TEXTES GENERAUX

Décret n° 2-12-666 du 17 rejeb 1434 (28 mai 2013) approuvant le règlement parasismique pour les constructions en terre et instituant le Comité national des constructions en terre.

LE CHEF DU GOUVERNEMENT,

Vu la loi n° 12-90 relative à l'urbanisme, promulguée par le dahir n°1-92-31 du 15 hija 1412 (17 juin 1992) notamment ses articles 59 et 60 ;

Vu le décret n° 2-92-832 du 27 rabii II 1414 (14 octobre 1993) pris pour l'application de la loi n°12-90 relative à l'urbanisme, notamment son article 39 ;

Sur proposition du ministre de l'habitat, de l'urbanisme et de la politique de la ville ;

Après avis du ministre de l'intérieur et du ministre de l'équipement et du transport;

Après délibération en conseil du gouvernement, réuni le 12 rejeb 1434 (23 mai 2013),

DÉCRÈTE :

TITRE PREMIER

DU REGLEMENT PARASISMIQUE DES CONSTRUCTIONS EN TERRE

ARTICLE PREMIER. – Est approuvé tel qu'il est annexé au présent décret le règlement parasismique pour les constructions en terre.

Ce règlement est divisé en deux sections :

Section première. – **Le règlement parasismique pour l'auto - construction en terre, dénommé «RPACTerre 2011»**

Section 2. – **Le règlement parasismique des constructions en Terre fixant les règles parasismiques auxquelles doivent satisfaire les constructions aux fins de garantir la sécurité , dénommé «RPCTerre 2011»**

Ces deux règlements sont applicables aux bâtiments conçus selon les techniques locales traditionnelles et dont la structure porteuse utilise essentiellement la terre, la paille, le bois, le palmier, les roseaux ou des matériaux similaires.

Les matériaux couverts par ces règlements sont l'adobe, l'adobe stabilisé, le bloc de terre comprimé, le pisé, le torchis, la bauge et le mortier de terre.

ART. 2. – Pour l'application du règlement objet du présent décret, le territoire du Royaume est réparti en cinq zones de sismicités. Les zones d'accélérations sismiques maximales sont présentées sur la carte contenue dans ce règlement.

ART. 3. – Le règlement parasismique pour l'auto-construction en terre «RPACTerre 2011» s'applique aux bâtiments d'habitation construits sans l'obligation de recours à un architecte ou à un ingénieur spécialisé, prévu par les articles 50 et 51 de la loi n°12-90 relative à l'urbanisme, promulguée par le dahir n°1-92-31 du 15 hija 1412 (17 juin 1992).

Les bâtiments d'habitation en terre seront limités en hauteur à un seul niveau dans les deux zones d'accélérations sismiques maximales 4 et 3, ou dans la zone à haut risque sismique.

Les bâtiments d'habitation en terre seront limités en hauteur à deux niveaux dans les zones d'accélérations sismiques maximales 2, 1 et 0.

Il est interdit de construire des bâtiments en terre sur des sols mous, expansifs, marécageux, inondables, à risque de glissement, en présence de nappe phréatique superficielle, ou à moins de deux km de distance de failles géologiques actives connues.

ART. 4. – Le règlement parasismique des constructions en Terre « RPCTerre 2011 » s'applique aux constructions en terre soumises à l'obligation de recours à un architecte ou à un ingénieur spécialisé, prévue par les articles 50 et 51 de la loi n° 12-90 précitée.

Les éléments porteurs principaux sont des murs en adobe, pisé, bauge ou moellons de pierres à mortier de terre. Le matériau terre peut être stabilisé ou non.

Les constructions sont limitées à un niveau dans les deux zones d'accélérations sismiques maximales 4 et 3 et à deux niveaux dans les zones d'accélérations sismiques maximales 2, 1 et 0.

Les constructions en terre d'importance vitale de type : hôpitaux, cliniques, établissements de protection civile, postes de police, bâtiments administratifs de centres de décision en cas de séisme, sont limitées à un seul niveau dans toutes les zones.

Les constructions en terre destinées au grand public de type: écoles, universités, bibliothèques, musées, grands lieux de culte, centres commerciaux, etc., sont limitées à un seul niveau en zones d'accélérations maximales 4 et 3.

La hauteur maximale des murs porteurs en terre est inférieure ou égale à 4 mètres pour les constructions à un seul niveau et à 6,5 mètres pour les constructions à deux niveaux.

TITRE II

DU COMITÉ NATIONAL DES CONSTRUCTIONS EN TERRE

ART. 5. – Il est créé un comité dit « Comité national des constructions en terre » chargé de donner son avis sur les propositions d'amélioration à apporter aux règlements objet du présent décret et à tout nouveau règlement dans le domaine de sécurité dans les constructions en terre.

ART. 6. – Le Comité national des constructions en terre est composé, sous la présidence de l'autorité gouvernementale chargée de l'habitat, des représentants des autorités gouvernementales ci-après :

– l'autorité gouvernementale chargée de l'urbanisme ;

– l'autorité gouvernementale chargée de l'intérieur ;

– l'autorité gouvernementale chargée de l'équipement ;

– l'autorité gouvernementale chargée des mines ;

– l'autorité gouvernementale chargée de la recherche scientifique ;

– les représentants des départements universitaires, des instituts scientifiques et techniques, des écoles supérieures de formation et des organisations professionnelles concernées dont la liste est fixée par arrêté de l'autorité gouvernementale chargée de l'habitat.

Le secrétariat du comité national des constructions en terre est assuré par l'autorité gouvernementale chargée de l'habitat.

TITRE III

DISPOSITIONS DIVERSES

ART. 7. – Le deuxième alinéa de l'article 3 du décret n° 2-02-177 du 9 hija 1422 (22 février 2002) approuvant le règlement de construction parasismique (R.P.S 2000) applicable aux bâtiments, fixant les règles parasismiques et instituant le Comité national du génie parasismique, est modifié comme suit :

« *Article 3 (2ème alinéa).* – Toutefois ne sont pas soumis à « ce règlement les bâtiments conçus selon les techniques locales « traditionnelles et dont la structure portante utilise essentiellement « la terre, la paille, le bois, le palmier, les roseaux ou des « matériaux similaires. »

ART. 8. – Le ministre de l'intérieur, le ministre de l'habitat, de l'urbanisme et de la politique de la ville et le ministre de l'équipement et du transport sont chargés, chacun en ce qui le concerne, de l'exécution du présent décret qui entrera en vigueur six (6) mois après sa publication au *Bulletin officiel.*

Fait à Rabat, le 17 rejeb 1434 (28 mai 2013).

ABDEL-ILAH BENKIRAN.

Pour contreseing :

Le ministre de l'intérieur,

MOHAND LAENSER.

Le ministre de l'habitat,
de l'urbanisme et
de la politique de la ville,

MOHAMMED NABIL BENABDALLAH.

Le ministre de l'équipement et du transport,

AZIZ RABBAH.

*
* *

REGLEMENT PARASISMIQUE DES CONSTRUCTIONS EN TERRE RPCT 2011

I. AVANT PROPOS

La construction en terre a hérité d'une tradition vernaculaire, des techniques et des solutions judicieuses qui ont évolué avec l'esprit et l'objectif, de mieux valoriser les propriétés des matériaux locaux et plus particulièrement le matériau terre de construction. Elle représente un patrimoine socioculturel de plusieurs générations, et le témoin authentique de notre tradition architecturale et culturelle.

Il est donc nécessaire de valoriser d'une manière rationnelle les performances de la construction en terre pour qu'elle demeure entre autres, la solution économique et écologique retenue de l'habitat en milieu rural.

Ce projet s'inscrit donc dans la perspective de doter notre patrimoine de constructions en terre de normes et de guides techniques pour promouvoir ce secteur de construction en milieu rural et même en milieu urbain au même titre que les constructions en matériaux conventionnels.
Ce règlement est divisé en deux sections :

- Section N° 1 : Règlement Parasismique d'Auto – Construction en Terre, RPACT 2011

Ce document est le règlement parasismique des constructions en terre qui sont réalisées sans faire appel aux études architecturales et techniques. Ce règlement est un recueil de prescription de règles de bonne pratique et de savoir faire en matière de protection sismique des constructions en terre.

- Section N° 2 : Règlement Parasismiques des Constructions en Terre RPCT 2011

Ce règlement est destiné aux architectes, ingénieurs et techniciens chargés de la conception et le dimensionnement des constructions en terre. Il concerne les performances requises des structures de contreventement des constructions en terre vis-à-vis des séismes réglementaires.

NB : « Il est à noter que le texte en caractère italique est volontairement inclus pour fournir des commentaires, des illustrations, des explications et des informations complémentaires ».

II. DOMAINE D'APPLICATION DU REGLEMENT RPCT 2011

Le règlement RPCT2011 est destiné aux architectes, ingénieurs et techniciens chargés de la conception et le dimensionnement des constructions en terre. Il concerne les performances requises et les prescriptions techniques des structures de contreventement des constructions en terre vis-à-vis des séismes réglementaires.

Le concepteur doit être en mesure de trouver des solutions adaptées et optimisées au contexte du projet de réalisation d'une construction en terre pour atteindre les performances sismiques requises.

Les principes de base de la justification parasismique des constructions en terre sont similaires à ceux de la maçonnerie non armée. Le principe des Etats Limites est adopté

pour une mise en conformité avec celui de la conception et le dimensionnement des constructions en matériaux conventionnels.

Le Règlement Parasismique des Constructions en Terre RPCT 2011 s'applique :

1) **Aux constructions en terre soumises à l'obligation de recours à un architecte et à un bureau d'études pour l'obtention du permis de construire. Les éléments porteurs principaux sont des murs en adobe, pisé, bauge ou moellons de pierres à mortier de terre. Le matériau terre peut être stabilisé ou non.**

2) **Les Constructions sont limitées à un niveau en zone d'accélérations maximales 4 et 3 et à deux niveaux en zone d'accélération maximale 2, 1 et 0.**

Les zones d'accélérations maximales sont présentées sur la carte de la figure (17 et 18)

3) **Les constructions en terre d'importance vitale de type : hôpitaux, cliniques, établissement de protection civile, les postes de police, les bâtiments administratifs de centre de décision en cas de séisme, sont limités à un seul niveau dans toutes les zones.**
4) **Les constructions en terre destinées au grand public de type : écoles, universités, bibliothèques, musées, grands lieux de culte, centres commerciaux, etc., sont limitées à un seul niveau en zones d'accélérations maximales 4 et 3.**
5) **La hauteur maximale des murs porteurs en terre est 4m pour une construction à un seul niveau et 6.5m pour une construction à deux niveaux.**

III. OBJECTIFS DU REGLEMENT RPCT 2011

Le Règlement RPCT2011 constitue l'ensemble des performances requises et des prescriptions techniques, destinées à améliorer la performance sismique des constructions en terre.

Les objectifs principaux du Règlement RPCT 2011 sont :

1) **Assurer la sécurité du public pendant un tremblement de terre**
2) **Assurer la continuité des services de base**
3) **Assurer la protection des biens matériels**

IV. PHYLOSOPHIE DE PROTECTION SISMIQUE DU REGLEMENT RPCT2011

Ce règlement vise principalement l'amélioration de la performance sismique des constructions en terre. Les niveaux de performance sismique d'une construction en terre sont définis en fonction de l'ampleur de la secousse sismique comme suit :

- **Effondrement partiel et limité de la construction, caractérisé par l'apparition d'une fissuration importante en cas de séismes majeurs.**
- **Non effondrement en cas de séismes modérés avec apparition de fissuration et éventuellement des ruptures localisées mineures.**
  La sécurité des vies humaines n'est pas menacée.
- **Non effondrement de la construction en cas de faible sismicité avec apparition de fissures non préjudiciables à la réutilisation de la construction.**

La ductilité et la stabilité globale de la construction en terre sont assurées par le respect des exigences minimales portant sur les règles générales de conception architecturale, les caractéristiques des matériaux utilisés, les performances mécaniques des structures de contreventement, les systèmes de renforcement, les conditions de liaisons entre les différentes composantes constitutives, les dispositions constructives et les conditions de mise en œuvre.

V. COMPORTEMENT SISMIQUE DES CONSTRUCTIONS EN TERRE

La méthode la plus appropriée pour la conception et la justification parasismique d'une construction en terre nécessite avant tout la compréhension des particularités de son comportement structural vis-à-vis des secousses sismiques. Cette section est destinée à tous les acteurs de la construction en terre pour les sensibiliser aux rôles des différentes prescriptions et des dispositions constructives. Elle permet d'éclaircir les zones critiques et les dangers associés en vue de concevoir des constructions simples et efficaces pour la réduction du risque sismique.

