé (cf. système 4.b.).

16. Structure à ossature métallique avec contreventement mixte composé d'un noyau en béton armé et de palées et/ou portiques métalliques en périphérie

17. Système comportant des transparences (étages souples)

Les exemples les plus "parlants" sont les niveaux de « réception » ou lobbies des grands hôtels (rareté des cloisons et/ou, parfois, hauteur de niveau plus importante que celle des étages courants....) ou des étages non cloisonnés pour des raisons fonctionnelles (salles informatiques, salles d'équipements spéciaux, etc....).

Ces systèmes sont en général à éviter. Sinon, et nonobstant les mesures préconisées précédemment pour les systèmes 1a et 1b pour les cas spécifiques de rez-de-chaussée (changement de systèmes de contreventement), il y a lieu de prendre toutes

les dispositions à même d'atténuer les effets défavorables. Dans ce cadre, des mesures de rigidification pourraient être adoptées pour faire disparaître ou atténuer le phénomène (voir définition de « l'étage souple » donnée précédemment en remarque aux systèmes 1a et 1b).

3.5. CLASSIFICATION DES OUVRAGES SELON LEUR CONFIGURATION

3.5.1. Chaque bâtiment (et sa structure) doit être classée selon sa configuration en plan et en élévation en bâtiment régulier ou non, selon les critères ci-dessous :

a) Régularité en plan

a1. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

a2. A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

a3. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4 (cf Fig 3.2)

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction. (cf Fig 3.2)

a4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.

Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

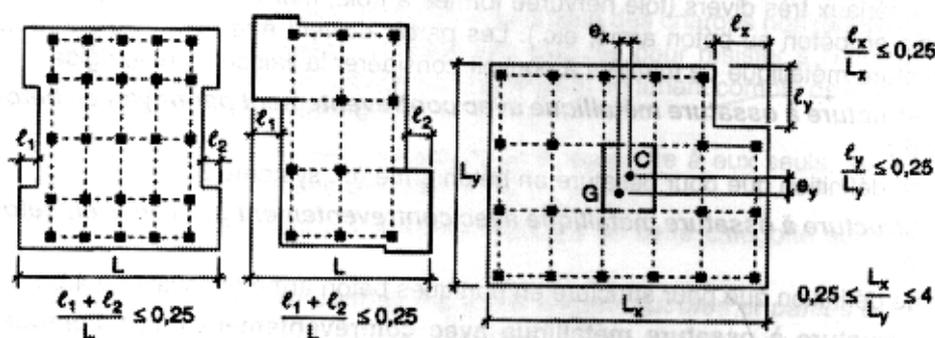


Fig. 3.2 : Limites des décrochements en plan
b) Régularité en élévation

b1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

b2 Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment

b4. Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Toutefois, au dernier niveau, les éléments d'ouvrage, tels que buanderies, salle de machines d'ascenseurs etc. pourront ne pas respecter les règles b_3 et b_4 et être calculés conformément aux prescriptions relatives aux éléments secondaires

D'une manière générale, se reporter aux schémas illustratifs ci-après (fig. 3.3).

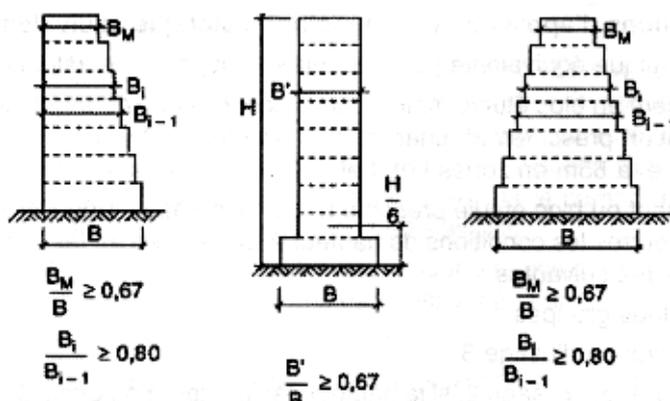


Fig. 3.2 : Limites des décrochements en élévation

3.5.2. Un bâtiment est classé régulier en plan si tous les critères de régularité en plan (a1 à a4) sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en plan si l'un de ces critères n'est pas satisfait

3.5.3. Un bâtiment est classé régulier en élévation si tous les critères de régularité en élévation (b1 à b4) sont respectés.

Par contre, il est classé irrégulier en élévation si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

3.5.4. Un bâtiment est classé régulier s'il est à la fois régulier en plan et en élévation.

CHAPITRE IV : REGLES DE CALCUL

4.1. CHOIX DE LA MÉTHODE DE CALCUL

4.1.1. Méthodes utilisables

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- par la méthode statique équivalente
- par la méthode d'analyse modale spectrale
- par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

4.1.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : • tous groupes

Zone II : • groupe d'usage 3

- groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III : • groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
• groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
• groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

4.1.3. Méthodes dynamiques

- a) La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.
- b) La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

4.2. MÉTHODE STATIQUE ÉQUIVALENTE

4.2.1. Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure:

- Une ductilité suffisante
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures

4.2.2. Modélisation

- a) Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés
- b) La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- c) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale

4.2.3. Calcul de la force sismique totale (VOIR MODIFICATIFS ET COMPLEMENTS AUX RPA 99)

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$\underline{V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W} \quad (4.1)$$

- **A** : **coefficient d'accélération de zone**, donné par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

Tableau 4.1. : coefficient d'accélération de zone A.

Groupe	ZONE			
	I	Ila	Ilb	III
1 A	0,15	0,25	0,30	0,40
1 B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

- **D** : **facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^2 & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^2(3.0/T)^5 & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (4.2)$$

• T_2 période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7
Le facteur D est par ailleurs donné sous forme graphique à la figure 4.1 pour un amortissement $\xi = 5\%$

• η : **facteur de correction d'amortissement** donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7 \quad (4.3)$$

où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Quant $\xi = 5\%$, on a $\eta = 1$

Tableau 4.2 : Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

FACTEUR D'AMPLIFICATION DYNAMIQUE MOYEN D ($\xi = 5\%$)

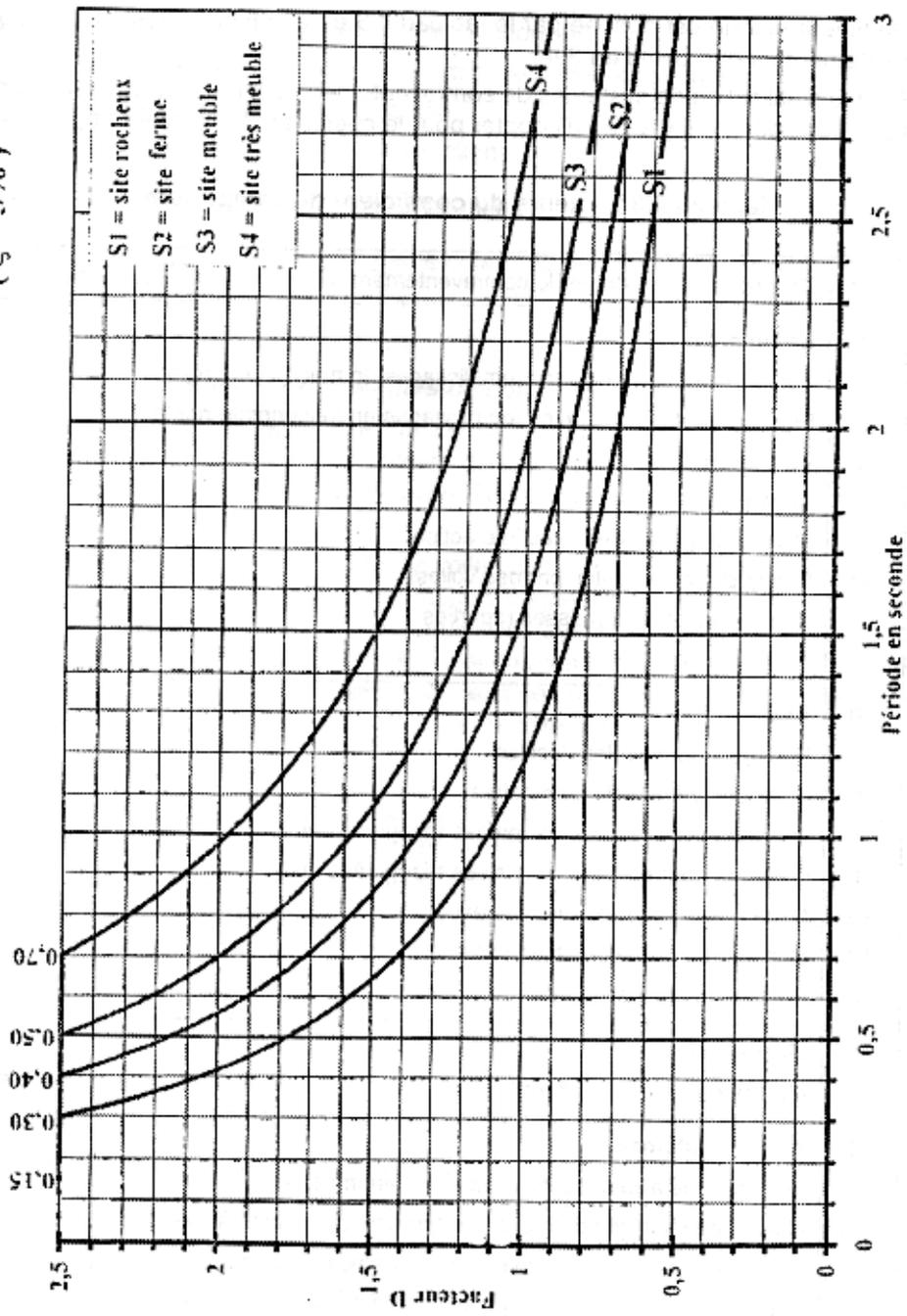


Figure 4.1

R : coefficient de comportement global de la structure

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4

En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient **R** la valeur la plus petite.

Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
<u>A</u>	<u>Béton armé</u>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie	5
1b	rigide	3,5
2	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie	3,5
3	rigide	3,5
4a	Voiles porteurs	5
4b	Noyau	4
5	Mixte portiques/voiles avec interaction	2
6	Portiques contreventés par des voiles Console verticale à masses réparties Pendule inverse	2
<u>B</u>	<u>Acier</u>	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2
<u>C</u>	<u>Maçonnerie</u>	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5

D	Autres systèmes	
13	Ossature métallique contreventée par diaphragme	2
14	Ossature métallique contreventée par noyau en béton armé	3
15	Ossature métallique contreventée par voiles en béton armé	3,5
16	Ossature métallique avec contreventement mixte comportant un noyau en béton armé et palées ou portiques métalliques	4
17	en façades Systèmes comportant des transparences (étages souples)	2

- Q : facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$ (4-4)

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau 4.4

Les critères de qualité "q" à vérifier sont :

1. Conditions minimales sur les files de contreventement

- *système de portiques* : chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.
- *système de voiles* : chaque file de voiles doit comporter à tous les niveaux, au moins un (01) trumeau ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 0,67 ou bien deux (02) trumeaux ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 1,0. Ces trumeaux doivent s'élever sur toute la hauteur de l'étage et ne doivent avoir aucune ouverture ou perforation qui puisse réduire de manière significative leur résistance ou leur rigidité..

2. Redondance en plan

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées. Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

3. Régularité en plan

La structure est classée régulière en plan. (cf 3.5 1a)

4. Régularité en élévation

La structure est classée régulière en élévation. (cf 3.5 1b)

5. Contrôle de la qualité des matériaux

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise.

6. Contrôle de la qualité de l'exécution

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

Tableau 4.4.: valeurs des pénalités P_q

Critère q »	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

- **W : poids total de la structure,**

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \text{(4-5)}$$

- W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- W_{Qi} : charges d'exploitation
- β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5.

Tableau 4.5 : valeurs du coefficient de pondération β

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	0,30
	- salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

4.2.4. Estimation de la période fondamentale de la structure

1. La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.
2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad (4-6)$$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.

Tableau 4.6 : valeurs du coefficient C_T

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en	0,075
2	maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	
4	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Dans les cas n° 3 et 4, on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D} \quad (4.7)$$

où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7)

3. La valeur de T peut être calculée avec **la formule de Rayleigh** ou une version simplifiée de cette formule :

$$a) \quad T = 2\pi \sqrt{\left(\sum_i^n W_i \delta_i \right) / g \left(\sum_i^n f_i \delta_i \right)} \quad (4-8)$$

f_i : système de forces horizontales, distribuées selon les formules de répartition de V suivant la verticale.

δ_i : flèches horizontales dues aux forces f_i calculées à partir d'un modèle élastique linéaire de la structure qui prend en compte tous les éléments participant à sa rigidité.

b.) Version simplifiée de la formule de Rayleigh :

$$T = 2 \sqrt{\delta_N} \quad (4-9)$$

- δ_N : flèche horizontale au sommet du bâtiment, mesurée en mètres, due aux forces gravitaires appliquées horizontalement.

4. Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

4.2.5. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i \quad (4-10)$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0,07 TV$

où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas 0,25 V et sera prise égale à 0 quand T est plus petite ou égale à 0,7 secondes.

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t)Wh_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \quad (4-11)$$

4.2.6. Distribution horizontale des forces sismiques

L'effort tranchant au niveau de l'étage k : $V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$ (4-12)

dans le cas de structures comportant des planchers rigides dans leur plan, est distribué aux éléments verticaux de contreventement proportionnellement à leurs rigidités relatives.

4.2.7. Effet de la torsion d'axe vertical

L'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe vertical due à l'excentricité entre le centre de gravité et le centre de rigidité doit être prise en compte. Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devront être négligés.

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs:

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion)
- excentricité théorique résultant des plans.

4.3. MÉTHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE

4.3.1. Principe

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

4.3.2. Modélisation

- a) Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.
- b) Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

- c) Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.
- d) La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
- e) Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).
- f) Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

4.3.3. Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (4.13)$$

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1)

η : facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%)
 $\eta = \sqrt{7 / 2 + \xi} \geq 0.7 \quad (4.3)$

ξ : pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2)

R : coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3)

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7)

Q : facteur de qualité (tableau 4.4)

Tableau 4.7 : Valeurs de T₁ et T₂

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1(sec)}	0,15	0,15	0,15	0,15
T _{2(sec)}	0,30	0,40	0,50	0,70

Dans la détermination de la valeur de Q, il y a lieu de tenir compte que les irrégularités en plan et en élévation ont déjà été prises en charge par le modèle. Par ailleurs, en cas d'analyse tridimensionnelle il y a lieu de prendre comme valeur de Q la plus pénalisante, des valeurs calculées suivant les deux directions orthogonales de référence

L'action sismique doit être appliquée dans toutes les directions jugées déterminantes pour le calcul des forces sismiques ainsi que les directions qui leur sont perpendiculaires, compte tenu de la configuration en plan de la structure. Pour les structures ayant leurs éléments de contreventement distribués le long de deux directions orthogonales, ces deux directions sont à retenir comme directions d'excitation.

4.3.4. Nombre de modes à considérer

a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{ sec} \quad (4-14)$$

où : N est le nombre de niveaux au dessus du sol et T_k la période du mode K.

4.3.5. Combinaison des réponses modales

a) Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i, T_j et d'amortissement ξ_i, ξ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport $r = T_i / T_j$ ($T_i \leq T_j$) vérifie :

$$r \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}} \quad (4-15)$$

b) Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2} \quad (4-16)$$

E : effet de l'action sismique considéré

E_i : valeur modale de E selon le mode « i »

K : nombre de modes retenus

c) Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ; E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$\sqrt{(|E_1| + |E_2|) + \sum_{i=3}^K E_i^2} \quad (4-17)$$

4.3.6. Résultante des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

4.3.7. Effets de la torsion accidentelle

Quand il est procédé à une analyse par modèles plans dans les deux directions orthogonales

Les effets de la torsion accidentelle d'axe vertical sont à prendre en compte tel que décrit au paragraphe 4.2.7.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction

4.4 PRESCRIPTIONS COMMUNES AUX MÉTHODES « STATIQUE » ET « DYNAMIQUE »

4.41. Stabilité au renversement

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

4.42. Composante verticale de l'action sismique

Les effets de la composante verticale de l'action sismique doivent être pris en compte dans le calcul des porte-à-faux de plus de 1,50m de long et ceci, en zone sismique III

A cet effet, outre la force descendante adéquate, une force sismique minimum ascendante nette $F_v = 0.5 A w_p$ (4.-18)

doit être prise en considération

w_p : poids propre de l'élément en porte à faux

A coefficient sismique de zone

4.43. Calcul des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad (4.-19)$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)
R : coefficient de comportement

le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

CHAPITRE V : JUSTIFICATION DE LA SECURITE

5.1. GÉNÉRALITÉS

Les objectifs de sécurité de la structure soumise aux effets de l'action sismique sont réputés atteints si les critères ci-après relatifs à la résistance, la ductilité, l'équilibre d'ensemble, la stabilité des fondations, les joints sismiques, les déformations et la stabilité de forme (effet P- Δ) sont satisfaits simultanément.

5.2. COMBINAISONS D' ACTIONS

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux Etats Limites.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

$$\bullet \quad G + Q + E \quad (5-1)$$

$$\bullet \quad 0.8 G \pm E \quad (5-2)$$

Pour Les poteaux dans les **ossatures autostables**, la combinaison (5-1) est remplacée par la combinaison suivante:

$$\bullet \quad G + Q + 1.2 E \quad (5.3)$$

G : charges permanentes

Q : charges d'exploitation non pondérées

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales

Bien qu'aucune mention n'ait été faite des effets de l'accélération verticale due aux séismes, ces effets sont inclus comme suit :

La combinaison (5-1) comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Du fait que cette charge d'exploitation est tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (environ 40 à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales des séismes.

La combinaison (5-2) tient compte de la réduction de la charge verticale qui se produira à cause des effets de l'accélération verticale

Dans les combinaisons précédentes, il y a lieu de tenir compte de la réversibilité des charges sismiques

Pour les poteaux, la combinaison $G+P+1.2 E$ en (5-3) a pour objet de leur fournir une meilleure résistance aux effets des moments de renversement dus aux mouvements sismiques majeurs

5.3. JUSTIFICATION VIS À VIS DE LA RÉSISTANCE

La condition de résistance suivante doit être satisfaite pour tous les éléments structuraux, leurs assemblages ainsi que les éléments non structuraux critiques :

$$S_d \leq R_d$$

S_d : sollicitation agissante de calcul résultant des combinaisons définies ci-dessus, incluant éventuellement les effets du 2^o ordre.

R_d : sollicitation résistante de calcul de l'élément, calculée en fonction des propriétés du matériau constitutif

5.4. JUSTIFICATION VIS À VIS DE LA DUCTILITÉ

Les exigences de ductilité minimale sont réputées satisfaites si toutes les dispositions constructives relatives au matériau et aux éléments structuraux telles que définies dans les chapitres correspondants du présent règlement sont appliquées.

5.5. JUSTIFICATION VIS À VIS DE L'ÉQUILIBRE D'ENSEMBLE

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement dus aux sollicitations résultant des combinaisons d'actions décrites ci-dessus

5.6. JUSTIFICATION VIS À VIS DE LA RÉSISTANCE DES PLANCHERS

La capacité des planchers doit permettre de transmettre aux éléments verticaux de contreventement les effets des forces sismiques de calcul.

5.7. JUSTIFICATION DE LA STABILITÉ DES FONDATIONS

Pour les justifications de la stabilité des fondations, il y a lieu de se référer aux prescriptions et /ou exigences du chapitre X (fondations et ouvrages de soutènement)

5.8. JUSTIFICATION DE LA LARGEUR DES JOINTS SISMIQUES

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \quad (4-19)$$

δ_1 et δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs, calculés calculé selon 4.43 au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations

$$d_{min} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$$

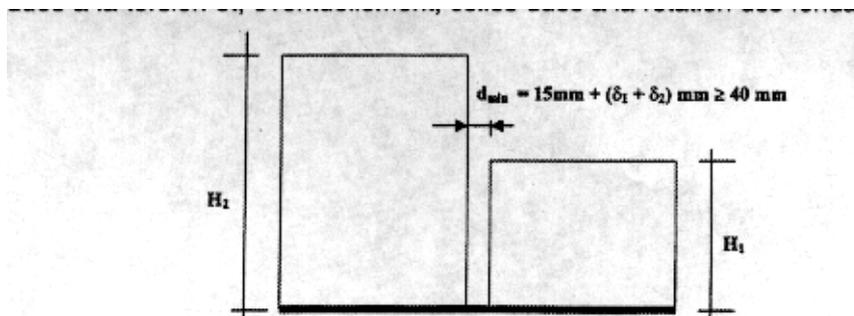


Figure 5.1 : largeur minimum du joint sismique

5.9. JUSTIFICATION VIS À VIS DE L'EFFET P-Δ

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k »,

$$\sum_{i=k}^n (W_{Gi^+} + \beta W_{qi}) \quad \text{(voir paragraphe 4.2.3 calcul de W)}$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k" :
$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »
(voir paragraphe 4.2.10)

h_k : hauteur de l'étage « k »

Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

5.10. JUSTIFICATION VIS À VIS DES DÉFORMATIONS

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré

CHAPITRE VI : PRESCRIPTIONS COMPLEMENTAIRES ET ELEMENTS NON-STRUCTURAUX

6.1 PRESCRIPTIONS COMPLÉMENTAIRES

6.1.1 Compatibilité des déplacements

Tous les éléments d'ossature qui ne font pas partie du système de contreventement doivent être vérifiés pour supporter les charges verticales en même temps que les moments résultants dus à R (coefficient de comportement) fois les déplacements engendrés par les forces latérales spécifiées. Dans ce cadre, il y a lieu de tenir compte des l'effets P-Δ éventuels accompagnant ces déplacements.

6.1.2 Eléments rigides adjacents

Les ossatures tridimensionnelles ductiles ou non, peuvent être enfermées ou contiguës à des éléments plus rigides qui tendraient à empêcher l'ossature de reprendre les forces latérales, s'il peut être prouvé que l'action ou la rupture de ces éléments plus rigides n'altérera pas la capacité de l'ossature à résister aux forces verticales et latérales.

6.1.3. Diaphragmes

Les diaphragmes ou contreventements horizontaux des planchers et des toitures doivent être calculés pour résister aux forces sismiques déterminées par la formule

$$F_{pk} = \frac{F_t + \sum_{i=k}^n F_i}{\sum_{i=k}^n W_i} W_{pk} \quad (6-1)$$

W_{pk} = poids du diaphragme et des éléments tributaires du niveau k comprenant un minimum des charges d'exploitation (voir tableau 4.6 : Coefficient β)

La force sismique exercée sur le diaphragme sera bornée comme suit :

$$0,80 A W_{pk} \leq F_{pk} \leq 1,60 A W_{pk} \quad (6-2)$$

Les diaphragmes supportant des murs de béton ou de maçonnerie doivent avoir des chaînages transversaux reliant les chaînages de rive pour assurer la distribution des forces d'ancrage . Dans les diaphragmes, des chaînages intermédiaires peuvent être prévus pour la formation de sous-diaphragmes afin de transmettre des forces d'ancrage aux chaînages transversaux..

6.2 ELÉMENTS NON STRUCTURAUX

6.2.1 Définition

Les éléments non structuraux sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement; Ce sont des éléments en maçonnerie (cloisons, murs extérieurs etc..) ou autres (balcon, etc..)

6.2.2 Exigence de comportement

Le calcul des éléments non structuraux passe souvent pour secondaire, alors que leur destruction présente parfois un grand danger pour la sécurité des personnes (destruction des escaliers chute de balcons, chute de parement de façade, chute de plafond suspendu, etc.)

Lors d'un séisme d'une certaine importance, les éléments non structuraux peuvent être sollicités par l'ossature qui se déforme. Leur présence peut influencer sur le comportement de la structure en modifiant la période d'oscillation et en induisant éventuellement une torsion d'ensemble additionnelle.

Ainsi, les éléments non structuraux deviennent provisoirement porteurs d'où le risque de subir des dommages importants s'ils ne sont pas conçus pour résister aux sollicitations sismiques.

Aussi, ils doivent supporter sans dommages inacceptables les déformations de la structure à laquelle ils sont fixés.

Par ailleurs, les dispositions constructives et la prise en compte des forces sismiques agissant sur ces éléments sont destinées à limiter le risque d'accidents corporels et les dégâts causés aux installations et équipements des établissements qui assurent un service essentiel comme pour les ouvrages classés *d'importance vitale*.

Les éléments non structuraux doivent être conçus en fonction des exigences de l'ouvrage, et répondre aux autres exigences ci-après :

1) Ouvrages du groupe 1A:

Les éléments non structuraux ne doivent subir aucun dommage ou très peu, on doit assurer la sauvegarde d'équipements coûteux, salle d'ordinateur, équipement de télécommunication, équipement dans les hôpitaux (bloc opératoire etc.)

2) Ouvrages du groupe 1B et du groupe 2

Les éléments non structuraux peuvent subir quelques dommages, sans que ces dommages ne soient dangereux pour la sauvegarde des vies humaines comme la chute brutale de cloisons ou de parement de façade ou murs extérieurs, la destruction des escaliers ou balcons etc.....

3) Ouvrages du groupe

Les éléments non structuraux peuvent subir des dommages qui n'ont aucune répercussion sur la sécurité des personnes; Cas des façades légères facilement remplaçables, hangars de stockage, construction provisoire, etc.

6.2.3 Force horizontale F_p agissant sur les éléments non structuraux

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 A C_p W_p \quad (6-3)$$

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (voir tableau 6.1)

W_p Poids de l'élément considéré

La distribution de ces forces doit être faite comme pour les forces de gravité se rapportant à ces éléments. Pour les forces applicables sur le diaphragme et dans les attaches des panneaux, se référer au paragraphe 6.2.4

Tableau 6.1 : Facteur des forces horizontales C_p pour les éléments secondaires

Partie ou position dans le bâtiment	Direction de la force	Valeur de C _p (1)
Éléments en console : a) Parapets, b) Cheminées (console)	Normale aux surfaces planes N'importe quelle direction	0.8
Tous les autres murs, cloisons et éléments similaires	Normale aux surfaces planes	0.3
Décorations extérieures et intérieures, garnitures	N'importe quelle direction	0.8
Quand reliés à, faisant partie de, ou logés dans un bâtiment : a) Appentis, ancrages et supports pour citernes, y compris leur contenu, cheminées accolées aux bâtiments b) Etagères de rangement c) Plafonds suspendus (2) d) Tout équipement ou machine (3)	N'importe quelle direction	(4) 0.3
Attaches pour éléments de structure en préfabriqué, autres que les murs, avec force appliquée au centre de gravité de l'assemblage	N'importe quelle direction	(4) 0.3

(1) La valeur de C_p peut être réduite à deux tiers de la valeur indiquée pour les éléments autostables uniquement au niveau du sol

(2) Le poids du plafond doit inclure le poids de toutes les fixations d'éclairage et autres équipements ou des cloisons fixées latéralement sur le plafond.