L'importance des dommages sismiques dans une construction en terre dépend de plusieurs facteurs :

- *l'intensité du séisme,*
- *la géométrie de la structure et les dispositions structurales (la régularité en plan et en élévation de la construction, la configuration des murs, des toitures, des ouvertures et des fondations)*
- *la qualité des matériaux et la qualité de leur mise en œuvre*
- *L'état de la structure avant l'avènement du séisme*
- *Les renforcements sismiques de la construction*
- *L'importance des dommages subis lors des séismes antérieurs*

Les dommages observés dans des constructions en terre sont localisés dans les zones les plus critiques de la construction (les ouvertures, les angles des murs, la base du mur, les liaisons entre éléments constitutifs).

Les types de dommages sismiques principaux rencontrés dans les constructions en terre lors des tremblements de terre destructeurs sont décrits comme suit.

5.1 CONSTRUCTIONS EN TERRE DE TYPE PISE, ADOBE OU BAUGE

5.1.1 Comportement hors plan des murs

Les murs soumis aux actions sismiques perpendiculaires à leur plan et assujettis à des conditions d'appuis sur leurs bords sont soumis aux contraintes de flexion qui induisent des fissurations aux niveau des zones de concentration des contraintes telles les appuis, les contours des ouvertures et les sections à mi hauteur et mi longueur. Ces fissures prennent naissance au niveau des liaisons en tête du mur et se propagent verticalement et puis horizontalement dans le mur. Il faut noter que les fissures dues à la flexion hors plan sont parmi les premiers types de fissures à apparaître dans une construction en terre au cours d'une secousse sismique. Elles sont souvent présentes lors d'un séisme modéré et même faible avec des dégâts importants dans le cas de renversement de murs.

La stabilité hors plan d'un mur dépend des paramètres suivants :

- *L'épaisseur et l'élancement du mur (h/t)*
- *Les conditions de liaison du mur avec les murs latéraux, fondation, plancher ou toiture.*
- *Les conditions et l'importance des charges verticales permanentes et d'exploitation.*
- *La longueur du mur entre appuis de contreventement latéraux;*

- *Présence des ouvertures : Taille, emplacement et pourcentage de la surface totale des ouvertures par rapport à la surface totale du mur.*
- *La qualité des matériaux et de mise en œuvre du mur*
- *Etat actuel du mur (humidité à la base du mur, fissuration, etc.)*

a) Fissuration et effondrement hors plan d'un mur

Les murs les plus sensibles à l'effondrement et au flambement hors plan sont souvent très élancés (h/t supérieur à 9) et présentant des liaisons non soignées avec le plancher ou la toiture. Les murs pignon sont souvent origine de fissuration importante si ce n'est pas un effondrement partiel ou total lors d'un séisme modéré.

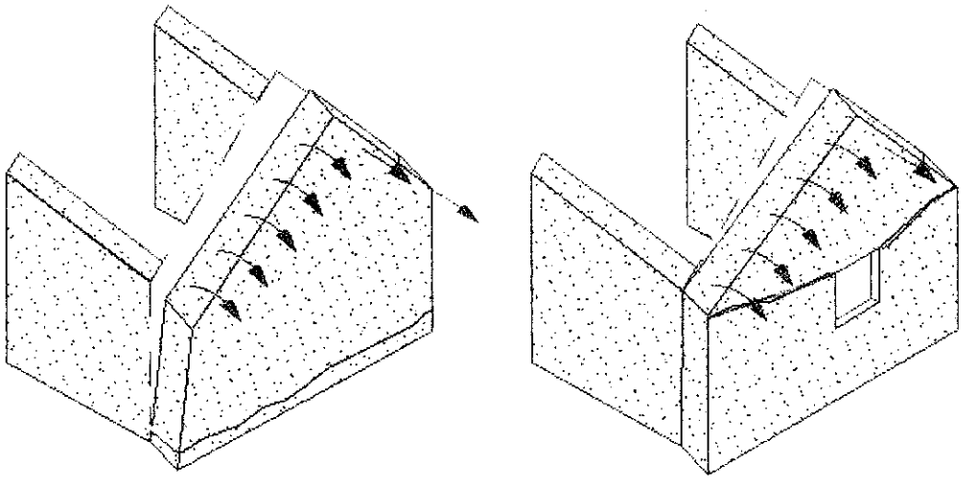


Fig.1. Renversement et effondrement partiel du mur pignon

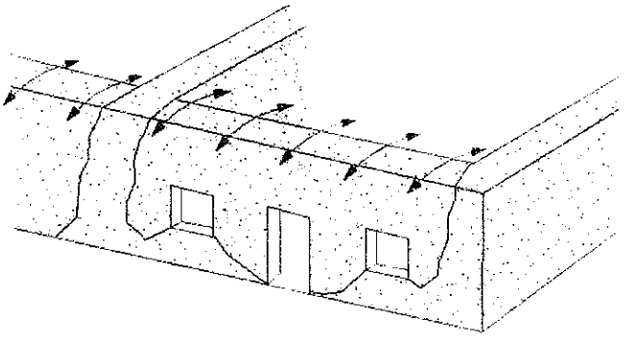


Fig.2. Fissuration par flexion hors plan d'un mur bien contreventé latéralement

La qualité de liaisons entre les murs et les appuis latéraux et horizontaux est un facteur stabilisant du mur vis-à-vis des actions transversales. Un chaînage au niveau du toit suffira pour stabiliser les murs contre le mouvement transversal hors plan.
L'effort normal représentant les charges verticales appliquées au mur agit comme facteur stabilisant et surtout si l'épaisseur du mur est importante. Il joue le rôle de force de rappel qui tend à ramener le mur vers sa position d'équilibre, ceci étant vrai pour les petits déplacements horizontaux par contre, en cas de grands déplacements, cet effort accélère le processus de renversement.

L'état de conservation à la base du mur a beaucoup d'influence sur sa stabilité. L'érosion, la diminution de l'épaisseur et l'humidité excessive sont des facteurs qui affaiblissent la résistance du mur et provoque son effondrement rapide.
Les murs faiblement contreventés sont les plus sensibles au renversement car ils ne sont pas soutenus dans la direction perpendiculaire à leur plan. Les contreventements d'un mur permettent d'améliorer sa stabilité et de limiter son mouvement transversal lors d'une secousse sismique. Les murs de clôture sont généralement non contreventés et sont vulnérables au renversement.

b) Fissuration horizontale à mi-hauteur du mur

Ce mécanisme de rupture est habituellement observé dans les constructions pour lesquelles les murs sont minces, élancés (h/t supérieur à 9) et bien liaisonnés au niveau des planchers et toitures. Il est caractérisé par l'apparition de fissures horizontales à mi hauteur du mur. Les constructions en terre ne sont pas toujours sources de ce type de dommages car les murs ont généralement une épaisseur assez grande et un rapport d'élancement faible.

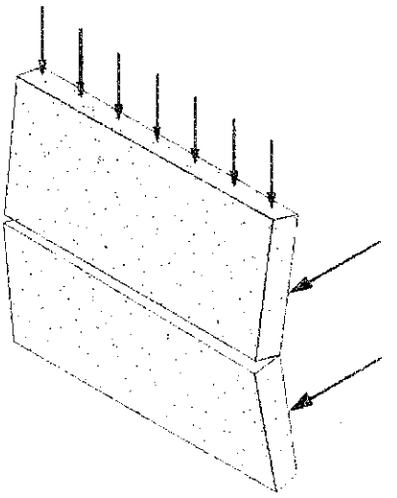


Fig.3. Rupture à mi-hauteur due à la flexion hors plan.

5.1.2 Dommages de comportement en plan du mur

Les murs porteurs sont souvent les éléments de contreventement des constructions en terre. Ils sont soumis à l'effet combiné de l'effort sismique de cisaillement situé dans leur plan et l'effort de compression de descente de charges statiques excentré longitudinalement le long de leur longueur. Les mécanismes de fissuration des murs chargés latéralement en plan sont caractérisés par :

- *Fissuration diagonale de cisaillement en X*

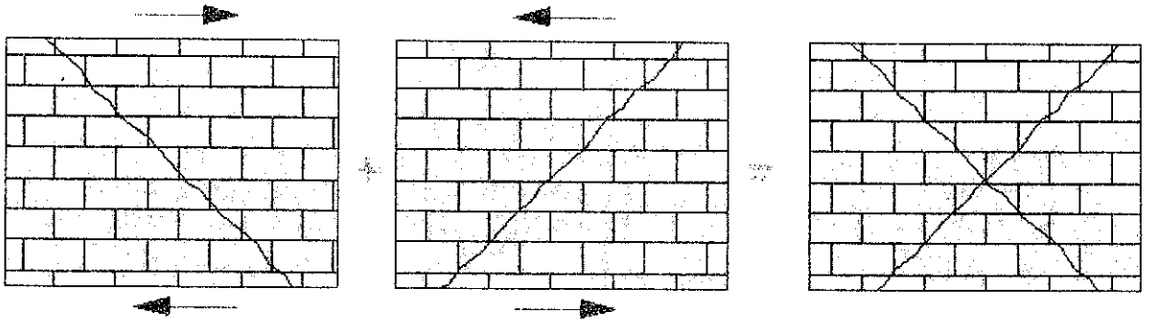


Fig.4. Fissures diagonales dues aux efforts de cisaillement

Fig.4. Fissures diagonales dues aux efforts de cisaillement

Les fissures se produisent souvent entre les ouvertures et peuvent être plus importantes pendant une période prolongée de la secousse. Ce phénomène est aggravé par l'effet combiné des charges de gravitée et les forces sismiques

5.1.3 Dommages d'angle

La concentration des contraintes au niveau des angles de jonctions (mauvaises jonctions des murs) est à l'origine des instabilités et de la fissuration d'angle. Les dommages sont de trois types

- ***Fissuration diagonale due aux contraintes de cisaillement***

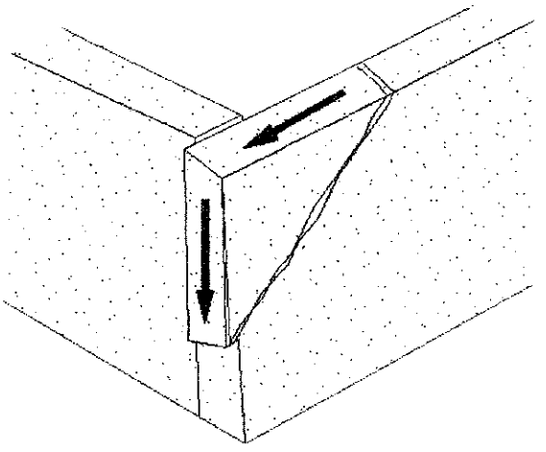
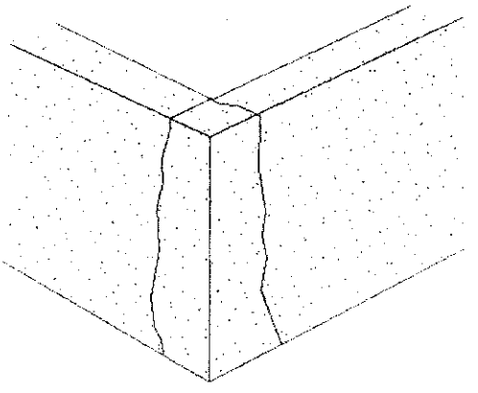


Fig.5. Instabilité de l'angle du mur

Cette fissuration est particulièrement grave, car elle induit un effondrement partiel du mur et une perte d'appui de la structure du plancher ou de la toiture.

- ***Fissuration verticale à la jonction des murs***

  Cette fissuration est due à la mauvaise liaison de jonction des murs



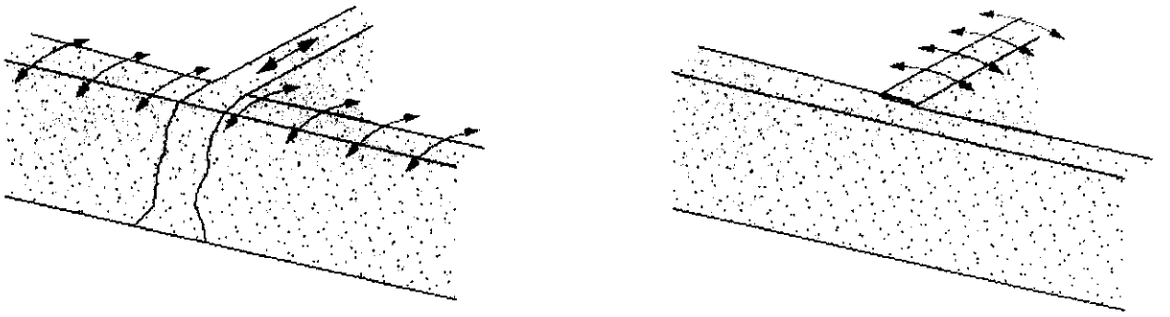


Fig. 6. Fissurations verticales de jonctions des murs

- *Fissuration en croix et instabilité locale*

Ce type de fissuration est du à l'effet combiné de cisaillement et de flexion qui peut être l'origine de l'instabilité et de rupture locale au niveau des jonctions.