Afin de déterminer les forces latérales, un poids de plafonds d'au moins 0.1 KN/m^2 doit être utilisé.

(3) Pour les équipements et machines flexibles montées de façon flexible, les valeurs appropriées de C_p doivent être déterminées en tenant compte à la fois des propriétés dynamiques de l'équipement des machines et de l'immeuble ou structure dans lequel ils sont installés, mais les valeurs de C_p ne doivent pas être inférieures à celle citées précédemment.

La conception et le calcul des équipements des machines et de leurs ancrages est une partie intégrante de la conception et des spécifications de tels équipements et machines.

Les équipements et machines qui se trouvent dans des *ouvrages essentiels d'importance vitale*, et qui doivent rester fonctionnels après un important tremblement de terre, doivent être calculés et conçus dans le détail en tenant compte de l'effet des déplacements relatifs.

(4) La force doit être reprise par un ancrage réel et non pas par frottement.

6.2.4. Eléments extérieurs

Les habillages extérieurs en maçonnerie des éléments structuraux sont interdits en zones II et III sauf dispositions particulières.

Les panneaux de murs préfabriqués non porteurs et à faible résistance au cisaillement, ou autres éléments similaires qui sont attachés ou qui ferment la structure, devront être calculés pour résister aux forces déterminées à partir de la formule (6.3) et s'accommoder des mouvements de la structure provoqués par des forces latérales ou des changements de température.

Les panneaux en béton et autres éléments similaires liés au moyen d'assemblages et liaisons mécaniques devront respecter les règles suivantes :

- Les assemblages et joints de panneaux devront autoriser le plus grand des mouvements engendrés par un déplacement relatif des étages au moins égal à R fois le déplacement causé par les forces sismiques de calcul, le mouvement relatif à considérer n'étant pas inférieur à 2 cm.

- Les assemblages qui permettent les mouvements dans le plan des panneaux dus aux déplacements relatifs d'étage devront être :

* Des assemblages coulissants, correctement conçus, utilisant des trous oblongs ou surdimensionnés.

• Des assemblages permettant le mouvement par flexion des pièces métalliques

CHAPITRE VII : STRUCTURES EN BETON ARME

7.1 GÉNÉRALITÉS

7.1.1 Objet

Dans ce chapitre sont développées les prescriptions et indications nécessaires au dimensionnement des structures ou éléments de structures en béton armé coulé en place ainsi que les dispositions constructives les concernant.

Pour les structures en béton armé préfabriquées, il y a lieu de se référer au paragraphe 2.5.3.

Par ailleurs les systèmes constructifs utilisant les planchers dit " planchers-dalle" ou "Planchers champignons" sont prohibés en zone sismique.

Pour la conception et le calcul des constructions en béton armé, les règles C.B.A s'appliquent; les présentes prescriptions sont additionnelles à celles contenues dans le document précité lorsque ces constructions se trouvent en zones sismiques I à III

7.1.2.Eléments principaux - Eléments secondaires

Dans ce qui suit, sont désignés sous le nom d'éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

Les éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou à leur distribution peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'ils ne soient soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autre origine.

7.1.3 Définitions et conventions - Notations

7.1.3.1 Zones critiques

On désigne par zone critique, toute partie d'un élément structurel principal dans laquelle des concentrations de déformations ou de sollicitations sont susceptibles de se produire. Ces zones sont celles définies dans le présent article pour les différentes sortes d'éléments et éventuellement celles que le calcul fait apparaître comme telles.

7.1.3.2 Confinement

On désigne par béton confiné, un volume de béton pourvu d'armatures transversales disposées de façon à s'opposer au gonflement du matériau sous l'effet des contraintes de compression ainsi qu'au flambement des armatures.

Par convention, on considère que la partie confinée d'une section est celle qui est délimitée en projection par le contour intérieur des armatures de confinement disposées à la périphérie de la section.

Il est loisible, sur justification particulière, de tenir compte de la modification de la courbe contrainte - déformation du béton, liée à son confinement par des armatures transversales.

7.1.3.3 Effort normal réduit

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{cj}}$$

où

N_d désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B_c est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{cj} est la résistance caractéristique du béton

7.1.3.4 Pièces comprimées, pièces fléchies

On entend par pièce fléchie, un élément linéaire ou à deux dimensions, soumis à la flexion simple ou déviée, pour lequel on satisfait aux conditions suivantes :

$$v_{\max} \leq 0.1$$

$$h \leq l/4$$

h représente la hauteur de la section droite de l'élément

l est la portée entre nus de l'élément

La pièce est dite "courte" lorsque $h > l/4$.

Une pièce est dite comprimée lorsque $v_{\max} > 0.1$

Si on désigne par a et b respectivement la plus petite et la plus grande dimension de la section droite de la pièce.

- si $b < 4a$, la pièce est considérée comme un poteau;

- si $b \geq 4a$, la pièce est considérée comme un mur.

Dans le cas d'éléments composés tels que poutres-échelles, palées triangulées, association de voiles ou murs, etc, le terme de pièce s'entend de chacun des éléments constitutifs.

7.2 SPÉCIFICATIONS CONCERNANT LES MATÉRIAUX

7.2.1 Béton

Pour les éléments principaux, le béton mis en œuvre doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 Mpa et au plus égale à 45 Mpa

Les valeurs des modules d'élasticité doivent être conformes à celles fixées par le C.B.A.

7.2.2 Aciers

Excepté pour les armatures transversales, les armatures pour béton armé des éléments principaux doivent être à haute adhérence, avec une limite d'élasticité spécifiée inférieure ou égale à 500 Mpa. L'allongement total relatif sous charge maximale spécifiée doit être supérieur ou égal à 5%.

7.3 CONCEPTION ET VÉRIFICATIONS

7.3.1 Coefficients de comportement

A défaut de valeurs plus précises obtenues par toute méthode scientifiquement établie et sanctionnée par l'expérience, les valeurs des coefficients de comportement R à prendre en compte sont celles qui figurent au tableau 4.3

7.3.2 Vérification de sécurité des éléments principaux

7.3.2.1 Combinaisons de calcul

Les combinaisons de calcul sont des combinaisons accidentelles telles que données en 5.2.

7.3.2.2 Diagramme contraintes - déformations

Les diagrammes contraintes déformations à considérer sont ceux des règles algériennes C.B.A.

7.3.2.3. Coefficients de sécurité partiels

On vérifie que les sollicitations accidentelles agissantes sont inférieures ou égales aux sollicitations résistantes en prenant en compte les coefficients de sécurité partiels suivants :

- Acier : $\gamma_s=1$
- Béton : $\gamma_b = 1,15$

La résistance de calcul f_{bu} du béton est $f_{bu} = 0,85 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

Les autres coefficients de sécurité correcteurs sont donnés au cas par cas dans les prescriptions particulières concernant les différents éléments d'ossatures tels que développées dans les paragraphes suivants.

7.3.2.4 Vérifications

Les vérifications à faire sont celles du C.B.A moyennant les adaptations des articles précédents et en tenant compte des vérifications complémentaires ou de remplacement prescrites par les articles suivants.

7.4. SPÉCIFICATIONS POUR LES POTEAUX

7.4.1. Coffrage :

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h_e) en une seule fois. Et les dès de calage sont interdits.

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes (voir figure 7.1)

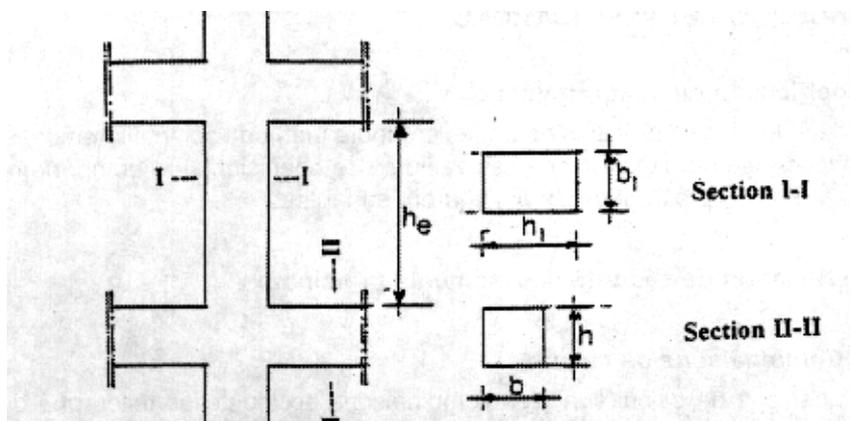


Figure 7.1 Coffrage des poteaux

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$ en zones I et IIa
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{ cm}$ en zone IIb et III
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$

Pour les poteaux circulaires, le diamètre D devra satisfaire les conditions ci-dessous:

- $D \geq 25\text{cm}$ en zone I
- $D \geq 30\text{cm}$ en zone IIa
- $D \geq 35\text{cm}$ en zone IIb et III
- $D \geq h_e/15$

Pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives, des sections comparables à celles des poteaux centraux.

7.4.2 Ferrailage

7.4.2.1 Les armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

* leur pourcentage **minimal** sera de :

- 0,7% en zone I
- 0,8% en zone IIa
- 0,9% en zone IIb et III

* Leur pourcentage **maximal** sera de

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

* Le diamètre minimum est de 12mm

* La longueur minimale des recouvrements est de:

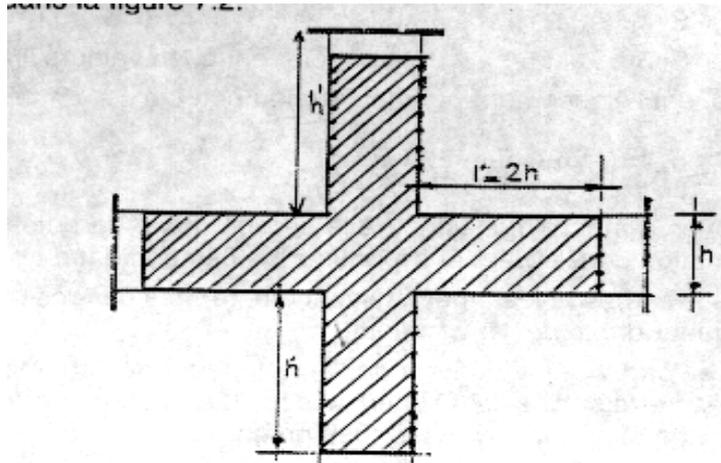
- 40ϕ en zone I et II
- 50ϕ en zone IIb et III

* La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

- 25 cm en zone I et II
- 20 cm en zone IIb et III

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le noeud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure 7.2.



$$h' = \text{Max} (h_1/6; b_1; h_1/60)$$

FIG. 7.2 : zone nodale

7.4.2.2 Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad (7.1)$$

- V_u est l'effort tranchant de calcul
- h_1 hauteur totale de la section brute
- f_e contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale
- ρ_a est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.
- t est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (7.1); Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

*** dans la zone nodale :**

$$\begin{aligned} t &\leq \text{Min} (10\varnothing_1, 15\text{cm}) && \text{en zone I et II} \\ t &\leq 10 \text{ cm.} && \text{en zone IIb et III} \end{aligned}$$

*** dans la zone courante :**

$$\begin{aligned} t &\leq 15 \varnothing_1 && \text{en zone I et II} \\ t &\leq \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10 \varnothing_1) && \text{en zone IIb et III} \end{aligned}$$

où \varnothing_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

- La quantité **d'armatures transversales minimale $A_t/t \cdot b_1$ en %** est donnée comme suit:

- Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3%
- Si $\lambda_g \leq 3$: 0.8%
- Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g est l'élançement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \varnothing_t$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (\varnothing cheminées > 12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Par ailleurs , en cas d'utilisation de poteaux circulaires , il y a lieu d'utiliser des cerces droites individuelles (les cerces hélicoïdales continues sont interdites)

7.4.3 Vérification spécifiques

7.4.3.1 Sollicitations normales

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30 \quad (7.2)$$

Les symboles ont les mêmes significations qu'en 7.1.3.3

7.4.3.2 Sollicitations tangentes

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28} \quad (7.3)$$

où ρ_d est égal à 0,075 si l'élançement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur ou égal à 5, et à 0,04 dans le cas contraire

Dans le cas de remplissage en maçonnerie ne régnant pas sur toute la hauteur d'un poteau (présence d'ouvertures en vasistas par exemple), la hauteur de calcul de l'élançement géométrique sera celle de l'ouverture.

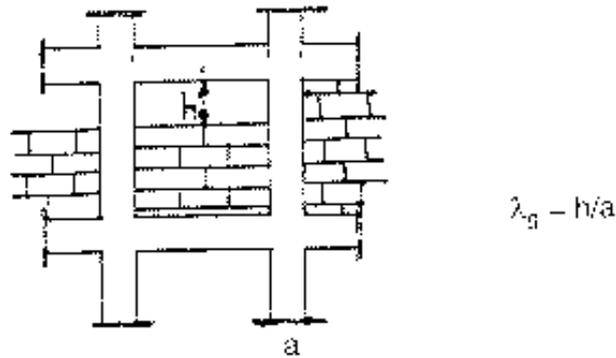


Fig. 7.3 : cas de constitution de poteau court par hauteur insuffisante de la maçonnerie de remplissage

Il y a lieu de noter que cette partie de poteau de hauteur h considérée comme poteau court si $\lambda_g < 5$ doit être confinée par des armatures transversales calculées avec la formule (7-1) ou déduites des minima donnés en 7.4.22. Dans la formule (7-1) il y a lieu de bien veiller à ce que l'effort V_u sollicitant le poteau court ait bien été calculé en considérant la grande raideur de ce dernier par rapport aux autres poteaux d'étage de hauteur "normale". Les poteaux courts d'une manière générale amènent à de graves désordres à l'occasion de séismes, même modérés. Si leur usage ne peut-être évité il est recommandé que des contreventements par voiles ou palées prennent l'essentiel de l'effort horizontal.

7.5. Spécifications pour les poutres

7.5.1 Coffrage :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après (voir figure 7.4)

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $h/b \leq 4.0$
- $b_{\text{max}} \leq 1,5h + b_1$

h peut-être ramené à 20cm dans les ouvrages contreventés par voiles

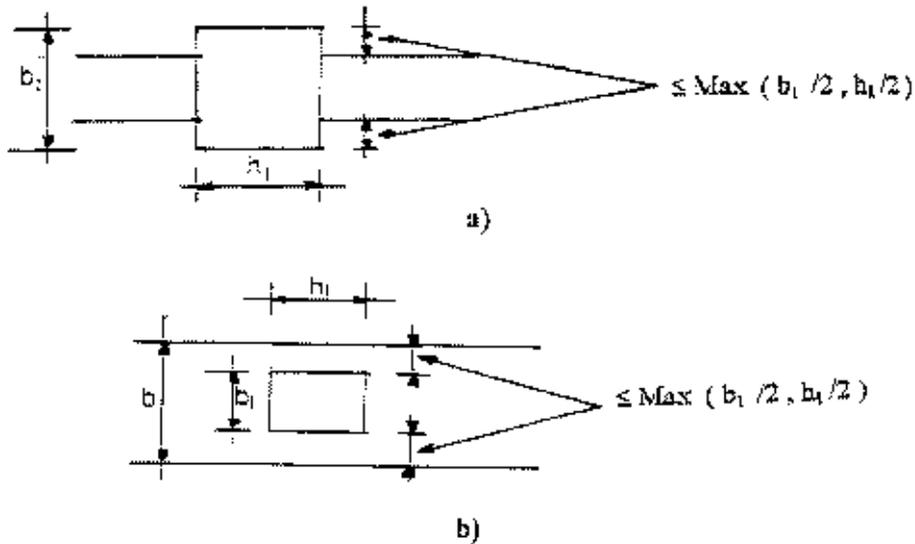


Fig 7.4 : Dimensions à respecter par les poutres

7.5.2 Ferrailage

7.5.2.1 Armatures longitudinales :

le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de :

- 40 ϕ en zone I et II
- 50 ϕ en zone III

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure 7.5 avec des crochets à 90°. Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées (voir détail fig 7.5.)

Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

7.5.2.2 Armatures transversales

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

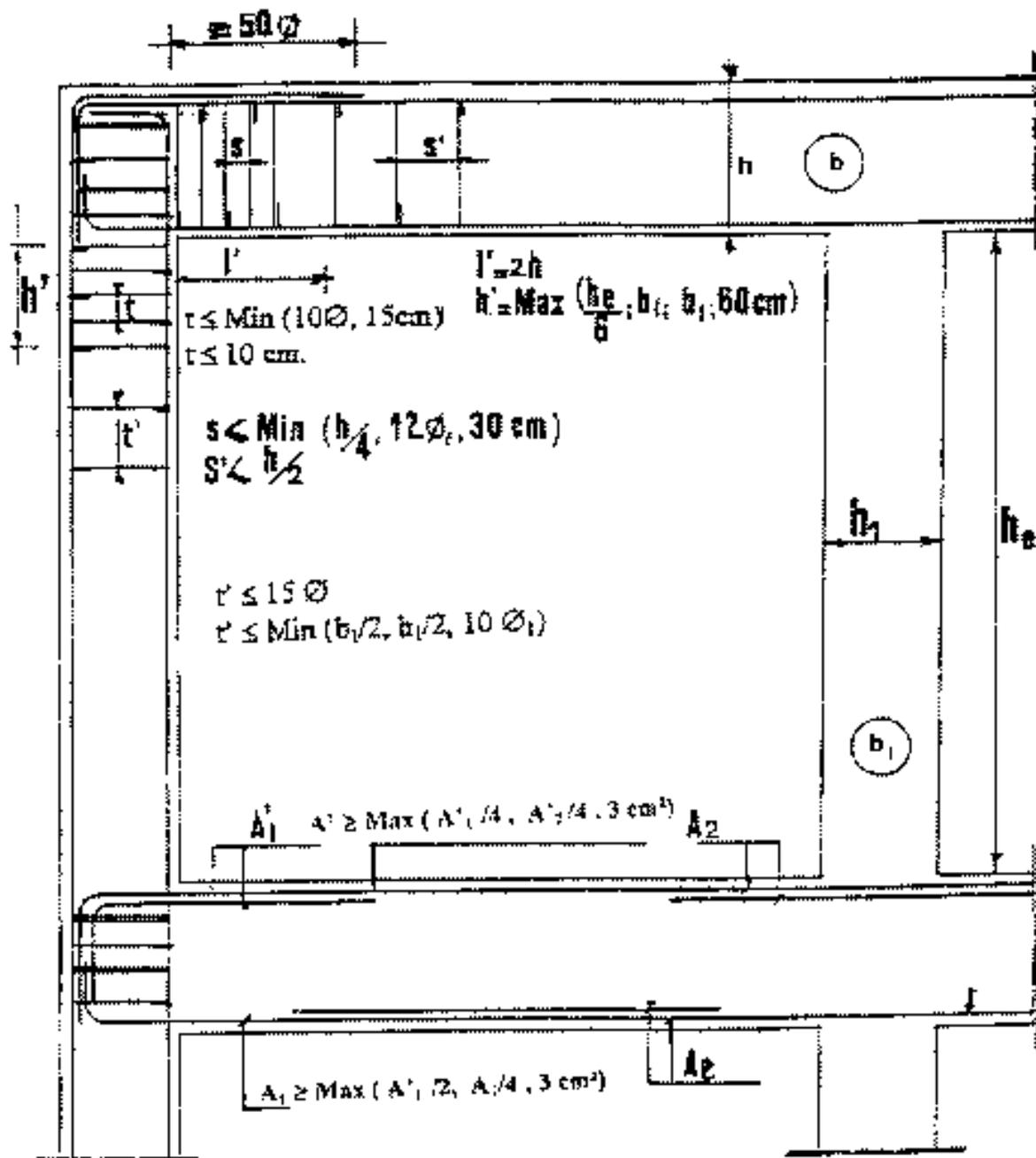
$$A_t = 0.003 \cdot s \cdot b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires: minimum de $(h/4, 12\phi)$
- En dehors de la zone nodale: $s \leq h/2$

La valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.



Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodal



2U superposés (avec alternance dans l'orientation)

Fig 7.5 : Dispositions constructives des portiques

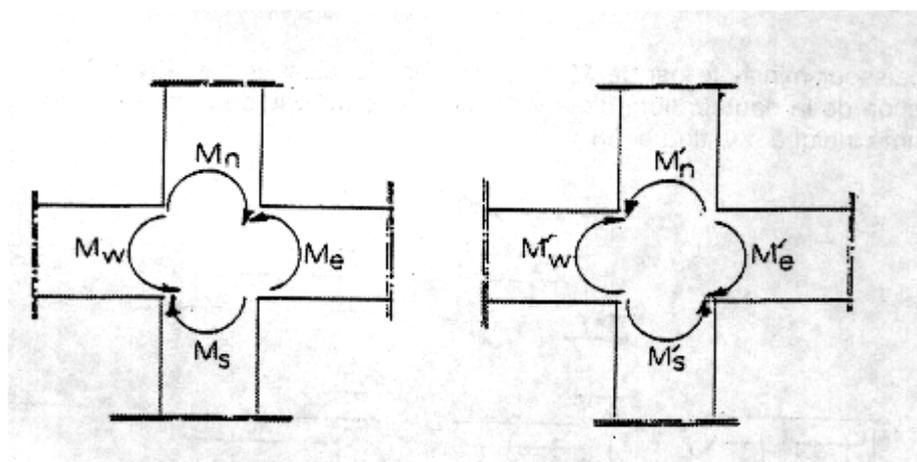
7.6 SPÉCIFICATIONS POUR LES NŒUDS POTEAUX-POUTRES

7.6.1 Dispositions constructives

Les dispositions constructives données en 7.4 pour les poteaux et en 7.5 pour les poutres et telles que reprises en particulier sur la figure 7.4 doivent être respectées pour leurs parties communes que sont les nœuds et ce, afin d'assurer un minimum de confinement préservant au maximum l'intégrité de ces derniers et permettre au reste de la structure de déployer ses capacités de dissipation d'énergie.

7.6.2 Dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissants

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient majorateur, de 1.25 (voir Figure 7.6). Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les maisons individuelles et les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.



$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_w| + |M_e|)$$
$$|M'_n| + |M'_s| \geq 1.25 (|M'_w| + |M'_e|)$$

Figure 7.6 : Dimensionnement d'un nœud poutre-poteau

7.7 Murs et voiles de contreventement

7.7.1 Coffrage :

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4a$.
 Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

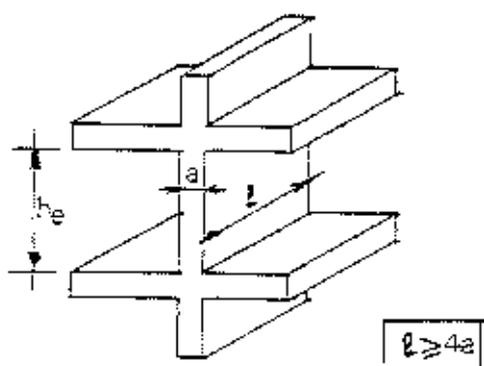


Fig. 7.7 : Coupe de voile en élévation

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la figure 7.8

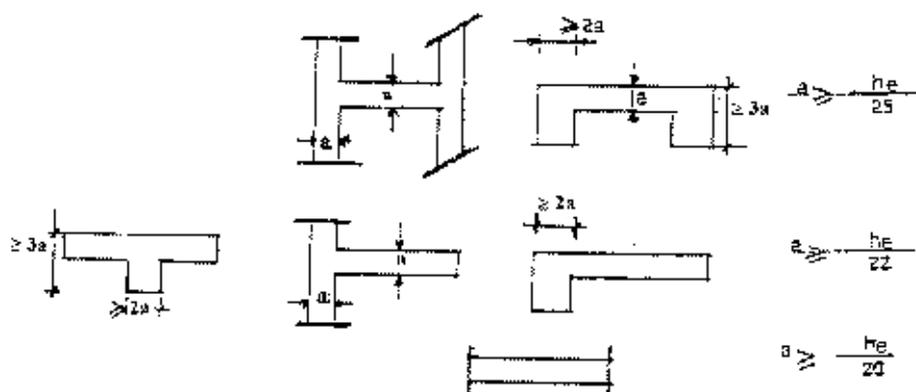
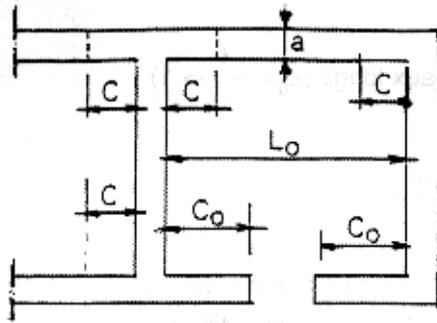


Fig. 7.8 : Coupes de voiles en plan

Pour les calculs de l'inertie des voiles, il est admis de considérer l'influence des murs perpendiculaires. La longueur du mur prise en compte de chaque côté devrait être la plus petite des valeurs indiquées sur la figure 7.9



$$c \leq \min (8a; L_0/2; C_0)$$

Fig. 7.9 : Prise en compte des murs en retour

7.7.2. contraintes limites de cisaillement dans les linteaux et les trumeaux

En addition aux spécifications du paragraphe 7.3, la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

où: $\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d}$ avec \bar{V}

b_0 épaisseur du linteau ou du voile

d : hauteur utile = 0,9h

h : hauteur totale de la section brute

7.7.3. Ferrillages des linteaux

7.7.3.1 Premier cas : $\tau_b \leq 0,06 f_{c28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, V)

On devra disposer :

- des aciers longitudinaux de flexion (A_l)
- des aciers transversaux (A_t)
- des aciers en partie courante (aciers de peau) (A_c)

a) Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_1 \geq \frac{M}{z \cdot f_c}$$

avec $z = h - 2d'$ où h est la hauteur totale du linteau

d' est la distance d'enrobage

M: moment dû à l'effort tranchant (\bar{V})

b) Aciers transversaux :

α) Premier sous-cas : linteaux longs ($\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$)

on a :

$$s \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{\bar{V}}$$

où s = espacement des cours d'armatures transversales.