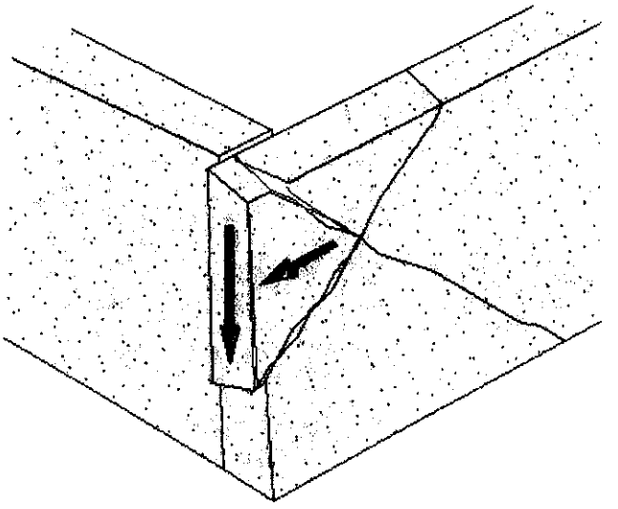


Fig.7. Rupture locale au niveau de la jonction des murs

5.1.4 Dommages au niveau des ouvertures des murs (fenêtres et portes)

Les angles et les zones avoisinantes des ouvertures sont les plus exposés aux dommages, car elles sont sources de concentration de contraintes en particulier les angles supérieurs et inférieurs.

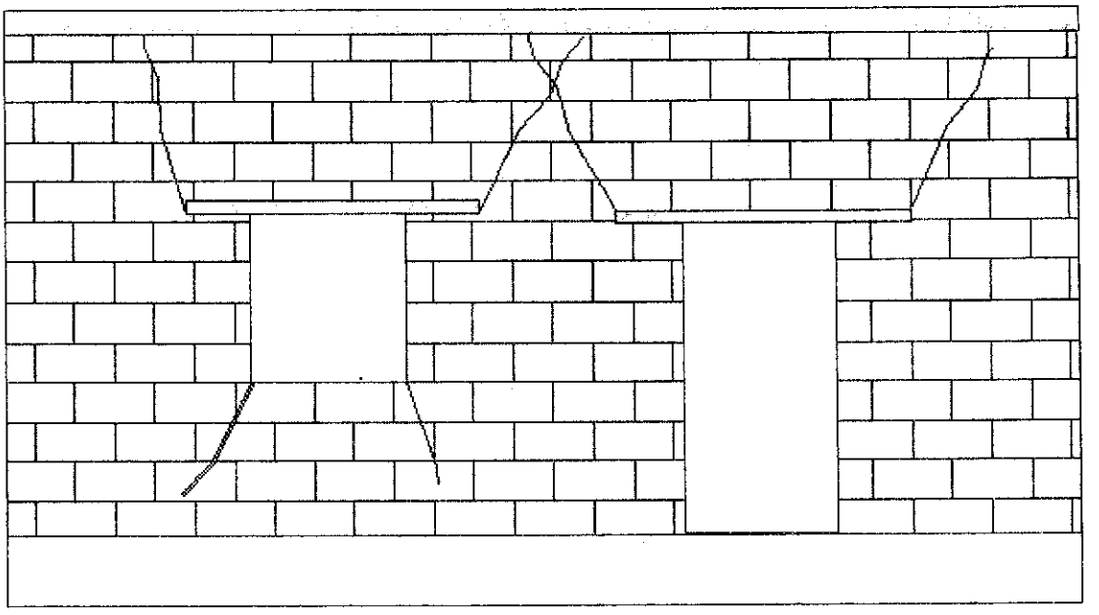


Fig.8. Fissures au niveau des ouvertures

5.1.5 Glissements et perte de contact entre un mur et le plancher ou toiture

Ce type de glissement se produit généralement entre la structure porteuse du plancher ou toiture (poutres principales, chaînages, diaphragmes ...) et les murs. En effet, les liaisons entre les murs et la toiture des constructions en terre sont généralement faibles : les poutres principales des planchers sont dans la plupart des cas soit posées directement sur le mur soit logés dans des saignées pratiquées en haut des murs. Un déplacement relatif suffisant entre le mur et la toiture provoque un effondrement de la construction. Ce phénomène est aussi fréquent chez les nouvelles constructions en terre ayant un chaînage au niveau de la toiture mais ne disposant pas de systèmes d'ancrage adéquat pour renforcer les liaisons entre le mur et le chaînage.

5.1.6 Dommages au niveau des attaches

Les attaches sont des dispositifs conçues et destinées pour améliorer les liaisons de jonctions entre les murs, les liaisons de jonctions entre les murs et les planchers ou toitures, les liaisons entre les murs et les chaînages, les liaisons entre les murs et les linteaux, les liaisons entre les fondations et les murs. Les dommages qui se produisent au niveau des attaches sont dus aux concentrations de contraintes d'interaction produites lors de la secousse sismique. Le choix du type d'attache et les conditions de sa mise en œuvre sont des paramètres très importants pour une meilleure stabilité locale des jonctions. Le mécanisme de transfert d'effort entre les différents éléments en interaction mérite une attention particulière pour comprendre le fonctionnement mécanique au niveau des ancrages des attaches. Il faut noter que malgré l'apparition des fissures aux voisinages des attaches, ces derniers sont de loin le meilleur moyen pour réduire la rupture locale des murs et améliorer la ductilité locale et globale de la construction.

5.1.7 Dommage au niveau des chaînages de liaison entre mur et toiture

Les fissures horizontales apparaissent dans la partie supérieure du mur lorsque celui ci est liaisonné au plancher ou à la toiture par le biais d'une poutre ceinture ou chaînage. Le chaînage doit être bien liaisonné au mur support pour permettre le transfert adéquat des contraintes de la toiture au mur.

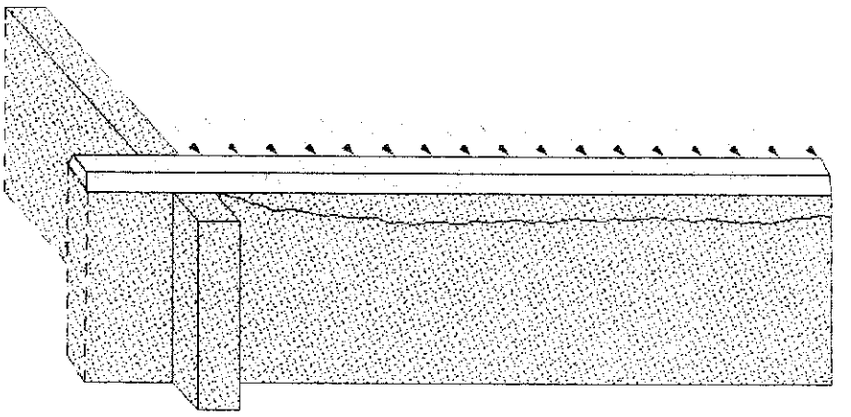


Fig.9. Fissures horizontales à la jonction entre le mur et le chaînage.

5.1.8 Dommages dues à l'humidité

La base du mur, affaiblie par l'humidité excessive, est particulièrement exposée à la fissuration qui se développe le long d'un mur. Le glissement du mur peut se produire le long de ces fissures et entraîner un effondrement de la partie supérieur du mur vers l'extérieur.

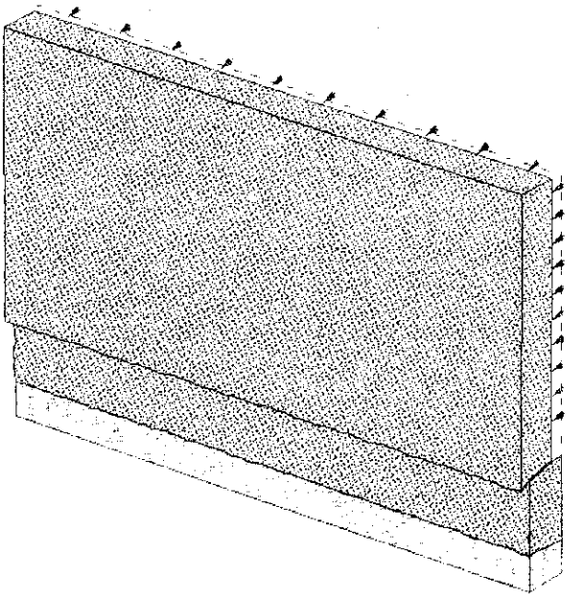


Fig.10. Glissement d'un mur affaibli à la base par l'humidité

5.1.9 Autre facteurs

La fissuration existante due au retrait et au fluage du matériau terre, l'absence ou le disfonctionnement du système de drainage, les infiltrations d'eau au niveau de la couverture et des jonctions des murs, le phénomène de capillarité et le jaillissement des eaux de pluies, le manque d'entretien et de maintenance, les réparations antérieures non réfléchies sont les paramètres

recensés avoir des effets négatifs et qui peuvent déclencher un effondrement partiel ou totale d'une construction en terre.

5.2 CONSTRUCTIONS EN PIERRES.

Les types de dommages décris en 5.1 sont aussi présents pour les constructions en maçonnerie de moellons de pierres. D'autres types de dommages spécifiques aux constructions de maçonnerie en pierres non taillées et faiblement dressées, sont présentés.
Ces constructions sont généralement présentes dans les régions à forte pluviométrie avec abondance de moellons de pierres. Les constructions en maçonnerie de pierres sont réalisées d'unités de pierres taillées ou non qui sont assemblées par un mortier de jointement à base d'argile, de ciment ou de la chaux. L'appareillage des pierres taillées obéit aux mêmes règles de bonne pratique que la maçonnerie de briques ou d'adobe.
Les constructions en pierres de forme aléatoire et semi -taillées (voir la Fig.11), ont subi des dommages importants et un effondrement total pendant les séismes antérieurs ayant une intensité VII et plus, à l'échelle MKS.
Ce type de constructions en moellons de pierres est rencontré dans plusieurs régions et en particulier dans la province d'Al-Hoceima. Il est caractérisé par la présence de murs porteurs constitués de deux parois en maçonnerie de pierres de formes quelconques présentant un vide rempli de terre. Ces deux parois ne sont pas attachées entre elles pour assurer un comportement monolithique du mur. Le dernier séisme destructeur d'Al Hoceima a révélé la vulnérabilité sismique de ces types de constructions. La plupart de ces constructions ont subit des désordres importants et des effondrements.

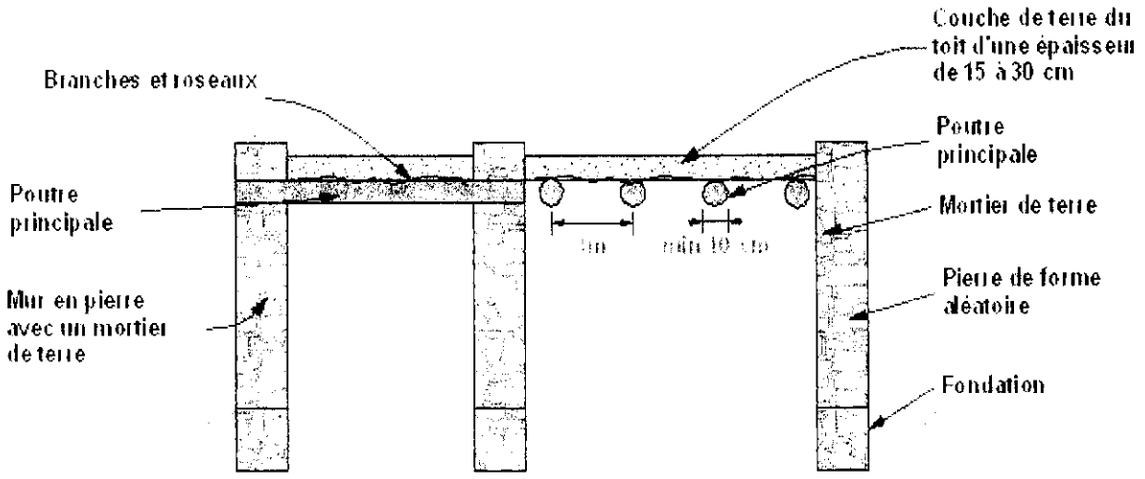
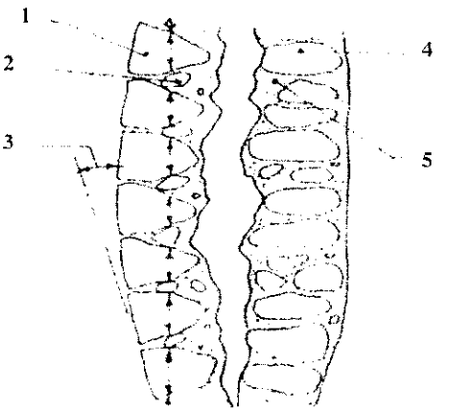


Fig.11. Elévation d'une construction traditionnelle en pierre.

Les principaux modes de rupture des constructions en maçonnerie de pierres sont :

- *Séparation des murs aux coins et aux jonctions en T. Ces constructions sont plus vulnérables en ce qui concerne ce mode de rupture que celles en adobe ou en pisé, car les liaisons de jonctions sont plus fragiles.*
- *Décollement et flambement des parois et rupture à mi- hauteur des parois interne et externe, voir la Fig.12. Ceci est du principalement à l'absence de pierres ou d'attaches liant les deux parois ou à la mauvaise qualité du mortier de jointement à la jonction des deux parois. La*

maçonnerie de pierres de tailles aléatoires non ou semi taillées ont des surfaces de contact très réduites et sont origines d'instabilité des murs en cas d'une secousse sismique.



1 - Pierre taillée en forme arrondie 2 - Petites pierres de nivellement.
3 - Rotation du mur. 4 - Paroi en pierre non taillée 5 - Mortier de terre.

Fig.12. Décollement et flambement des parois constitutives d'un mur en pierres non taillées.

- *Instabilité latérale et effondrement des parois soumises au poids important des planchers et toitures.*
- *Basculement des murs en pierres vers l'extérieur de la construction après leur détachement aux coins supérieurs dues aux forces d'inerties perpendiculaires à leur plan et aux efforts sismiques appliqués à leur tête par l'effet de diaphragme des planchers et toitures. Ceci se produit particulièrement quand le toit ou le plancher est formé de rondins de bois, de roseaux et d'une couche d'argile importante.*

Généralement, de telles constructions sont complètement rasées sous l'effet d'un séisme d'intensité VIII ou plus sur échelle MKS. Les habitants se trouvent complètement enterrés et meurent sous les décombres de pierres. De telles constructions nécessitent des dispositions constructives qui permettent d'améliorer leurs performances sismiques. Les constructions de ce type sont classées comme dangereuses en zone sismique $Z_a = 4$ *et* $Z_a = 3$.

Ce pendant, la résistance à la compression d'un mur de pierres à base d'un mortier de terre est suffisante pour édifier une construction en RDC + 2. Il faut noter que la résistance au cisaillement du mur est due principalement au frottement de Coulomb.

VI. TYPOLOGIE DES CONSTRUCTIONS EN TERRE

Les typologies de construction en terre se distinguent l'une de l'autre par le matériau terre de construction utilisé et la technique de réalisation et de mise en œuvre des murs et structures porteuses. Les typologies de construction en terre les plus répandues au niveau du royaume sont l'objet de la présente réglementation.

Avant de commencer un projet de construction il faut se décider sur la technique la plus adaptée à la région. Le choix de la technique adéquate dépend d'un certain nombre de facteurs d'ordre technologiques, économiques, climatiques et culturels. L'établissement des critères de choix demande une bonne connaissance de tous ces facteurs. Parmi les facteurs les plus déterminants :

- *L'emplacement du gisement de terre par rapport au lieu de la construction*
- *Les caractéristiques géotechniques de la terre*
- *Le temps de mise en œuvre nécessaire pour chaque technique*
- *Les performances mécaniques recherchées.*

6.1 CONSTRUCTIONS EN PISE.

La technique du pisé consiste à damer la terre entre deux banches à l'aide d'un pisoir manuel ou mécanique. Les deux banches rigides doivent être t maintenues parallèles à une distance égale à l'épaisseur du mur à construire. La terre compactée acquiert de la cohésion et forme une masse homogène qui peut être élevée à des hauteurs importantes. Les constructions en pisé présente la caractéristique d'être la mieux adaptée en zones arides ou désertiques et exige une équipe de travail qualifiée ; En effet, la qualité de réalisation et de mise œuvre des .murs en pisé nécessite un savoir faire et une bonne maîtrise de la technique de construction en pisé telle que l'installation et le réglage des banches, le degré de compactage, l'appareillage des banchées et surtout au niveau des jonctions de murs, et le traitement des surfaces horizontales de reprise.

a) Choix du matériau terre

Le choix du matériau de construction pisé se fait selon la démarche classique de caractérisation géotechnique des matériaux en passant par les différentes étapes de la chaîne : de la prospection jusqu'au stockage du matériau.

Les principaux essais d'identification Identification du matériau terre

- *Analyse granulo-sédimentométrique*
- *Détermination des limites d'Atterberg*
- *Détermination de la valeur du bleu de méthylène*
- *Détermination de la teneur en sulfates, en matières organiques, et en chlorures*
- *Essai Proctor pour déterminer la densité sèche maximale et la teneur en eau optimale (on répète cet essai au moins trois fois afin de s'assurer de l'homogénéité des résultats obtenus)*

b) Caractéristiques géotechniques du matériau.

✓ **Granulométrie**

La courbe granulométrique de la terre destinée au pisé doit appartenir au fuseau granulométrique dont les caractéristiques principales sont :

- **Pourcentage de gravier non nul (2 à 10%)**
- **Pourcentage de sable entre 32 et 58 %**
- **Pourcentage de limons entre 8 et 16 %**
- **Pourcentage d'argiles entre 8 et 26 %**

Les pourcentages exacts des différents constitutifs doivent être choisis et justifiés pour atteindre les performances requises.

✓ **Plasticité**

La plasticité d'une terre est caractérisée par trois indices : Limite de liquidité (LL), Limite de plasticité (LP) et l'indice de plasticité (IP).

- *Les terres convenables pour le matériau pisé ont un indice de plasticité (IP) compris entre 7 et 29 %, une limite de liquidité inférieure à 50 % et une limite de plasticité supérieure à 10%.*

Si l'indice de plasticité est en dehors de cette fourchette, la terre ne peut être utilisée que si elle subit une correction granulaire ou si elle est stabilisée à la chaux ou au ciment

✓ **Compactibilité**

La compactibilité d'un matériau est caractérisée par sa teneur en eau optimale et sa densité sèche maximale. Ces deux paramètres sont déterminés par l'essai Proctor Standard ou Modifié. *Ces paramètres doivent vérifier les fourchettes suivantes :*

- *Teneur en eau optimale : 7 % < Wopt < 16 %*
- *Densité sèche maximale : 1,7 % < Ds max < 2.1 %*

La densité minimale admise est de 1,6t/m3 et la compacité doit être supérieure à 90%

✓ **Composition chimique**

Cette étude de composition chimique permet d'éliminer les matériaux contenant des matières organiques et les sels sulfuriques, surtout si la technique de stabilisation du matériau à la chaux ou au ciment est retenue

✓ **Activité de l'argile**

L'essai au bleu de méthylène permet de déterminer le volume du bleu de méthylène absorbé par les particules d'argiles.

La valeur au bleu de méthylène et la surface spécifique des argiles permet de définir les matériaux les plus indiqués pour la construction en pisé, soit :

- **VB < 1,5 : La terre est bonne pour la construction en pisé**
- **1,5 < VB<5 : La terre à la limite acceptable moyennant une stabilisation**
- **VB> 5 La terre est à exclure**

En règle générale les terres dont la surface spécifique est comprise entre 20 et 100 m2/g sont retenues

✓ *Matériau stabilisé*

Il est recommandé d'utiliser deux types de stabilisants : la chaux ou le ciment.

- *Ciment : la stabilisation au ciment est plus compatible avec les terres sableuses avec une teneur en matières organiques inférieures à 2 %. Le taux du ciment sera déterminé en fonction de l'agressivité du climat de la région et de la résistance recherchée (généralement entre 4 et 8%)*
- *Chaux aérienne éteinte: Le processus de durcissement doit se faire à l'air libre mais pas sous l'eau. Son action est plus efficace sur les terres argileuses. On recommande pour le pisé un pourcentage de chaux compris entre 6 et 10% en masse.*

c) Technique de mise en œuvre.

Réalisation des murs en pisé

La construction des murs en pisé consiste à compacter la terre humide entre deux banches, généralement en bois. Le matériau pisé humide est déposé en couche sur une épaisseur de 10cm environ, ensuite elle est compactée pour atteindre la densité désirée. La teneur en eau doit être

faible et proche de la teneur en eau optimale déterminé par l'essai Proctor. Pour améliorer l'adhérence entre les différentes couches, la surface du mur doit être aspergée d'eau avant d'asseoir la prochaine couche de 10cm. La hauteur total d'une banchée réalisée de cette manière et de l'ordre de 0.8 à 1m. Le matériau terre est compacté à 98 % de la densité maximale sèche. Une énergie de compactage élevée mène à une haute résistance mais seulement jusqu'à une certaine limite. L'énergie de compactage doit être normalisée. Le procédé suivant est recommandé : 50 coups par surface de 1000 cm2 de mur en utilisant une dame en bois ayant un poids de 8 à 10 kg
Pour contrôler les fissures de retrait, des essais préliminaires sont exigés pour déterminer la quantité de sable à ajouter à la terre argileuse.
Chaque jour on réalise 1 m de hauteur, les banches fraîchement réalisées ne peuvent supporter la masse des piseurs et d'une autre banche superposée. La succession des banches se fait sur un même plan horizontal par glissement du coffrage à partir du premier angle réalisé.
Le décoffrage des banches se fait aussitôt après la fin du compactage. Si le coffrage provoque un arrachement superficiel, cela indique que le compactage est insuffisant ou la teneur en eau n'est pas adéquate par conséquent, il faut démolir et reprendre la banche convenablement.
Les banches stabilisées doivent subir une cure de 3 jours. En forte chaleur, il est recommandé de couvrir les banches par un plastique.
L'appareillage des banchées obéit aux mêmes dispositions adoptées pour les murs en maçonnerie de briques ou d'adobe.

- **L'épaisseur minimale des murs porteurs en pisé est 40cm.**

d) **Caractéristiques mécaniques**

Le matériau pisé a une bonne résistance à la compression et une faible résistance à la traction et au cisaillement

- **Résistance à la compression**

La résistance à la compression du matériau pisé dépend de son indice de vide, de la résistance au cisaillement des fines constitutives des résistances des agrégats et de sa teneur en eau au moment de l'essai d'écrasement. L'essai de résistance à la compression sur le pisé se fait au laboratoire d'une manière similaire à celui utilisé pour le béton hydraulique. Les éprouvettes sont cylindriques (16x32cm ou 25x50cm) (6 éprouvettes au minimum)(vitesse 10mm/mn) .Ces essais permettent de déterminer la résistance caractéristique fc. Ces essais permettent aussi de déterminer le module de déformation élastique.

- **La résistance caractéristique minimale est fc = 0.5N/mm2.**
- **Résistance à la traction par flexion des murs en pisé.**

En l'absence de résultats d'essai de résistance à la traction par flexion, la résistance à la traction par flexion est prise égale à ftf =0.1fc où fc est déterminée à partir d'essai de résistance à la compression en MPa.

- **Résistance au cisaillement des murs en pisé.**

La résistance au cisaillement est égale à fes = 0.07fc. En l'absence des résultats d'essais, la résistance au cisaillement est prise égale à fes =0.08MPa.

CONSTRUCTION EN ADOBE ET BAUGE

CHOIX DES MATERIAUX

a) **Convenance de la terre pour l'adobe et bauge**

• *Les briques d'adobe sont fabriquées à partir d'une terre fine et essentiellement argileuse. Les débris végétaux et les résidus organiques sont éliminés par décapage du sol végétal avant extraction du matériau.*

Une teneur en matière organique de 3% n'est pas tolérée. Les cailloux de plus de 5 mm de diamètre sont éliminés.

L'analyse granulométrique doit aboutir aux fourchettes suivantes :

- **La fraction granulaire de la terre est définie par les pourcentages suivants:**
  - ✓ **10 – 20% en argile**
  - ✓ **15 – 25% en limon**
  - ✓ **50 – 70% en sable**
  - ✓ **LP et IP compris entre 10% et 25%, LL entre 25% et 45%.**

Les pourcentages exacts des différents constitutifs doivent être choisis et justifiés pour atteindre les performances requises

b) Essais préliminaires

Ce type d'essai in situ est un moyen simple qui permet de raffiner les investigations granulométriques sur le matériau potentiel pur la construction en adobe.

Cet essai est plutôt un indicateur de la qualité du matériau de l'auto construction en adobe.