A_t = section d'un cours d'armatures transversales

$z = h - 2d'$

\bar{V} = effort tranchant dans la section considérée
(\bar{V})

l = portée du linteau

β) deuxième sous cas : linteaux courts ($\lambda_g \leq 1$)

on doit avoir :

$$s \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot l}{V + A_t \cdot f_e}$$

$V = \min (V_1, V_2)$

$V_2 = 2V_u$ Calcul

et $V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$

avec M_{ci} et M_{cj} moments « résistants ultimes » des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} et calculés par :

$M_c = A_t \cdot f_e \cdot z$

avec $z = h - 2d'$ (voir figure 7.10)

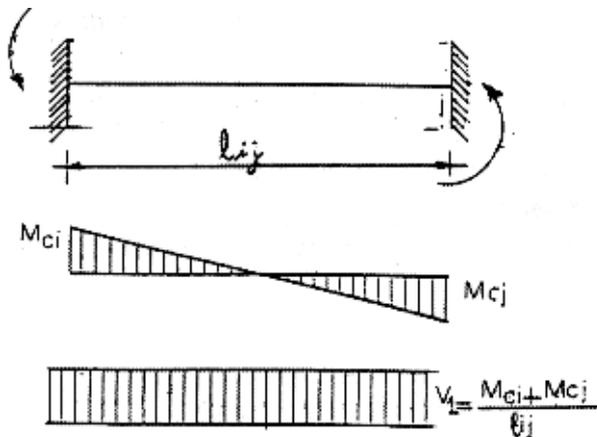


Fig. 7.10 :

7.7.3.2 Deuxième cas : $\tau_b > 0,06 f_{c28}$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires.

Les efforts (M,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement (voir figure 7.11)

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2 f_e \sin \alpha}$$

avec $\tan \alpha = \frac{h - 2d'}{l}$ (voir figure 7.12)

et $V = V$ calcul (sans majoration)

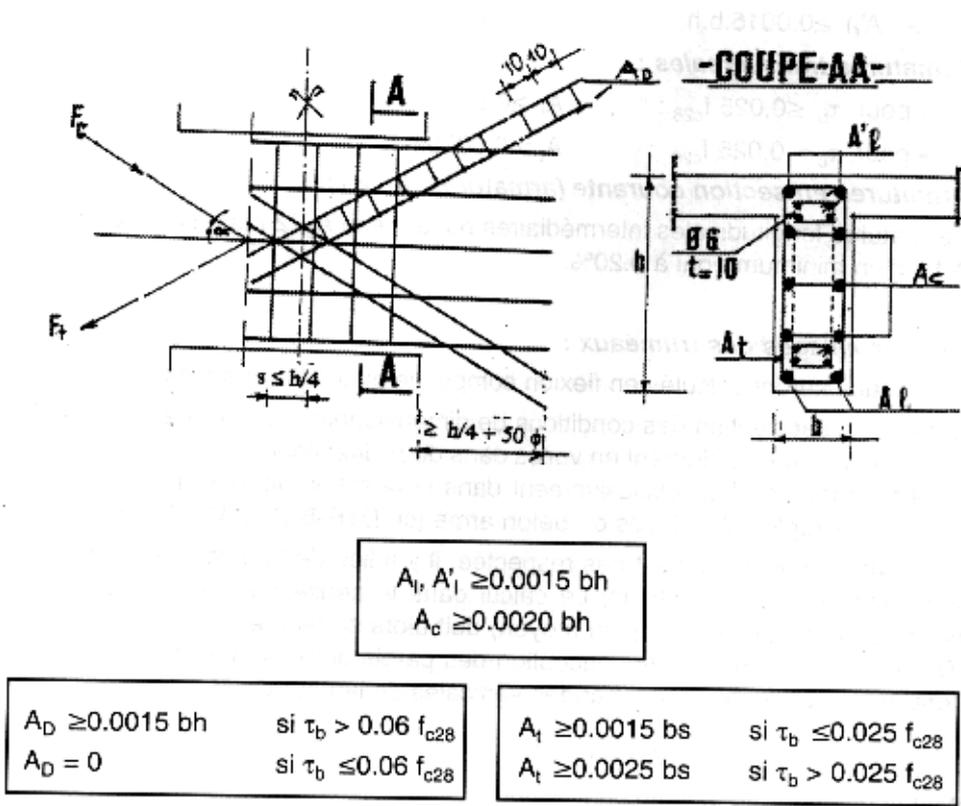


Figure 7.11 Armatures de linteaux

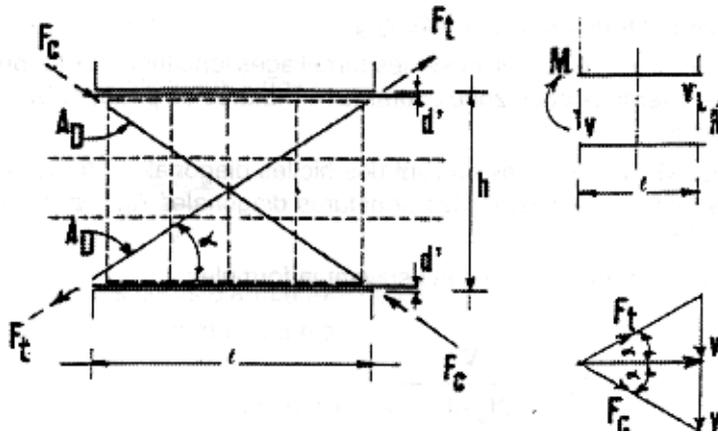


Fig.7.12 : Efforts dans les bielles du linteau

7.7.3.3 Ferrailage minimal : (voir figure 7.11)

a) Armatures longitudinales :

$$(A_t, A'_t) \geq 0,0015 \cdot b \cdot h \quad (0,15\%)$$

b) Armatures transversales :

- pour $\tau_b \leq 0,025 f_{c28}$: $A_t \geq 0,0015 \cdot b \cdot s$ (0,15%)
- pour $\tau_b > 0,025 f_{c28}$: $A_t > 0,0025 \cdot b \cdot s$ (0,25%)

c) Armatures en section courante (armatures de peau)

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0.20%.

7.7.4 Ferrailages des trumeaux :

Les trumeaux seront calculés en flexion composée avec effort tranchant.

Moyennant la satisfaction des conditions de dimensionnement fixées en 7.7.1 et la disposition de contreventement en voiles dans deux directions orthogonales, le calcul des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (cf. DTR-B.C.-2.41 "CBA 93").

Si la deuxième condition n'est pas respectée, il y a lieu de faire le calcul de vérification dans les deux directions; Le calcul dans la deuxième direction

(direction orthogonale à la direction du plan moyen) doit alors se faire en suivant les règles du DTR-B.C. 2.42 "Règles de conception des parois et murs en béton". Le calcul se fera dans ce cas pour des bandes verticales de largeur d :

$$d \leq \min (h_e/2, 2l/3)$$

l étant la longueur de la zone comprimée.

h_e étant la hauteur entre nus de planchers du trumeau considéré.

On devra disposer les ferrailages suivants:

- des aciers verticaux
- des aciers horizontaux

7.7.4.1 Aciers verticaux :

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20%.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voile (figure 7.13). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

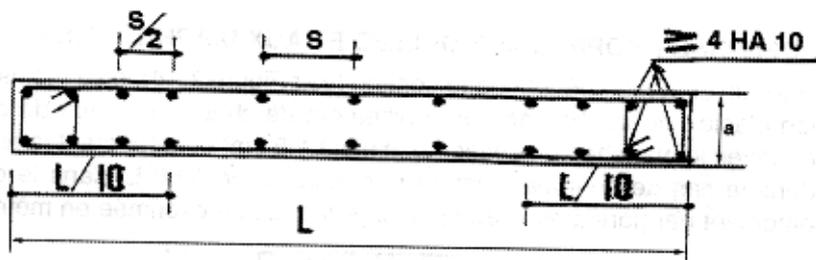


Fig. 7.13 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

7.7.4.2 Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\varnothing$. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

7.7.4.3 Règles communes :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courante 0,10 %

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

$$s \leq 1,5 a$$

$$s \leq 30 \text{ cm}$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
- $20\varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_c}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

7.8 DISPOSITIONS PROPRES AUX DALLES ET AUX DIAPHRAGMES

Il doit exister un chaînage périphérique continu (voir Figure 7.14), d'au moins 3 cm^2 de section d'acier. et un chaînage au croisement de chaque élément de contreventement avec le plancher, de section minimale $1,5 \text{ cm}^2$ et respectant la règle de $0,28L$ dans le cas de contreventement par voile, et de $0,50L$, dans le cas de contreventement par portiques, L étant la largeur chaînée exprimée en mètres.

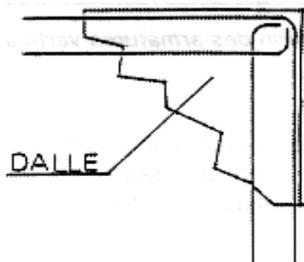


Fig. 7.14 : chaînages des dalles et des diaphragmes

7.9. ELÉMENTS D'INFRASTRUCTURES :

Ces éléments concernent essentiellement les longrines et les voiles périphériques, il y a lieu à ce sujet de se référer aux prescriptions des paragraphes 10.1.1 et 10.1.2 du chapitre X ("fondations et murs de soutènement ")

7.10 DISPOSITIONS PROPRES AUX ÉLÉMENTS SECONDAIRES

Les éléments secondaires sont définis au paragraphe 7.1.2

Les dispositions constructives à prendre en sus de celles de règles traditionnelles sont les suivantes :

a) poutres, poutrelles et dalles

Il faut s'assurer d'une bonne liaison de l'élément porté sur l'élément porteur par l'intermédiaire d'armatures réalisant la continuité mécanique du ferrailage.

Cette continuité mécanique peut être assurée soit par la continuité des aciers inférieurs, soit par des chapeaux équilibrant au moins $0,15M_0$, soit par des barres relevées ancrées sur appuis.

b) poteaux

La continuité mécanique des armatures doit être assurée aux extrémités de poteaux (voir figure 7.15)

De plus les armatures transversales aux extrémités du poteau sur la hauteur b doivent avoir un espacement maximal à ne pas dépasser, soit:

le minimum de $(12\varnothing_l, 0,5 a, 30 \text{ cm})$

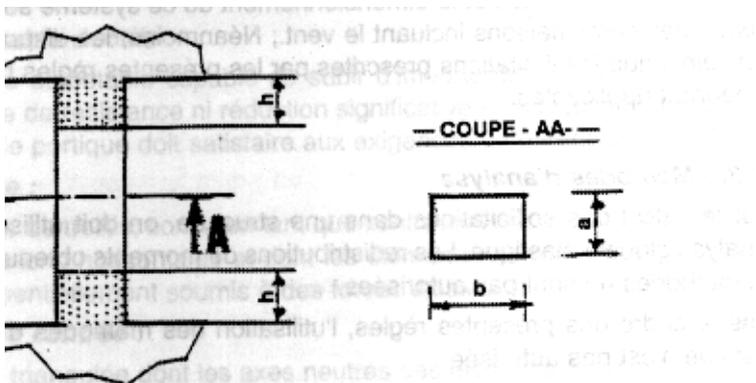


Fig .7.15 :Zones de continuité mécanique des armatures des poteaux secondaires

c) murs secondaires

Un mur secondaire comporte au minimum les chaînages verticaux CV, Les chaînages CL de linteaux et les chaînages horizontaux CH suivants:

CV : 3HA $\varnothing 10$ ou 4HA $\varnothing 8$ — cadres $\varnothing 6$ espacés de 10cm

CL : deux armatures HA $\varnothing 8$.

Les chaînages CH sont définis au paragraphe 7.8

L'emplacement des chaînages CV et CL est celui défini par les règles traditionnelles sauf qu'il n'y a pas obligation de prévoir des chaînages CV à l'intersection des murs.

CHAPITRE VIII : CHARPENTES EN ACIER

8.1. GÉNÉRALITÉS

8.1.1. Conditions d'application

La conception, le dimensionnement ainsi que l'exécution des ossatures métalliques de bâtiments en zones sismiques doivent satisfaire simultanément aux règles énoncées dans le présent document et à celles prescrites par les autres règlements en vigueur.

Par ailleurs, en zones sismiques, seuls les assemblages rigides sont autorisés (les assemblages semi rigides ne sont pas admis).

8.1.2 Principe de cohérence (vent/séisme)

Pour tout système structural, quand l'une des combinaisons d'actions incluant l'action du vent produit des effets plus défavorables que ceux produits par les combinaisons incluant le séisme, le dimensionnement de ce système sera déterminé sur la base des combinaisons incluant le vent.; Néanmoins, les dispositions constructives, ainsi que les limitations prescrites par les présentes règles pour ce système, demeurent applicables.

8.1.3. Méthodes d'analyse

Pour le calcul des sollicitations dans une structure, on doit utiliser les méthodes d'analyse globale élastique. Les redistributions de moments obtenus par l'emploi de ces méthodes ne sont pas autorisées.

Dans le cadre des présentes règles, l'utilisation des méthodes d'analyse globale plastique n'est pas autorisée.

8.1.4. Notations et définitions

a) Notations

f_y : résistance limite d'élasticité minimale spécifiée.

f_{yr} : résistance limite d'élasticité réelle.

f_u : résistance à la traction minimale spécifiée.

ϵ_y : déformation élastique correspondant à la limite d'élasticité f_y .

ϵ_u : déformation ultime correspondant à la résistance à la traction f_u .

A_r : allongement à la rupture d'une éprouvette normalisée, mesuré sur une longueur

entre repères de $5,65\sqrt{A_0}$ où A_0 est l'aire de la section de l'éprouvette.

b) Définitions

Quelques termes importants utilisés dans les parties de ce document qui traitent des charpentes en acier, ont la signification suivante

Structure:

Ensemble d'éléments convenablement assemblés, conçus pour assurer la rigidité et constituant la partie porteuse de la construction.

Ossature:

Structure ne comportant ni mur porteur ni voile, qui est constituée d'un ensemble d'éléments (poutres, poteaux et/ou barres) directement assemblés et dimensionnés pour agir ensemble afin de résister aux actions.