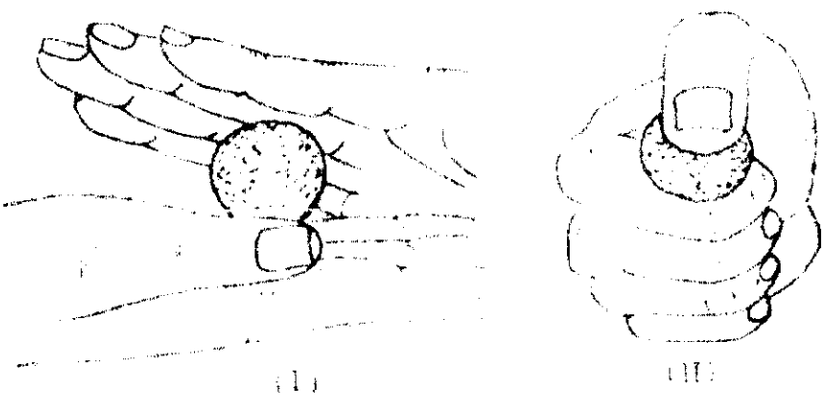


Fig.13. Essai in situ

Cinq ou six petites boules de terre ayant approximativement 2 cm de diamètre sont préparées et laissées à sécher pendant 48 heures. Puis on procède à leur écrasement entre l'index et le pouce. Si aucune ne s'écrase, la terre contient assez d'argile pour être utilisée dans la construction en adobe, à condition que le contrôle de microfissures provoquées par le processus de séchage soit effectué. Si quelques-unes des boules écrasées se brisent, la terre n'est pas adéquate parce qu'elle ne contient pas assez d'argile et devrait être écarté.

c) Exigences générales sur les unités d'adobe

➢ **Géométries et dimensions des unités d'adobe.**

L'unité d'adobe peut avoir une section carrée, rectangulaire ou autres formes géométriques spéciales pour la construction des angles des murs qui présentent

un angle différent de 90°. Les dimensions de l'unité d'adobe doivent avoir les proportions suivantes :

- **Pour les unités rectangulaires, la longueur doit être le double de la largeur**
- **La hauteur de l'unité d'adobe doit être de l'ordre de 1/4 de sa longueur**
- **La hauteur minimale de l'adobe est de 8 cm**

En zone sismique 4 et 3, les unités d'adobe des murs porteurs doivent avoir des dimensions minimales géométriques de 20x40x10cm.

L'épaisseur minimale des murs porteurs en adobe est 40cm pour les zones sismiques 1, 2, 3, et 4

Les briques d'adobe 20x40x10cm sont recommandés.

d) Production et conditions de réalisation des unités d'adobe.

- *La mise en forme de l'adobe est réalisée à l'aide de moules en bois, acier ou en plastique. Pour une bonne qualité des unités d'adobe, les moules doivent être solides, propres et leur mouillage est impératif avant chaque utilisation. Maintenir le sol au repos et humide pendant 24 heures avant la fabrication des unités d'adobe. Après démoulage, les briques sont séchées dans l'ombre pendant 24heures puis retournée sur l'autre base et laissée sécher pendant une durée de 4 jours à une semaine. Le séchage individuel de chaque unité à l'air est nécessaire. Le stockage se fait dans un milieu sec. La production des unités d'adobe nécessite beaucoup de soins et peut être manuelle ou mécanisée.*
- *Les unités d'adobe peuvent présenter des réservations (évidements, trous) perforées sur la section transversale qui serviront de passage pour les éléments de renforcement pendant la construction du mur.*
- **Les trous doivent être perpendiculaires à la section transversale et ne doivent pas dépasser 12 % de l'aire totale de la section.**

e) Essais de contrôle des fissures

Au moins huit murets constitués chacun d'une paire d'adobes sont réalisés avec des mortiers présentant différentes proportions de sol et de sable grossier. Il est recommandé que le rapport Sol/sable varie entre 1Sol /0sable et 1Sol /3sable en volume. Le muret ayant la plus faible proportion en sable, qui une fois ouverte après 48 heures, ne montre pas de fissures visibles dans le mortier, indiquera le rapport sol/sable le plus adéquat pour les constructions en adobe et offrant une plus haute résistance.

f) Essai de résistance des unités d'adobe :

➢ **Essai qualitatif**

Cet essai est un indicateur qualitatif de la résistance des blocs d'adobe et constitue un outil précieux pour l'auto construction en terre.

La résistance des blocs d'adobe peut être évaluée qualitativement de la façon suivante :

- *Après quatre semaines d'exposition au soleil, l'adobe devrait être assez résistant pour supporter le poids d'une personne de 60 à70 kg). Si elle se casse, l'ajout de plus d'argile et de fibre est nécessaire.*

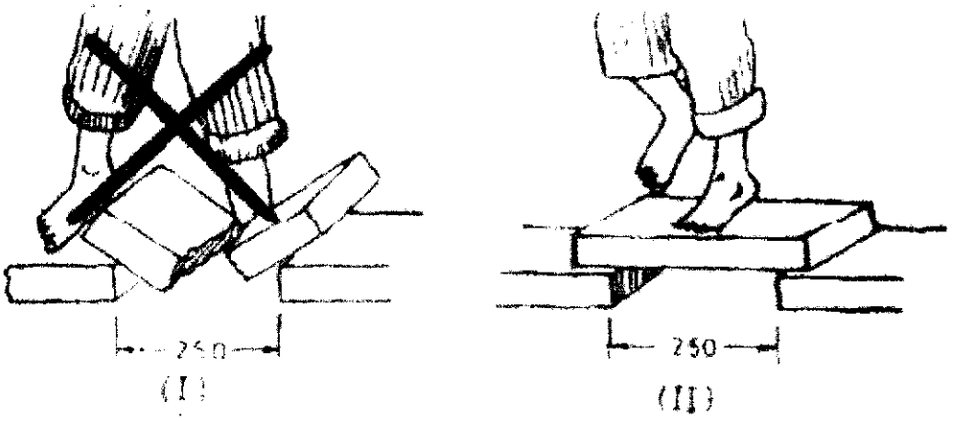


Fig.14. Essai qualitatif de résistance des unités d'adobe

6.2.2 MURS EN ADOBE

a) **Résistance à la compression des unités d'adobe**

La résistance à la compression de l'unité d'adobe est déterminée à partir de l'essai d'écrasement réalisé sur des éprouvettes cubiques obtenues à partir des unités d'adobe. La dimension de l'éprouvette est la plus petite dimension des unités d'adobe (10x10x10cm). Le nombre d'éprouvettes est au minimum 6.
La résistance ultime à la compression (f_0) est la valeur dépassée par 80% des éprouvettes écrasées. Les unités d'adobe doivent être parfaitement sèches avant de les soumettre à l'essai d'écrasement.
La résistance ultime minimale à la compression est f_0= 12 kg/cm^2
La résistance à la compression est un indice de qualité des unités d'adobe mais pas la maçonnerie d'adobe.

b) **Résistance à la compression de la maçonnerie d'adobe.**

La résistance à la compression de la maçonnerie d'adobe peut être déterminée par :

- **Essais sur murets et appareillage d'essai sur site.**

Les murets en maçonnerie d'adobe sont réalisés avec un élancement (hauteur/longueur) de l'ordre de 3, tout en soignant l'alignement et la verticalité des éléments.
Le nombre minimal d'adobe est de quatre et l'épaisseur des joints est de 2cm. L'appareillage de l'essai est présenté sur la Figure 15.
Les murets doivent être séchés pendant 30 jours avant de les soumettre à l'essai d'écrasement. Le nombre minimal des murets à écraser est 3 murets.
A partir de ces essais, la résistance ultime à la compression (f_m') du muret est obtenue. La valeur retenue est celle qui est dépassée par celles de deux murets sur trois.

La contrainte de calcul à la compression d'un mur en adobe (f_m) est obtenue par l'expression $f_m = 0.25 f_m'$

Dans le cas où on ne dispose pas de résultats sur murets, on peut utiliser comme contrainte de calcul à la compression suivante :

$f_m = 0.15 f_0$.

La valeur minimale de la contrainte de calcul à la compression d'un mur en adobe est 2kg/cm^2

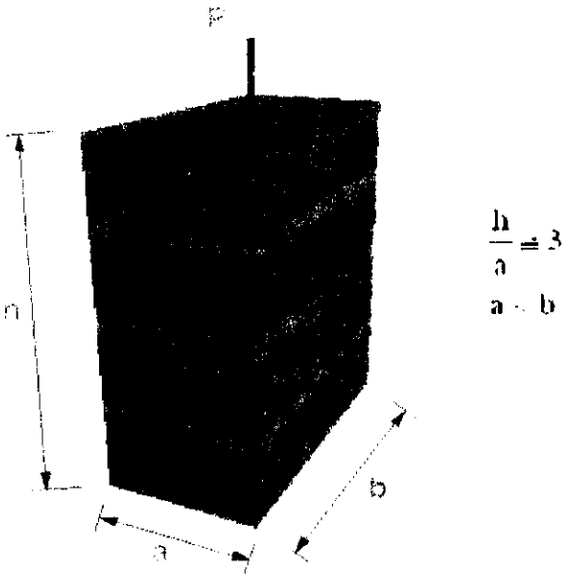


Fig.15. Muret pour essai d'écrasement à la compression

❖ **Résistance au cisaillement de la maçonnerie d'adobe.**

La résistance au cisaillement de la maçonnerie d'adobe peut être déterminée par:

✓ **Essai de compression le long de la diagonale du muret**

Le principe de l'essai est indiqué sur la figure 16. Un minimum de trois prototypes d'essai doit être utilisé. La contrainte de cisaillement admissible dans la maçonnerie est obtenue par l'expression :

$V_m = 0.4 f_t'$

Où $f_t' = \dfrac{P}{2ae_m}$ **est la contrainte ultime obtenue à partir d'essais sur murets.**

La valeur retenue est celle dépassée par celles de deux sur trois murets écrasés.

Dans le cas où on ne dispose pas de résultats sur murets, on peut utiliser la contrainte de calcul au cisaillement suivante :

$V_m = 0.25\,kg/cm^2$

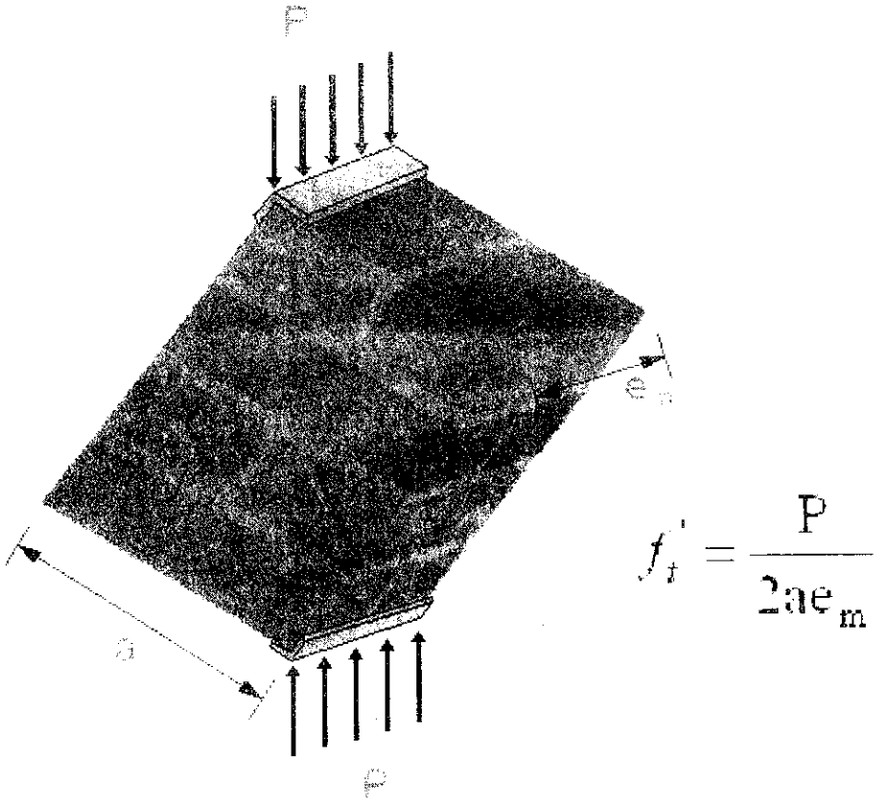


Fig.16. résistance au cisaillement de la maçonnerie d'adobe

6.3 CONSTRUCTIONS EN MACONNERIE DE PIERRES

6.3.1 Prescriptions de mise en oeuvre

Les constructions en maçonnerie de pierres sont réalisées d'unités de pierres taillées ou non qui sont assemblées par un mortier de jointement à base d'argile, de ciment ou de la chaux. L'appareillage des pierres taillées obéit aux mêmes règles de bonne pratique que la maçonnerie de briques ou d'adobe.