Contreventement:

C'est la partie de la structure qui a pour fonction de reprendre toutes les forces horizontales.

Portique:

C'est une ossature plane dont les éléments (poutres et poteaux) et leurs nœuds rigides résistent aux actions essentiellement par flexion.

Portique autostable:

C'est un portique, conçu en tant que contreventement vertical, capable de reprendre à la fois les actions horizontales et les actions verticales.

Portique autostable ductile:

C'est un portique autostable capable de subir d'importantes déformations inélastiques sans perte de résistance ni réduction significative de sa capacité de dissipation d'énergie. Ce portique doit satisfaire aux exigences du paragraphe § 82

Palée triangulée:

C'est un système de treillis, conçu en tant que contreventement vertical capable de reprendre les actions horizontales et dont les éléments (barres: diagonales, montants,..) sont essentiellement soumis à des forces axiales.

Palée triangulée centrée:

C'est une palée triangulée dont les axes neutres des éléments constitutifs (barres) sont convergents en un même point (centre du nœud).

8.2. PORTIQUES AUTOSTABLES DUCTILES

8.2.1 Principes généraux

La conception, le dimensionnement, ainsi que l'exécution des portiques autostables ductiles, doivent respecter les dispositions énoncées dans le présent paragraphe.

8.2.2 Matériaux (Aciers de construction)

Les ossatures métalliques pour lesquelles les présentes règles sont applicables doivent être fabriquées à partir d'aciers de construction laminés à chaud conformes aux normes en vigueur et respectant en plus les conditions suivantes:

a) Avoir une bonne soudabilité. en respectant les normes y afférentes

b) Satisfaire aux critères de ductilité, de raffermissement et d'allongement à la rupture suivants:

- Critère de ductilité: $(\varepsilon_u / \varepsilon_y) \geq 20$

- Critère de raffermissement: $(f_u / f_y) \geq 1.20$

- Critère de l'allongement à la rupture: $A_r \geq 15 \%$

Note: Comme règle générale, on peut admettre que pour les nuances d'aciers FE 360, FE 430 et FE510, les critères énoncés en (a) et (b) ci-dessus sont vérifiés.

c) avoir des variations des limites d'élasticité réelles vis-à-vis des limites d'élasticité de calcul suffisamment faibles pour ne pas remettre en cause l'emplacement prévu des rotules plastiques.

8.2.3 Sections transversales

Les parois des sections comprimées et /ou fléchies des éléments dans lesquels des rotules plastiques sont susceptibles de se former pendant les déformations inélastiques des portiques doivent avoir un rapport largeur sur épaisseur b/t suffisamment faible pour prévenir les voilements locaux prématurés. Des valeurs maximales du rapport b/t pour des profils de section couramment utilisés, sont indiquées dans le tableau 8.1

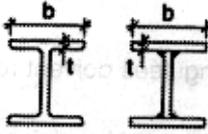
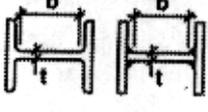
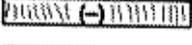
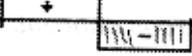
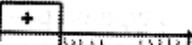
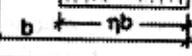
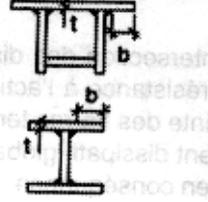
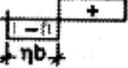
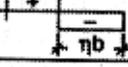
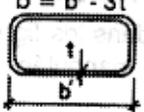
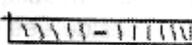
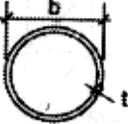
8.2.4 assemblages

a) Chaque assemblage poteau-poutre d'un portique autostable doit être de type rigide et être capable de développer dans la poutre la capacité plastique totale de cette dernière.

b) Dans le cas où les assemblages poteaux-poutres d'un portique autostable sont boulonnés, ces assemblages doivent être conçus, calculés et réalisés comme des assemblages travaillant au cisaillement, de type résistant au glissement à l'état-limite ultime sous l'action sismique, et utilisant des boulons précontraints à haute résistance et à serrage contrôlé.

c) Pour les aciers de construction dont la résistance ultime spécifiée est de moins de 1,5 fois la résistance limite d'élasticité spécifiée, les rotules plastiques devant se former dans les poutres, pendant les déformations inélastiques du portique, ne doivent pas apparaître en des endroits où l'aire de la semelle a été réduite, par exemple par des trous pour boulons. A titre indicatif, cette condition est remplie pour les aciers de nuances FE 360 et FE 430 mais elle ne l'est pas nécessairement pour la nuance FE 510.

d) Les cordons de soudure des assemblages soudés des portiques autostables doivent être contrôlés par des méthodes de contrôle non destructif conformes aux normes, et ce, particulièrement pour les ouvrages des groupes 1A et 1B implantés en zone sismique III

type de section	diagrammes des contraintes	b/t max.
		20 ϵ
	compression  (-) flexion 	33 ϵ 72 ϵ
	compression  + flexion 	$\eta > 0,5$ $\frac{396 \epsilon}{13 \eta - 1}$ $\eta < 0,5$ $\frac{36 \epsilon}{\eta}$
	compression  (-) compression flexion  + compression flexion  -	9 ϵ $\frac{9 \epsilon}{\eta}$ $\frac{9 \epsilon}{\eta^{1,5}}$
$b = b' - 3t$ 	compression 	33 ϵ
	compression	50 ϵ^2

où $\epsilon = \sqrt{235/f_y}$ avec f_y en N/mm²

Tableau 8.1: Valeurs maximales du rapport b/t

8.3. Cadres autostables ordinaires

Les ossatures de bâtiments qui ont au plus 5 niveaux et qui sont contreventées par des portiques autostables dont les parois des sections comprimées et/ou fléchies des éléments dissipatifs ont un rapport b/t ne respectant pas les critères des sections transversales donnés au § 823, seront conçues et calculées sur la base d'un facteur de réduction R au plus égal à 4

8.4. Palées triangulées

8.4.1. Principes généraux

La conception et le dimensionnement des palées triangulées doivent respecter les dispositions énoncées dans ce paragraphe.

Les aciers de construction utilisés dans les éléments des palées doivent respecter les conditions données au § 822.

8.4.2. Palées triangulées concentriques

Les palées triangulées concentriques autorisées sont de 2 types:

- **Palées en X** : Dans ce type de palée, il est admis de considérer que seules les barres tendues, pour un sens donné de l'action sismique, interviennent avec efficacité dans la résistance dissipative de l'ossature. Pour ce type de palées de contreventement, il est pris une valeur du coefficient $R=4$
- **Palées en V** : Dans ce type de palée, le point d'intersection des diagonales se trouve sur la barre horizontale. La résistance à l'action sismique est fournie par la participation conjointe des barres tendues et des barres comprimées. Le comportement dissipatif global de ce type de palée est de moindre efficacité., en conséquence, le coefficient de réduction R doit être réduit (prendre $R= 3$).

A titre indicatif, les ossatures métalliques représentées dans les figures 8.1 et 8.2 qui suivent peuvent être considérées comme des palées triangulées centrées.

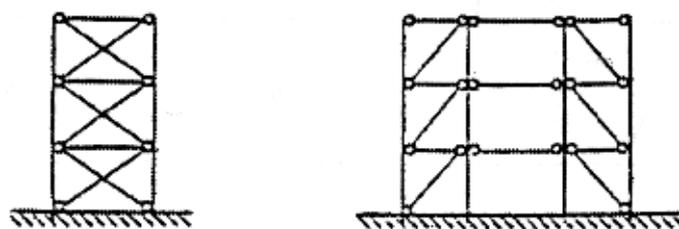


Fig. 8.1: Palées centrées en X

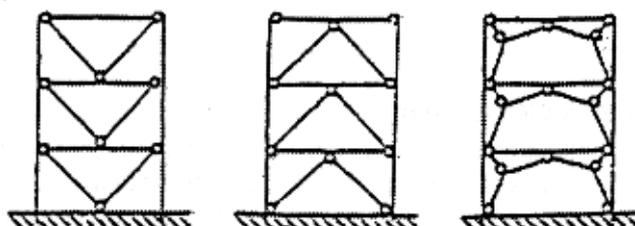


Fig. 8.2: Palées centrées en V

8.4.3. Forces de calcul des barres et assemblages

8.4.3.1. Barres

Toutes les barres des palées triangulées doivent être calculées pour résister à 1.25 fois la force déterminée en 4.2.3.

8.4.3.2. Assemblages

Les assemblages doivent être calculés pour permettre de développer les forces maximales dans les barres ou doivent être calculés sur la base de 1.5 fois la force déterminée en 4.2.3.

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

CHAPITRE IX : CONSTRUCTIONS EN MAÇONNERIE PORTEUSE CHAÎNÉE

9.1 PRINCIPES ARCHITECTURAUX ET CONCEPTS STRUCTURAUX

9.1.1 Objet

Le présent chapitre traite des constructions en maçonnerie porteuse chaînée, seul système de construction en maçonnerie porteuse permis en zone sismique.

9.1.2 Conception

- Les bâtiments en maçonnerie porteuse chaînée doivent présenter une configuration aussi régulière que possible et respecter les principes de bonne conception énoncés au chapitre II
- Les murs doivent être suffisamment liés entre eux et aux planchers.
- Les éléments secondaires tels que corniches, balcons, ornements, devront être solidement liaisonnés à la structure du bâtiment.

9.1.3 Dimensions en plan, hauteur du bâtiment et nombre de niveaux

a) Dimensions en plan

Les dimensions en plan devront respecter les prescriptions y afférentes données par les règles de conception et de calcul des ouvrages en maçonnerie et béton armé. Par ailleurs le rapport longueur/largeur sera limité à 3.5

b) Hauteur et nombre de niveaux

La hauteur du bâtiment (en mètres) ainsi que le nombre de niveaux seront limités compte tenu de la zone sismique (cf. tableau 9.1 suivant):

Tableau 9.1

		ZONE SISMIQUE		
		ZONE I	ZONE II	ZONE III
Hauteur (m)	H	17	14	11
Nombre d'étages	n	5	4	3

9.1.4 Répartition et densité des murs

- Les murs porteurs en maçonnerie devront être répartis de manière uniforme suivant les deux directions principales.
- Leur nombre doit être suffisant pour résister aux forces sismiques.
- L'aire totale des sections droites des murs porteurs dans une direction donnée et à chaque niveau ne devra pas être inférieure à 4 % de la surface de plancher au niveau considéré.
- Ces murs doivent être solidement liés (par l'intermédiaire des chaînages) aux planchers rigides; ces derniers vont distribuer aux murs les forces d'inertie au prorata de leur rigidité. On distingue :

- Les murs structuraux de contreventement capables de reprendre les charges verticales et les charges latérales dues au séisme. Ils auront une épaisseur minimale de 20 cm pour les murs chaînés.
- les murs non-structuraux qui ont une fonction exclusive de cloisonnement. Leurs poids propres sont transmis aux murs porteurs par l'intermédiaire des planchers.
- Les distances maximales (en mètres) entre les murs porteurs sont fixées en fonction de la zone sismique comme suit :

	ZONE SISMIQUE		
	ZONE I	ZONE II	ZONE III
Distance (m)	10	8	6

9.1.5 Les ouvertures

Les ouvertures ont une grande influence de par leurs emplacements et leurs dimensions dans la résistance des bâtiments en maçonnerie.

Afin d'améliorer le comportement des bâtiments en maçonnerie il est fait les recommandations suivantes :

- la longueur totale d'ouverture dans un mur ne devra pas dépasser la moitié de la longueur de ce mur
- les niveaux supérieurs des ouvertures devront être situés à la même côte
- les ouvertures dans les murs devront être prévues autant que possible de façon symétrique eu égard à la configuration en plan du bâtiment pour assurer une distribution de rigidité et de résistance uniforme dans les deux directions du bâtiment.
- les ouvertures seront placées autant que possible sur le même alignement vertical
- les ouvertures seront placées en dehors des zones d'influence des charges localisées ramenées par les poutres ou autres éléments porteurs.

Les **dimensions des ouvertures et des éléments structuraux** doivent respecter par ailleurs les conditions suivantes (voir figure 9.1):

$$\sum b_i \leq 0.5 L_i$$

Pour les trumeaux extrêmes :

$$a_1 \geq 1.00 \text{ m}$$

Pour les autres trumeaux :

$$a_2 \geq 1.00 \text{ m} \quad \text{pour la zone III}$$

$$a_2 \geq \frac{b_1 + b_2}{3} \quad \text{pour les zones I et II}$$

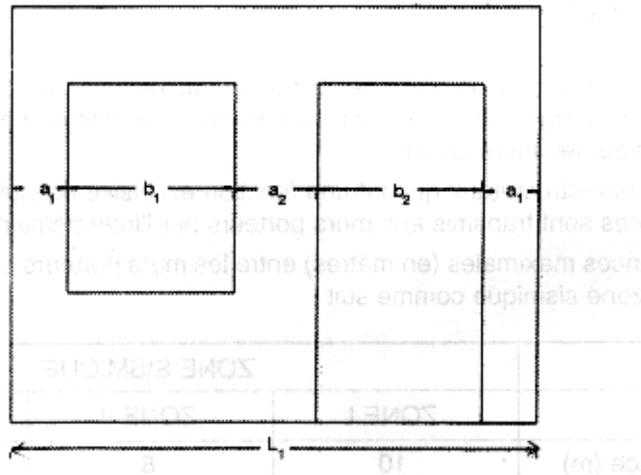


Fig. 9.1 : Emplacement et taille des ouvertures

9.2 MATÉRIAUX

9.2.1 Généralités

La qualité des matériaux utilisés dans la construction joue un rôle important dans la résistance aux efforts sismiques.

Les matériaux constitutifs sont :

- moellons de pierre
- pierres de taille
- briques et blocs de terre cuite
- blocs en béton (parpaing plein ou creux)
- briques silico - calcaires
- blocs de béton de terre stabilisée B.T.S.
- blocs de béton cellulaire autoclave (siporex ou autre...)
- mortier
- armatures métalliques
- béton

Le fournisseur doit établir un document donnant les caractéristiques physiques et mécaniques du matériau en particulier la résistance caractéristique à la rupture en compression.

9.2.2 Spécifications concernant les matériaux

9.2.2.1 Blocs de pierre

A défaut de détermination expérimentale, la résistance caractéristique en compression est prise égale à la valeur minimale communément admise en fonction de la catégorie de roche d'origine

9.2.2.2 Briques, blocs de terre cuite et de béton

Les caractéristiques physiques et mécaniques de ces matériaux, et en particulier la résistance en compression, doivent être conforme aux normes y afférentes.

9.2.2.3. Mortiers

Les mortiers utilisés pour les constructions des structures en maçonnerie seront à base de ciment ou ciment - chaux hydraulique et leur résistance minimale caractéristique à la compression sera de 5 MPa.

9.2.2.4 Armatures

Les armatures sont celles prévues pour le béton armé et sont définies par les normes; la valeur de la résistance caractéristique à utiliser dans les calculs étant la limite d'élasticité f_e .

9.2.2.5 Béton

Pour les éléments en béton armé faisant partie du système structural, la résistance caractéristique minimale à la compression exigée est de 15 MPa.

9.3 SYSTÈME DE CONSTRUCTION EN MAÇONNERIE PORTEUSE CHAÎNÉE

9.3.1 Principe

On appelle maçonneries chaînées les structures porteuses réalisées en maçonnerie de moellons ou de petits éléments manufacturés et comportant des chaînages en béton armé mis en œuvre après exécution de la maçonnerie; on distingue :

- Les chaînages horizontaux :
 - . au niveau des fondations (éventuellement)
 - . au niveau de chaque plancher
 - . au niveau des toitures
- Les chaînages verticaux, au moins :
 - . à tous les angles saillants ou rentrants de la construction
 - . aux jonctions de murs
 - . encadrant les ouvertures de hauteur supérieure ou égale à 1.80m;

avec les dispositions complémentaires énoncées ci-après.

Aucun élément de mur ne doit présenter de bord libre en maçonnerie

9.3.2 Les éléments structuraux principaux

Les éléments structuraux principaux doivent être prévus dans deux directions perpendiculaires.

Ces éléments doivent être constitués de trumeaux bordés de chaînages verticaux et ne doivent comporter aucune ouverture. Il est toutefois toléré dans un panneau des percements de diamètre inférieur ou égal à 20 cm en dehors de l'emprise des bielles diagonales

Les **caractéristiques géométriques de ces trumeaux** doivent satisfaire aux conditions suivantes :

- épaisseur brute minimale : 20 cm
- dimensions entre chaînages parallèles:
 - . dimension inférieure ou égale à 5m
 - . superficie inférieure ou égale à 20 m²
- . longueur de la diagonale inférieure ou égale à :

- * 40 fois l'épaisseur brute pour les murs en éléments pleins
- * 25 fois l'épaisseur brute pour les murs en éléments creux

9.3.3 Chaînages horizontaux

Les chaînages horizontaux (voir figure 9.2) doivent régner sur toute l'épaisseur du mur (épaisseur totale du mur s'il s'agit d'un mur à double paroi). Toutefois pour permettre la réalisation de façades dans lesquelles les éléments de béton armé ne restent pas apparents, il est admis que la dimension minimale des chaînages soit ramenée à 2/3 de l'épaisseur.

Les chaînages doivent avoir une hauteur minimale de 15 cm. Leur armature longitudinale doit être composée d'au moins une barre dans chaque angle de la section. Le minimum d'armature longitudinale des chaînages horizontaux est de 4 barres HA 10. L'espacement de deux barres d'une même nappe horizontale ne doit pas excéder 20 cm (voir figure 9.3). Tout chaînage horizontal doit comporter des armatures transversales d'espacement au plus égal à la hauteur du chaînage et à 25 cm. Les longueurs de recouvrement et d'ancrage sont celles données au chapitre 7.5.2.1, soit 40ϕ en zone I et II et 50ϕ en zone III

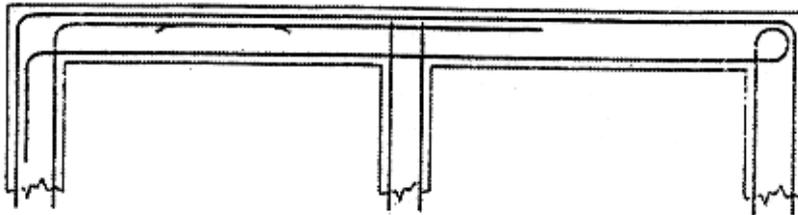


Fig. 9.2 Dispositions typiques des chaînages en plan

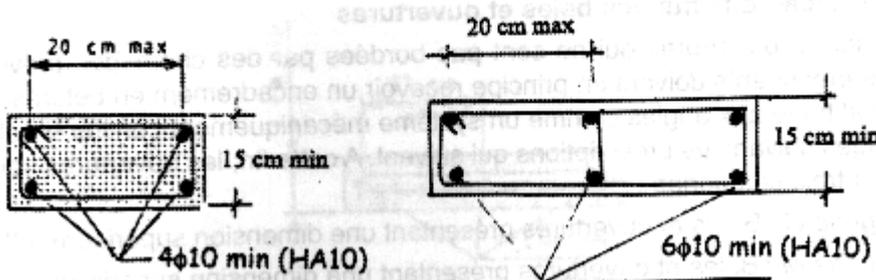


Fig. 9.3 chaînage des éléments structuraux

9.3.4 chaînages verticaux

Ils seront réalisés sur toute la hauteur du mur et avec une section minimale 15cm x15 cm. Les sections et dispositions minima d'armatures sont les mêmes que celles concernant les chaînages horizontaux.

9.3.5 Nœuds des chaînages

La continuité et le recouvrement des armatures des divers chaînages concourant en un même nœud doivent être assurés dans les trois directions (voir figure 9.4.)

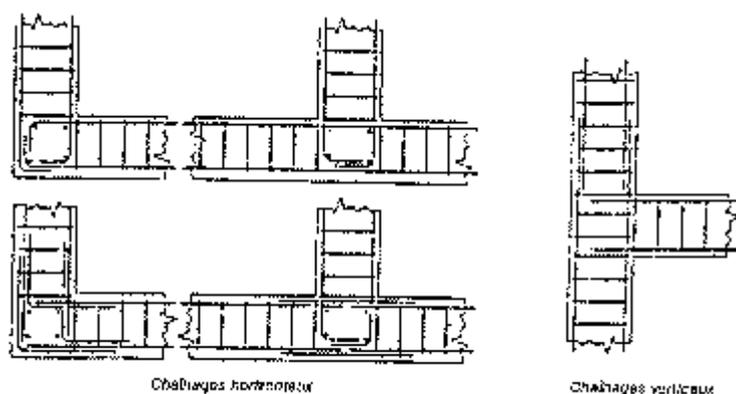


Fig. 9.4 Exemples de dispositions constructives

9.3.6 Planchers

Les planchers seront réalisés en :

- dalle en béton armé coulé en place
- poutrelles et corps creux avec dalle de compression; Les armatures des poutrelles doivent être convenablement ancrées dans les chaînages horizontaux ou dans les poutres principales.
- poutrelles en bois ou métalliques; Elles devront s'appuyer sur toute l'épaisseur du mur porteur

9.3.7 Encadrements des baies et ouvertures

Les baies et ouvertures qui ne sont pas bordées par des chaînages prévus aux articles précédents doivent en principe recevoir un encadrement en béton armé ou en métal traité aux angles comme un système mécaniquement continu et relié aux chaînages suivant les prescriptions qui suivent. A cette fin, les ouvertures sont divisées en trois catégories :

- *Catégorie G* : Baies et ouvertures présentant une dimension supérieure à 2,50 m.
- *Catégorie M* : Baies et ouvertures présentant une dimension supérieure à 1.50 m (autre que celle de la catégorie G).
- *Catégorie P* : Baies et ouvertures autres que celles des catégories G et M
Les dispositions sont les suivantes :
- *Catégorie G* : Encadrement et liaisons aux chaînages obligatoires quelle que soit la zone sismique.
- *Catégorie M* : Zones III: encadrement et liaisons aux chaînages obligatoires.

Zone II: encadrement et liaisons aux chaînages obligatoires, sauf lorsque l'ouverture est pratiquée dans un panneau dont aucune dimension n'excède 3.20 m

- *Catégorie P* : Zones III: encadrement obligatoire

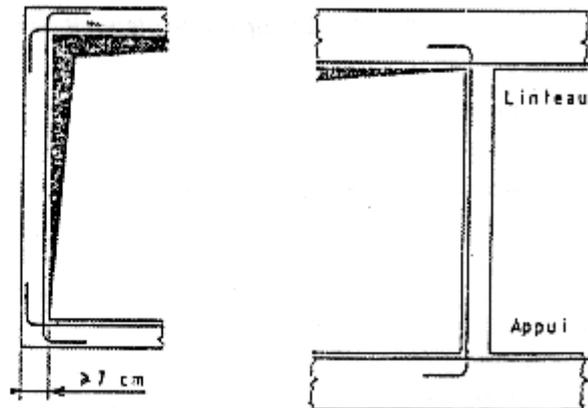
Zone II: encadrement obligatoire, sauf lorsque la baie est pratiquée dans un panneau dont aucune dimension n'excède 3.20 m

Les linteaux doivent être constitués par des poutres ou poutrelles en béton armé, en béton précontraint, en métal ou en bois.

Les encadrements en béton armé doivent avoir une hauteur minimale de 7 cm et leur armature longitudinale doit être constituée d'au moins deux barres, une au voisinage de chaque face latérale. Le minimum d'armatures à disposer dans les encadrements est de 2 HA10 en zones I et II et 3 HA10 en zone III, l'espacement de deux barres ne doit pas excéder 20 cm (voir les figures 9.5 et 9.6)

Les encadrements en métal doivent avoir une résistance à la traction au moins égale à celle exigée des encadrements en béton armé.

Fig. 9.5
Encadrement en béton armé



9.4 CALCULS ET VÉRIFICATIONS DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX PRINCIPAUX

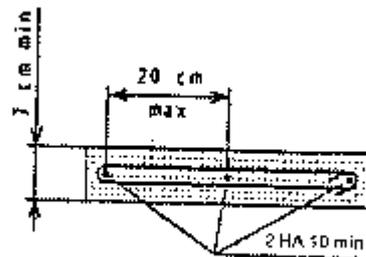


Fig. 9.6 Rappel des dispositions constructives des encadrements des baies et ouvertures

Les prescriptions qui suivent sont facultatives pour les constructions en maçonnerie porteuse chaînée de 01 niveau (hauteur maximum de 4 m) en zones I à III, et de 02 niveaux (hauteur maximum de 7 m) en zones I et II.

9.4.1. Sollicitation agissantes

Les sollicitations agissantes sont déterminées suivant le chapitre V, à partir des combinaisons indiquées en 5.2, et en tenant compte du coefficient de comportement R indiqué au chapitre IV, paragraphe 4.2.3, tableau 4.3., soit **R= 2.5**.

9.4.2. Sollicitation résistantes

Les sollicitations résistantes sont calculées compte tenu de l'application aux résistances caractéristiques des matériaux ou considérées comme telles, les coefficients de sécurité partiels suivants :

Béton de granulats courants : $\gamma_m = 1.5$

Acier : $\gamma_m = 1.0$

Pierres

Briques et blocs de terre cuite

Blocs de béton

Blocs de béton cellulaire

} : $\gamma_m =$ Voir valeurs données au tableau 9.1(*). ci-après:

(*) les valeurs données au tableau 9.1 sont valables pour des élancements géométriques de murs dans le sens vertical inférieurs à 15.

Tableau 9.1 : Coefficient de sécurité partielle γ_m sur le matériau maçonnerie de pierre ou de petits éléments manufacturés

Matériaux	Coefficients γ_m	
	Chargement Centré	Chargement excentré
Briques creuses de terre cuite à faces de pose continues avec joints pleins	3,5	5
Briques creuses de terre cuite à rupture de joint ou à joints partiels	4,5	5,5
-Briques pleines ou perforées de terre cuite destinées à rester apparentes ou à être enduites -Blocs silico-calcaires	3,5	4,5
Blocs perforés de terre cuite à perforations verticales destinés à rester apparents ou à être enduits	3,5	4,5
Blocs pleins ou creux en béton de granulats courants ou légers	3	4
Blocs de béton cellulaire autoclavé	4	5
Pierre de taille	4	5
Pierre en moellons ordinaires	5	6
Blocs de BTS et Blocs de plâtres	5	6

9.4.3. Principes de calcul

On considère les actions parallèles au plan moyen; Les éléments verticaux de mur (éléments structuraux principaux) sont considérés comme des consoles encadrées à leur base.

Le principe de calcul de résistance consiste à assimiler l'ensemble formé par les panneaux de maçonnerie et par les chaînages en béton armé qui les encadrent à un système triangulé dont les éléments diagonaux sont constitués par les bielles actives susceptibles de se former dans la maçonnerie.