La résistance à la compression d'un mur de pierres à base d'un mortier de terre est suffisante pour édifier une construction en RDC + 2. Il faut noter que la résistance au cisaillement du mur est due principalement au frottement de Coulomb.

Les murs en maçonnerie de moellons sont réalisés selon leur hauteur par tranches de hauteur maximale 60cm.

L'épaisseur minimale des murs en moellons de pierres est 40cm.

Les pierres Taillées ou non doivent être allongées de longueur minimale égale à ¾ de l'épaisseur du mur. Ceci permet d'assurer le monolithisme et la meilleure liaison selon l'épaisseur du mur. Les pierres de formes enroulées de longueur inférieure à 15cm ne

doivent pas être utilisées comme pierres principales de construction des murs en maçonnerie.

Il y a nécessité d'introduire des éléments de liaisons selon l'épaisseur sous forme de bâtonnets en bois ou de pierres allongées ou d'épingles d'aciers en T8, de longueur égale à l'épaisseur du mur est noyés dans le mur. Ces éléments de renfort sont placés tous les 1m en longueur et 60cm en hauteur du mur.

6.3.2Caractéristiques mécaniques des pierres de constructions

Les caractéristiques mécaniques des pierres sont déterminées par les essais au laboratoire ; Les résistances à la compression et le poids spécifiques des pierres de différentes origines sont données dans le tableau suivant.

Résistance moyenne des pierres à l'écrasement

Désignation de la pierre	*Poids spécifique* Kg/m^3	*Charge d'écrasement* Kg/cm^2
Calcaires durs	*2100 à 2600*	*200 à 800*
Calcaires demi durs, mollasses dures	*1700 à 2000*	*70 à 160*
Calcaires tendres	*1400 à 1750*	*25 à 80*
Basalte	*2688 à 3030*	*2600 à 3334*
Granit	*2600 à 2710*	*1200 à 1716*
Grès	*2070 à 2530*	*310 à 1600*

Les pierres de construction ont généralement des résistances à la compression suffisantes pour réaliser des murs porteurs avec un mortier à ciment ou à la chaux.

La résistance minimale à la compression pour le calcul est 0.5 MPa.

VII. ANALYSE SISMIQUE DES CONSTRUCTIONS EN TERRE.

HYPOTHESES DE CALCUL

a) **L'analyse sismique des constructions en terre est faite dans le domaine élastique linéaire.**
b) **La ductilité de la construction est globale et assurée par un ensemble d'exigences minimales sur la qualité des matériaux, les attaches, les dispositions constructives et la qualité de mise en œuvre.**
c) **Les principes de calcul et d'analyse des constructions en terre sont similaires à ceux de la maçonnerie conventionnelle non armée.**

7.2 ACTIONS SISMIQUES

Le calcul de l'effort sismique appliqué à une construction en terre nécessite la connaissance des paramètres sismiques suivants :

1) **Zonage sismique du Maroc**

Le zonage sismique adopté pour évaluer les actions sismiques sur les constructions en terre est celui du Règlement de Construction Parasismique des Bâtiments (RPS2000). Ce zonage est définit par une carte d'accélérations maximale et une carte de vitesses maximales, voir Figures (17) et (18).
Le risque sismique de chaque zone est défini par l'accélération maximale ou la vitesse maximale du sol ayant une probabilité d'apparition de 10% en 50 ans, ce qui correspond à des séismes modérés et une durée de vie moyenne de la construction de 50 ans.

Les accélérations maximales pour chaque zone sont définies dans le tableau 1.

Tableau 1 : Accélérations maximales

Zones : Z_a	*Accélérations maximales A_{max} (g =9.81m/s²)*
0	*0.10*
1	*0.13*
2	*0.16*
3	*0.18*
4	*0.20*

Les vitesses maximales pour chaque zone sont définies dans le tableau 2.

Tableau 2 : Vitesses maximales

Zones : Zv	Vitesses maximales V_{max} (m/s)
0	0.00
1	0.07
2	0.1
3	0.13
4	0.17

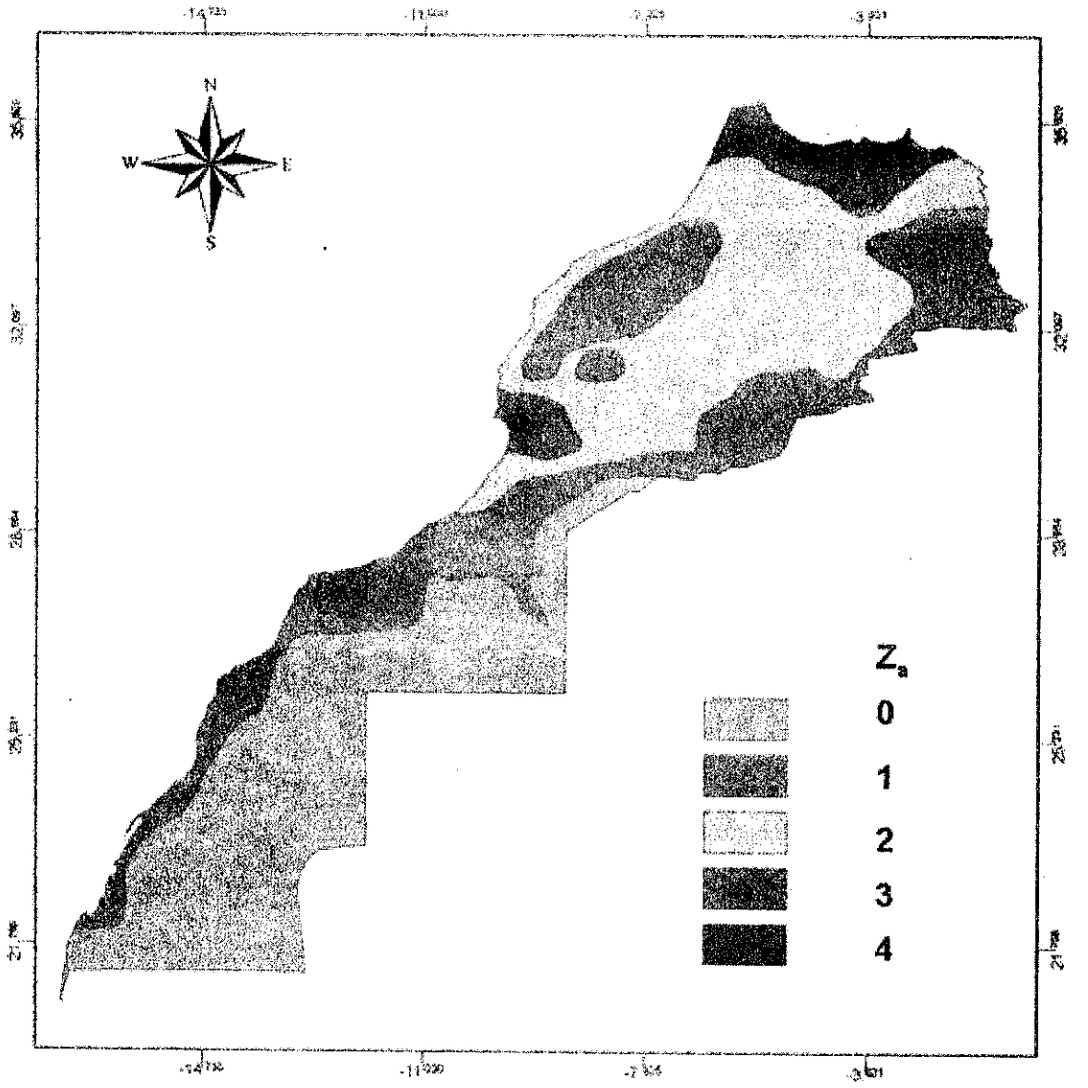


Fig. 17 : Zones d'accélérations maximales du sol

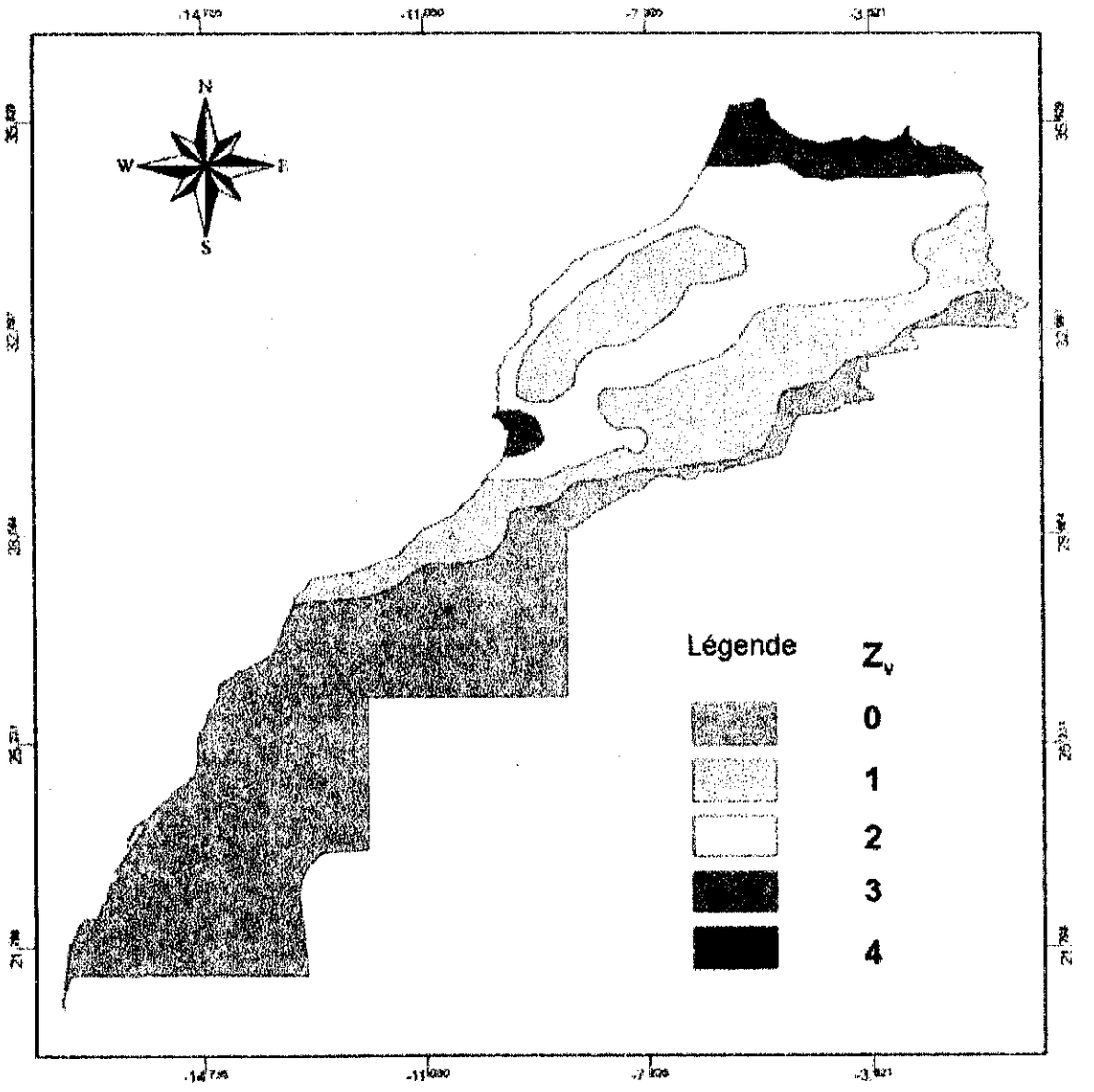


Fig. 18 : Zones de vitesses maximales du sol

2) **Classifications des constructions :**

Les constructions en terre sont réparties en trois classes selon leur degré d'importance socio-économique.

- **Classe I : Constructions en terre d'importance vitale :**
  - ✓ **Constructions de première nécessité: Hôpitaux, cliniques, protection civile, postes de police, constructions administratives de centre de décisions en cas de séisme.**
- **Classe II: Constructions en terre du grand public**
  - ✓ **Constructions d'importance socioculturelle : Constructions scolaires et universitaires, bibliothèques et musées, les salles de spectacles et de sport, les grands lieux de culte.**
  - ✓ **Constructions en terre recevant plus de 300 personnes : salles de fête, salle d'audience, centre commerciaux, etc.**
- **Classe III: Constructions ordinaires en terre**

✓ **Constructions en terre n'appartenant pas aux classes I et II, telles que les constructions à usage d'habitation, de bureaux ou de commerce.**

3) **Effort sismique horizontal**

L'effort sismique latéral résultant à la base de la construction en terre, V doit être calculé à l'aide de l'expression suivante :

V=SICW ; (1)
Avec :

- **S : le coefficient du site donné par le tableau 2**
- **I : le coefficient d'importance donné dans le tableau 3**
- **C : Coefficient sismique donné dans le tableau 4**
- **W : la charge prise en poids de la structure**

Le coefficient de comportement est prix égal à 1 ; hypothèse de comportement élastique

Tableau 2 : Coefficients de sites

Sites	Nature du sol de fondation	Coefficients de site : S
S1	Rocher toute profondeur Sols fermes épaisseur < 30 m	1
S2	Sols fermes épaisseur ≥30 m Sols meuble épaisseur <30 m	1,20
S3	Sols meubles épaisseur ≥15 m Sols Mous épaisseur <10 m	1, 4
S4	Sols Mous épaisseur ≥10 m	1.8
S5	Conditions spéciales	*

***La valeur du coefficient de S5 doit être établie par un spécialiste.**

En cas de manque d'informations sur les propriétés du sol pour choisir le type de site adéquat, on adopte le coefficient S2.

Tableau 3 : Coefficient d'importance

Classes de constructions	Coefficient I
Classe I	1.3
Classe II	1.2
Classe III	1.0

Tableau 4 : Coefficient sismique des zones.

Zones sismiques : Z_a	Coefficients sismiques (C)
0	0.10
1	0.13
2	0.16
3	0.18
4	0.20

La charge W de la structure correspond à la totalité des charges permanentes G et une fraction Ψdes charges d'exploitation Q en fonction de la nature des charges et leur durée. On prend

$W = G + \Psi Q$
le coefficient Ψ est donné au tableau suivant:

Tableau 5: Coefficient Ψ

Nature des surcharges	Coefficient Ψ
1) Constructions à usage d'habitation et administratif	0.2
2) Constructions d'utilisation périodique par le public telles que salles d'exposition, salles de fêtes…	0.3
3) Constructions d'utilisation telles que restaurants, salles de classe…	0.4
4) Constructions dont la charge d'exploitation est de longue durée.	1.0

4) Répartition de l'effort sismique horizontal au niveau des étages

a) Plancher traditionnel (Diaphragme souple)

Les planchers traditionnels de par leurs conceptions et leurs réalisations se comportent comme des structures souples en plan et par conséquent ils ne sont pas des vrais diaphragmes rigides en plan, qui sous l'effet des charges horizontales subissent deux translations en plan et éventuellement une rotation d'ensemble. En ce qui concerne les planchers traditionnels, l'effort sismique horizontal est réparti sur les murs de contreventement au prorata de leurs surfaces d'influence. Cette descente de charges sismiques permet de se contenter d'étudier la stabilité d'un mur isolé sous l'effet combiné des charges verticales et horizontales parallèles et perpendiculaires au plan des murs.

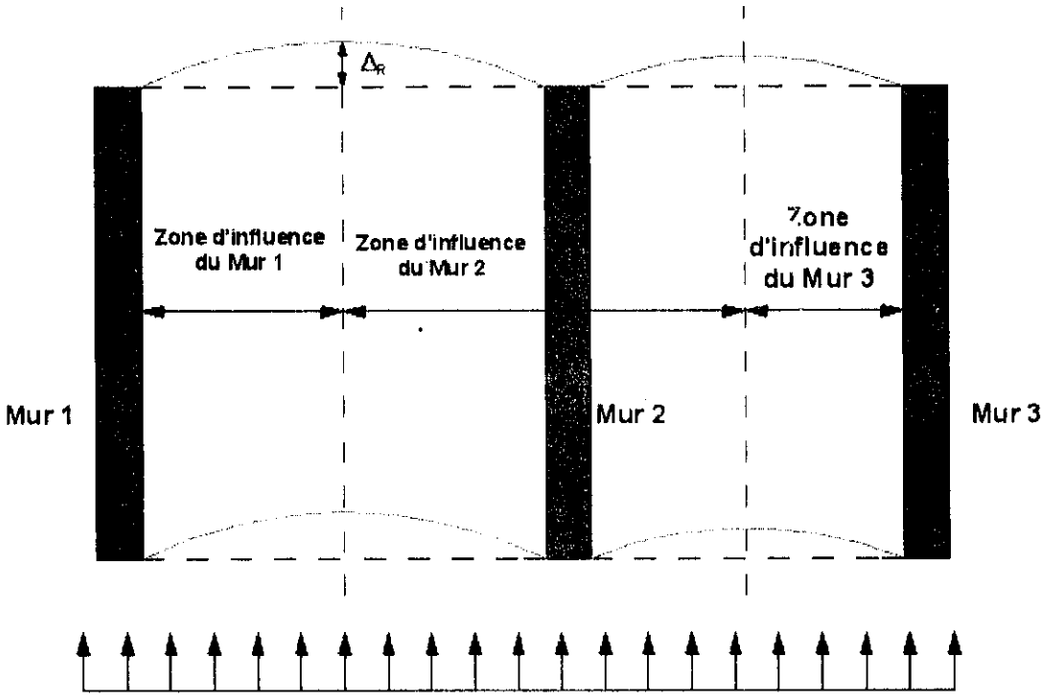


Fig. 19. Plancher traditionnel souple : Zone d'influence des murs. Composante du séisme dans la direction des murs 1,2 et 3.

L'effort sismique horizontal repris par chaque mur est donné par l'expression (1), ou W est le poids total du mur y compris les charges permanentes et les charges d'exploitations correspondantes aux zones d'influence du mur considéré. La zone d'influence concerne aussi les murs perpendiculaires appuyés sur le mur en question. Ce poids total correspondant à un mur de zone (z) est indiqué par W_z et l'effort sismique horizontal repris par le mur est donné par : $V_z = vSICW_z$

- **Cas d'une construction en terre à un seul niveau :**

L'effort sismique V_z est appliqué en tête du mur. L'étude de stabilité du mur dans son plan, est faite sous l'effet combiné des actions verticales statiques et horizontales (V_z) parallèles au plan de mur.

- **Cas d'une construction en terre à deux niveaux :**

L'effort sismique horizontal V_z est réparti au niveau des planchers des deux niveaux selon l'expression suivante :

$$V_{zi} = \frac{V_z(W_{zi}H_i)}{(W_{z1}H_1 + W_{z2}H_2)}$$

Où

- **Hi est la hauteur du niveau considéré (i) compté à partir du haut du soubassement du mur.**
- **W_{zi} est le poids total du niveau i**

NB. $V_z = V_{z1} + V_{z2}$

b) Plancher rigide dans son plan

Un plancher rigide de type dalle en béton armé ou en bois massif et rigide reposant sur un chaînage en béton armé ou en bois bien liaisonné aux murs porteurs d'appui , subi un déplacement dans son plan (deux translations et éventuellement une rotation d'ensemble), sous l'effet de l'action sismique. Ce diaphragme rigide permet une descente de charge sismique au prorata des rigidités latérales des murs de contreventement.

- **Centre de masse d'un niveau (CM)**
  Le centre de masse d'un niveau est le centre de gravité des masses constitutives d'un plancher ou toiture. La participation des murs porteurs est faite en considérant leur poids concentré au niveau du plancher ou la toiture. Il est définit par les coordonnées suivantes (X_m , Y_m).

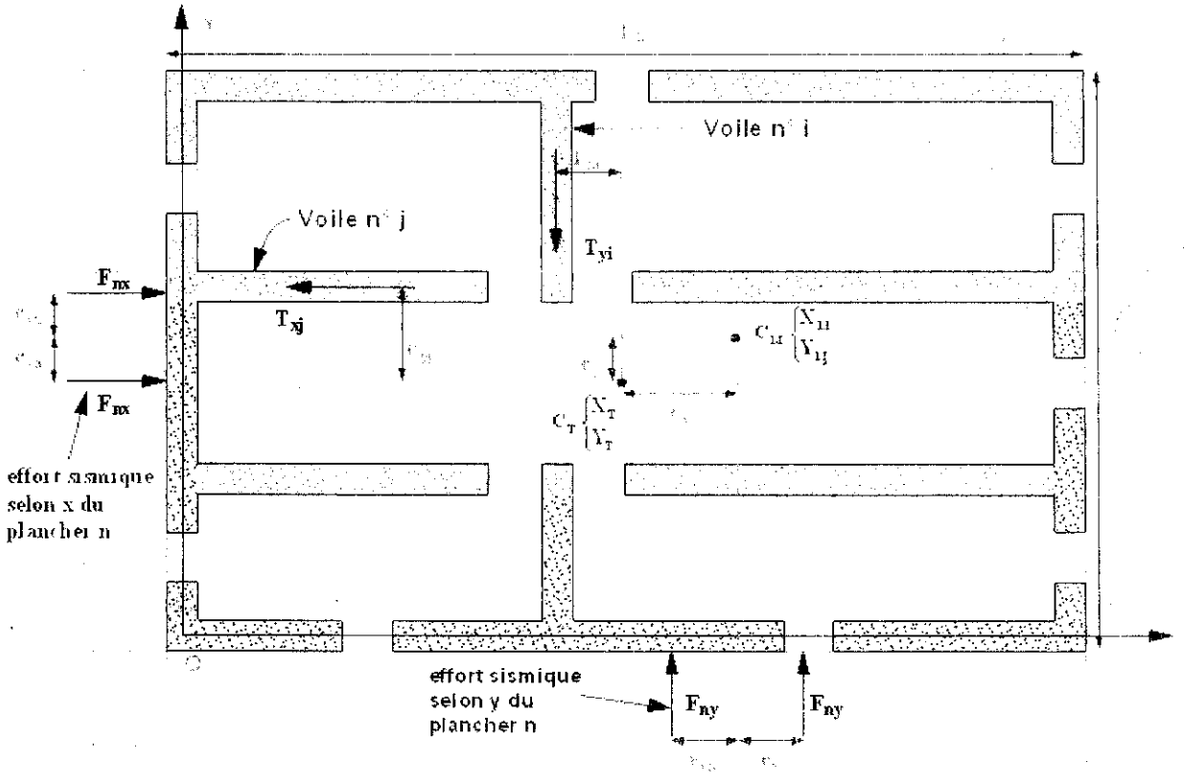


Fig.20. Contreventement par murs et plancher rigide

- **Centre de torsion (CT).**
  Le centre de torsion d'un plancher ou toiture d'un niveau est le centre de gravité des rigidités latérales des murs de contreventement de ce niveau. Il est défini par les coordonnées suivantes (X_T, Y_T).

- **Excentricité de torsion**
  Les excentricités de torsion sont données par
  $e_x = |X_m - X_T|$; $e_y = |Y_m - Y_T|$,

- **Excentricité accidentelle de torsion**

Pour tenir compte des incertitudes de positionnement réel du centre de masse et du caractère spatiale du mouvement sismique, le centre de masse CM est déplacé de sa position nominale d'une excentricité accidentelle dans la direction X et Y respectivement donnée par
$e_{xa} = \pm 0.05Lx$ et $e_{ya} = \pm 0.05Ly$

- **Distribution de l'effort sismique sur les murs de contreventement**

L'effort sismique agissant dans une direction au niveau du plancher ou toiture est totalement repris par les murs parallèles à cette direction. La participation des murs perpendiculaires à cette direction est négligée.
L'excentricité totale à prendre en compte pour le calcul du moment de torsion est donnée par :
$e_{xd} = e_x \pm 0.05Lx$ pour un séisme agissant dans la direction Y
$e_{yd} = e_y \pm 0.05Ly$ pour un séisme agissant dans la direction X

Les Moment de torsion correspondant sont donnés par les expressions suivantes :
$C_{nx} = e_{xd} F_{nx}$
$C_{ny} = e_{yd} F_{ny}$

Les efforts tranchants repris par les murs de contreventement dans une direction donnée X ou Y sont donnés par les expressions suivantes :

- **Séisme agissant dans la direction X et Y**

$$T_{ix} = \frac{I_{xi}}{\sum_k I_{xk}} F_{nx} + \frac{r_{yi} I_{xi}}{\sum_k r_{yk}^2 I_{xk}} C_{nx}$$

$$T_{iy} = \frac{I_{yi}}{\sum_k I_{yk}} F_{ny} + \frac{r_{xi} I_{yi}}{\sum_k r_{xk}^2 I_{yk}} C_{ny}$$

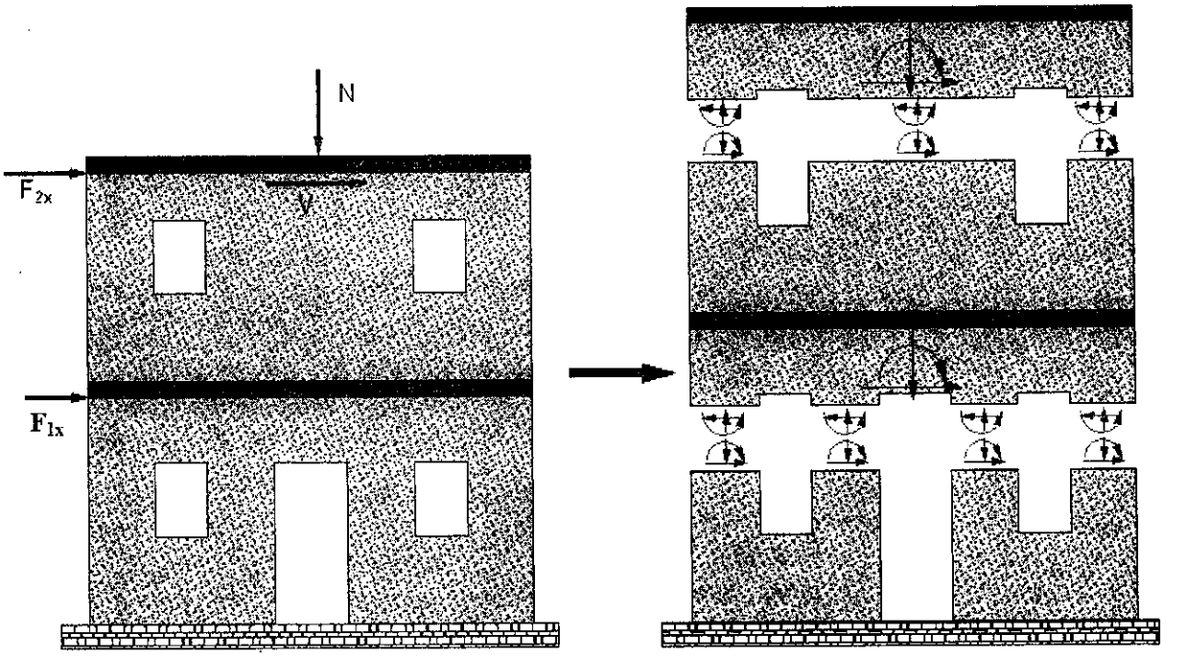
Ou r_{xk} et r_{yk} sont les coordonnées du mur (k) compté par rapport au centre de torsion CT.