Si les bielles ont une pente comprise entre 1/2 et 2, ce qui est en général le cas quand les prescriptions du paragraphe 9.32 sont respectées, il n'est pas nécessaire de justifier le non-glissement au droit des joints.

La largeur w de ces bielles est prise, dans les calculs, égale à la plus petite des deux valeurs $d/6$ et $4e$, soit :

$$w = \min (d/6; 4e)$$

où :

d est la longueur de la bielle (diagonale du panneau),

e est l'épaisseur brute de la maçonnerie.

La contrainte de compression dans la maçonnerie doit être inférieure à la résistance caractéristique divisée par γ_m ; Les armatures des chaînages sont calculées suivant les règles du béton armé.

CHAPITRE X : FONDATIONS ET MURS DE SOUTÈNEMENT

10.1. FONDATIONS

10.1.1. Solidarisation des points d'appui

a). Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

b.) Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

- 25 cm x 30 cm : sites de catégorie S_2 et S_3
- 30 cm x 30 cm : site de catégorie S_4

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = N / \alpha \geq 20 \text{ KN}$$

Avec: N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α = coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.(cf 3.3)

Site	Zone		
	I	II	III
S_1	-	-	-
S_2	-	15	12
S_3	15	12	10.
S_4	12	10	8

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm, $15 \phi_1$).

- c.) La solidarisation par longrines ou dispositif équivalent est toujours exigée sauf dans le cas de semelles ancrées (coulées en pleine fouille) dans un sol rocheux sain, non fracturé (sites de catégorie S_1) et dans le cas d'un site de catégorie S_2 en zone I.
- d.) Dans le cas de structures légères (type hangar), les longrines peuvent être remplacées par le dallage travaillant en tirant ou en buton dans le sens transversal.
- e.) Dans le cas de structures lourdes (bâtiments élevés) constituées de plusieurs blocs, séparés par des joints, il est recommandé de supprimer les joints au niveau des fondations si le système de fondation et la qualité du sol de fondation demeurent identiques sous les différents blocs.
 Cette disposition permettra d'avoir un ensemble monolithe constitué soit par un réseau de longrines reliant les semelles des points d'appui, soit par un radier continu, soit en cas de sous-sol par un caisson rigide composé du radier, des voiles périphériques et intermédiaires et des planchers du sous-sol.
 Tous ces systèmes peuvent être portés par des pieux pour assurer le transfert des charges sur une couche résistante, située en profondeur.
- f) Les poutres du plancher inférieur d'une construction ne peuvent être considérées comme jouant le rôle de longrines que si elles sont situées à une distance de la sous-face des semelles ou massifs sur pieux inférieure à 1.20m. Le cas échéant, un dallage peut remplacer les longrines lorsqu'il respecte la règle ci-dessus

10.1.2. Voile périphérique

Les ossatures au dessous du niveau de base, formées de poteaux courts (par exemple les vides sanitaires) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (semelles, radier...) et le niveau de base. Toutefois, en zone I, cette prescription est facultative pour les maisons individuelles et bâtiments assimilés ou pour toute autre construction de hauteur inférieure ou égale à 10m au dessus du niveau moyen du sol.

Dans le cas de blocs séparés par des joints de rupture, le voile périphérique doit ceinturer chaque bloc.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- épaisseur ≥ 15 cm ;
- les armatures sont constituées de deux nappes

Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical)

Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

Dans le cas des dallages sur terre plein, on pourra se dispenser du voile périphérique à condition de dimensionner les poteaux suivant les prescriptions prévues pour les poteaux d'élanement géométrique inférieur à 5 dans le paragraphe 7.4.2.2.

10.1.3. Dispositions constructives

Les systèmes de fondations doivent être réalisés selon les méthodes et les dispositions techniques contenues dans les DTR en vigueur.

Les dispositions constructives à adopter en présence de potentiels d'instabilités (liquéfaction, terrains instables) seront celles recommandées à l'issue d'une étude spécifique requise en pareille situation.

10.1.4. Vérification de la capacité portante

Les systèmes de fondation doivent être justifiés selon les méthodes contenues dans les DTR de conception et de calcul en vigueur, moyennant les modifications ci-après :

10.1.4.1. Fondations superficielles

Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions :

- **G + Q + E**
- **0,8 G ± E**

Compte tenu de l'application à la résistance ultime du sol q_u d'un coefficient de sécurité de 2.0.

10.1.4.2. Fondations profondes

Les fondations profondes sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions :

- **G + Q +**
- **0,8 G ± E**

Compte tenu de l'application de coefficients de sécurité partiels γ sur la charge limite Q_l qui dépendent du mode de fonctionnement du pieu et de la méthode de détermination de Q_l ($Q_l = Q_{pl} + Q_{sl}$, Q_{pl} : charge limite en pointe, Q_{sl} : charge limite au frottement) (voir le chapitre 5 du DTR BC 2.33.2 « Méthodes de calcul des fondations profondes »)

Valeurs des coefficients de sécurité partiels γ

coefficients γ	Essai de chargement Statique	Essai en place	Essai de laboratoire
Type de pieu			
Compression	1,10	1,25	2,50
Traction	1,50	1,50	2,0

10.1.5 Vérification de la stabilité au renversement

Quelque soit le type de fondations (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement ($e=M/N \leq B/4$).

10.2. LIQUÉFACTION DES SOLS

1. Dans certains sols sableux saturés, l'augmentation de la pression interstitielle sous l'effet de plusieurs cycles de déformations alternées d'origine sismique peut conduire à une perte de résistance au cisaillement momentanée, accompagnée de déformations dont l'amplitude peut être illimitée (compacité initiale lâche) ou limitée (compacité initiale dense).

2. Les sols susceptibles de se liquéfier sont en général des sables propres ou limoneux situés dans les vingt (20) premiers mètres de profondeur, saturés d'eau et présentant 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.

3. 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.

4. L'évaluation du potentiel de liquéfaction devra être envisagée dans le cas des ouvrages du groupe 1A en zones sismiques II et III et du groupe 1B en zone sismique III et ceci, moyennant les données sismiques complémentaires suivantes :
 - Accélérations maximales au sol prises égales à la valeur du coefficient de zone A (%g) (tableau 4.1)
 - Magnitude d'ondes de surface M_s égale à 6.5 et 7.0, respectivement en zones sismiques II et III.

5. 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.

6. Pour éliminer ou réduire les risques de liquéfaction, il y a lieu de mettre en œuvre une ou plusieurs des mesures suivantes :
 - un rabattement permanent du niveau de la nappe phréatique
 - 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.

10.3. STABILITÉ DES PENTES

1. Les talus et les versants naturels ou artificiels dans leur configuration en fin de projet doivent rester stables sous l'action sismique, compte tenu des charges apportées par les constructions éventuelles.

2. En absence de sols liquéfiables, la vérification de la stabilité 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 $k_h = 0.5 A$ (%g) 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 4.1) choisi en fonction de la zone sismique et du groupe d'importance de l'ouvrage affecté par le glissement ou menacé par lui.
3. 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.

10.4. MURS DE SOUTÈNEMENT

1. **Les murs de soutènement en béton armé dont la hauteur est inférieure ou égale à 6 mètres** peuvent être **justifiés** sous sollicitations sismiques **avec un calcul statique équivalent**.
2. La **vérification de la stabilité** est effectuée par application de deux coefficients sismiques
 $k_h = A$ (%g) et $k_v = \pm 0,3 k_h$ au mur et au remblai retenu ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai selon les combinaisons (k_h, k_v) et $(k_h, -k_v)$.
Le coefficient A est le coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1) choisi en fonction de la zone sismique et du groupe d'importance de l'ouvrage situé en amont ou en aval du mur. (En absence d'ouvrage, il y a lieu de choisir la valeur de A correspondant à celles du groupe 2 en fonction de la zone sismique).
3. La **poussée active dynamique globale** qui s'exerce à l'arrière du mur est égale à :

- $P_{ad} = 1/2 K_{ad} (1 \pm k_v) \gamma H^2$, appliquée horizontalement à H/2 au dessus de la base de la semelle du mur.
- K_{ad} = coefficient de poussée dynamique donné par :

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

- γ : poids volumique du sol de remblai
- ϕ : angle de frottement interne du remblai sans cohésion
- H : hauteur de la paroi verticale à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce P_{ad}
- β : angle de la surface du remblai sur l'horizontale
- $\theta = \arctg(k_h / (1 \pm k_v))$.

4. Lorsque l'équilibre du mur nécessite la prise en compte de la **butée** (P_{pd}) des terres situées à l'aval du mur sur une hauteur D , correspondant à la profondeur d'ancrage de la semelle du mur, la valeur (P_{pd}) sera prise égale à $1/2 \gamma D^2$, appliquée horizontalement à $D/3$ au dessus de la base de la semelle du mur ; où γ est le poids volumique du sol en butée.
5. Dans le **cas des murs en infrastructure de bâtiments**, la poussée active dynamique P_{ad} sera calculée et appliquée tel que décrit au paragraphe 10.4.3. Quant à la butée, sa valeur sera limitée à celle de la poussée des terres au repos, soit $1/2 K_0 \gamma D^2$ avec $K_0 = 1 - \sin \phi$ (ϕ angle de frottement interne du sol encaissant).
6. Lorsque le **remblai supporte une surcharge verticale uniforme q** , la **poussée dynamique** est égale à : $P_{pd}(q) = K_{ad} (1 \pm k_v) qH / \cos \beta$, appliquée horizontalement à $H/2$ au dessus de la base de la semelle du mur.
- 7. Vérification de la stabilité du mur**
- La vérification de la stabilité globale du mur est identique à celle de la stabilité des pentes (paragraphe 10.3)..
 - La stabilité au glissement sous la fondation du mur est vérifiée en tenant compte de l'application à la résistance ultime au glissement d'un coefficient de sécurité de 1,2. La résistance au glissement est calculée en admettant que la rupture se produit dans le sol et non pas à l'interface semelle/sol.
 - La stabilité au renversement du mur autour de l'arête aval de la semelle sera vérifiée en tenant compte d'un coefficient de sécurité de 1,3. La résistance au renversement résulte du poids du mur, de sa fondation et du remblai sus-jacent.
 - La vérification de la stabilité au poinçonnement de la semelle du mur est identique à celle d'une semelle de fondation (paragraphe 10.1.4.1.).
- 8. Vérification des résistances**
- Les vérifications des résistances des diverses parties du mur sont effectuées compte tenu des coefficients de sécurité partiels utilisés en béton armé.

ANNEXE 1

CLASSIFICATION SISMIQUE DES WILAYAS ET COMMUNES D'ALGERIE

N°	WILAYAS OU COMMUNES	ZONE SISMIQUE
01	ADRAR	0
02	CHLEF	
	Groupe de communes A	III
	Toutes les communes autres que celles figurant au groupe 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	
11	TAMENRASSET	IIa
12	TEBESSA	0
13	TLEMCEEN	I
		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	Ila
26	MEDEA Groupe de communes A El hamdania , Medea, Tamesguida, Groupe de communes B Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes A et C Groupe de communes C Bou Aiche, Chahbounia, Boughzoul, Sareg, Meftaha, Ouled Maref, El Aounet, Ain Boucif, Sidi Damed, Ain Ouksir, Cheniguel	Ilb Ila I
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 au groupe de communes A et B	III Ilb Ila
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	Ila 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, Guerdjou, Oued Taria, Ghri, Benain, Mokhda, Aouf, Gharous, Nesmot, M'hamid, Hachem, Oued El Abtal, Ain Ferrah.	Ila I
30	OUARGLA	0
31	ORAN	Ila
32	EL BAYADH	I
33	ILLIZI	0
34	BORDJ BOU ARRERIDJ	Ila
35	BOUMERDES Groupe de communes A Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes B et C Groupe de communes B	III

	<p>Afir, Benchoud, Taouerga, Baghlia, Oued Aissa, Naciria, Bordj Menail, Isser ,Beni Amrane, Souk El Had, Bouzegza Kedar, El Kharouba,Larbatache, Khemis El khechna, Ouled Moussa,Hammadi.</p> <p>Groupe de communes C Timezrit, Ammal, Chaabet El Ameur</p>	<p>IIb</p> <p>IIa</p>
<p>36 37 38 39 40 41 42 43 44</p>	<p>EL TARF TINDOUF TISSEMSILT EL OUED KHENCHELA SOUK AHRAS TIPAZA MILA AIN DEFLA</p> <p>Groupe de communes A Tacheta, Zougagha, El Abadia, Ain Bouyahia, El Attaf</p> <p>Groupe de communes B El Amra, Mekhtaria, Arib, Rouina, Ain Defla, Bourashed, Zeddine, Tiberkanine, Sen Allah, Meliana, Ain Torki ,Hammam Righa,Ain Benian, Houceinia, Boumadfaa</p> <p>Groupe de communes C Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes A et B</p>	<p>IIa 0 IIa 0 I I III IIa</p> <p>III</p> <p>IIb</p> <p>IIa</p>
<p>45 46 47 48</p>	<p>NAAMA AIN TEMOUCHENT GHARDAIA RELIZANE</p> <p>Groupe de communes A Mediouna, Sidi M'hamed Ben Ali, Mazouna,El Guettar</p> <p>Groupe de communes B Merdja Sidi Abed, Oued Rhiou,Quartzenz, Djidiouia, Hamri, Beni Zentis</p> <p>Groupe de communes C Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes A et B</p>	<p>I IIa 0</p> <p>III</p> <p>IIb</p> <p>IIa</p>