L'effort de cisaillement de torsion du au moment C_{ny} ou C_{nx} qui s'oppose à celui du à l'effort sismique F_{ny} ou F_{nx} est négligé.

5) Murs présentant des ouvertures

La résistance d'un mur soumis à l'effet combiné de l'effort normal, effort horizontal sismique et le moment fléchissant est déterminée sur la base des caractéristiques de toute la section du mur. En cas ou le mur présente des ouvertures (portes et fenêtres) régulièrement espacées en hauteur et en longueur, le mur est considéré constitués de murs élémentaires Les actions latérales sismiques appliquées à un mur au niveau de

chaque plancher ou toiture sont réparties sur les murs élémentaires constitutifs en utilisant les mêmes principes que ceux utilisés pour les murs en maçonnerie conventionnelle non armée et présentant des ouvertures.



Mur présentant des ouvertures et soumis à l'effet combiné de l'effort sismique et de l'effort normal éventuellement excentré longitudinalement

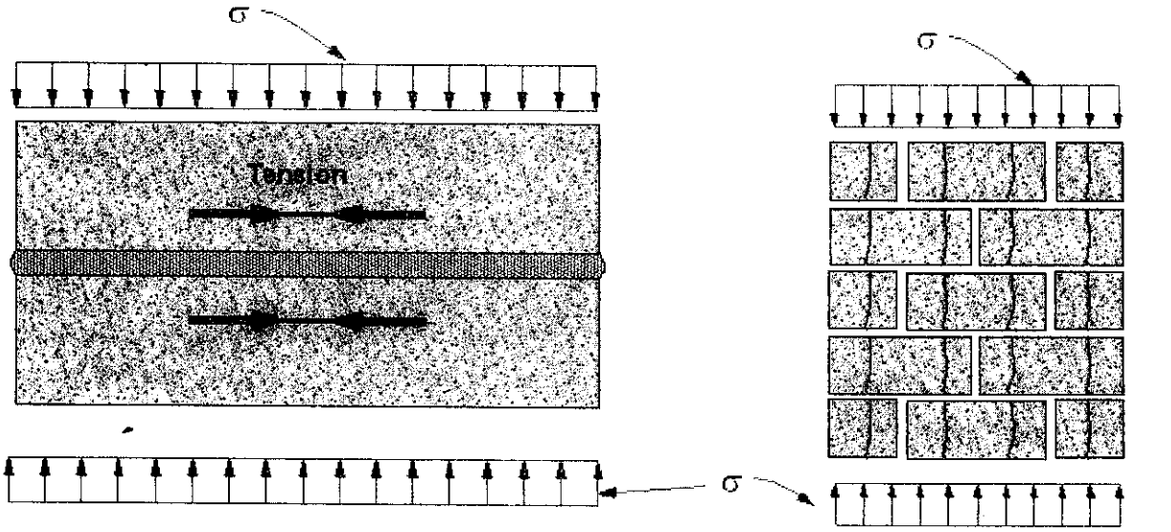
Modèle de calcul pour la distribution des efforts globaux sur les murs élémentaires constitutifs

Fig.21. Modèle de répartition des efforts sismiques

6) Etude de stabilité des murs en terre.

1. *Murs en terre soumis aux charges verticales centrées latéralement*

Le mode de rupture des murs en terre soumis aux charges verticales réparties et centrées se traduit par une fissuration verticale. Ceci est du au fait que la déformation latérale du mortier de joint horizontal de la maçonnerie d'adobe est plus grande que celle des briques. Ce ci est encore vrai pour la maçonnerie de pisé car la déformation latérale des blocs est beaucoup plus importante que celle dans la direction du compactage du pisé. La brique est soumise à des contraintes de traction latérales. Donc la résistance à la compression de la maçonnerie est limitée par la résistance à la traction des blocs ou briques. Ainsi, la résistance à la compression de la maçonnerie dépend de la résistance à la traction des blocs ou briques, de la résistance à la compression des joints (plus la résistance est grande et moins la déformation transversale est faible).
NB: la déformation latérale du joint est parfois utile pour accommoder sans fissuration la possibilité de tassement différentiel des murs.



Rupture du mur en compression *Déformation transversale du joint*

Fig.22. Rupture de la maçonnerie par compression simple

La résistance de la maçonnerie dépend d'autres paramètres :

- ✓ *Appareillage de la maçonnerie: Un mur ayant une seule brique le long de son épaisseur est plus résistant que celui réalisé par deux briques le long de son épaisseur.*
- ✓ *L'épaisseur du joint qui doit être entre 10mmt 15mm.*
- ✓ *Le nombre de joints horizontaux le long de la hauteur du mur. Les grandes briques sont meilleurs que les petites.*
- ✓ *Les joints doivent être bien remplis pour constituer une bonne assise pour les briques (attention au retrait excessive des mortiers).*

2. Murs en terre soumis aux charges verticales excentrées latéralement

Les charges verticales réparties sont généralement excentrées latéralement. En effet, les efforts de compression transmis en tête des murs par les planchers ou toitures ne sont jamais centrés (défauts de réalisation et de rectitudes les charges transmises par les planchers adjacents ne sont pas symétriques, etc.).

La charge transmise au mur par un des planchers ou toitures adjacentes est considérée appliquée à une excentricité égale à t/3 de la surface d'impact de la charge. L'excentricité résultante latérale de l'effort de compression vertical est donnée par l'expression suivante :

- ✓ **Excentricités en tête et pied du mur**

$$e_i = \frac{M_i}{N_i} + e_{hi} + e_a \geq 0{,}05t$$

M_i : Moment de flexion en tête ou pieds du mu du aux excentrements des charges verticales représentées par l'effort verticale Ni

e_{hi} : Excentricité en tête ou en pied du mur due aux charges transversales (vent ou séisme)

e_a : **Excentricité accidentelle pour tenir compte des incertitudes et la non rectitude du mur:** $e_a = \frac{h_{eff}}{450}$; h_{eff} **est la hauteur effective du mur.**

La hauteur effective d'un mur porteur dépend de ses conditions de liaison et d'appuis sur ses bords.

Pour le cas de combinaison de charge la plus défavorable l'excentricité effective équivalente ne doit pas dépasser (t/6), t épaisseur du mur

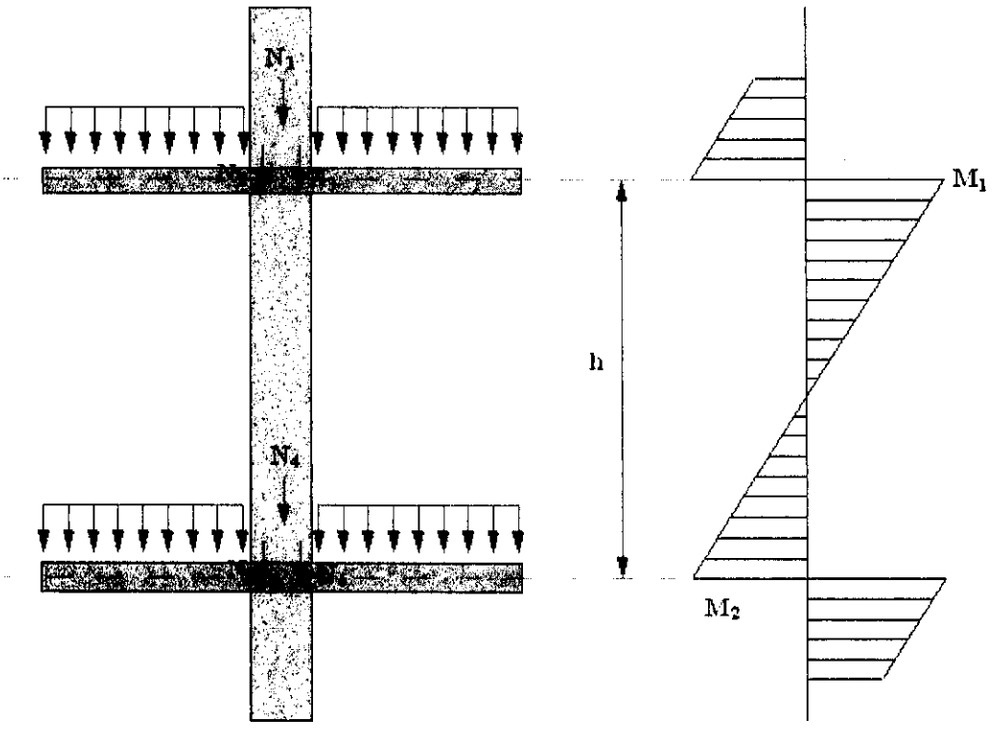


Fig.23. Mur soumis à la flexion composée verticale

a. Elancement des éléments verticaux (murs et piliers)

L'élancement d'un mur donnée par :

$$S_r = \frac{a_v h}{t}$$

Avec :

a_v = **0,75 Si le mur est appuyé latéralement et encastré en tête et à la base**

0.85 Si le mur est appuyé latéralement aux deux extrémités et encastré en tête ou en bas du mur

1.00 Si le mur est appuyé latéralement et rotule en tête et en pied du mur.

2.00 Si le mur est appuyé latéralement et encastré à sa base

h : hauteur du mur

t : épaisseur du mur considéré

b. Critère de résistance des murs en flexion verticale

L'effort ultime appliqué N* doit vérifier la condition de résistance suivante :

$N \leq k \, Ø \, N_u$:
N_u = fc . Am : Effort Normal résistant sans tenir compte de l'effet d'élancement
fc : résistance à la compression du mur en terre
Am : section du mur en terre
Ø : Coefficient de sécurité partiel sur le matériau.
Ø = 0.6 : Cas de compression simple
Ø = 0.8 : Cas de flexion
Ø = 0.7 : Cas de cisaillement
Ø = 1 en calcul sismique
Le facteur de réduction, k, dépend de l'élancement et de l'excentricité et est donné dans le tableau suivant :

Facteur de réduction (k) en fonction de l'élancement et l'excentricité.

Elancement (S_r)	Facteur de réduction (k)				
	Rapport (e/t)				
	<0.05 (Note 4)	0.1	0.20	0.30	0.33
6	1.00	0.78	0.56	0.38	0.32
8	0.94	0.73	0.54	0.34	0.29
10	0.88	0.67	0.49	0.31	0.25
12	0.82	0.62	0.45	0.27	0.22
14	0.76	0.56	0.40	0.23	0.18
16	0.70	0.51	0.35	0.20	0.15
18	0.64	0.45	0.31	0.16	0.11

NOTE-
(1) les valeurs de k pour (Sr) = 6, correspondent à la rupture par écrasement, les autres valeurs correspondent à la rupture par instabilité latérale.
(2) l'interpolation linéaire peut être utilisée pour les valeurs intermédiaires.
(3) e = est la grande excentricité en tête ou à la base du mur
(4) Les valeurs de k pour e/t = 0.05 sont applicables aux piliers seulement

3. Comportement en plan des murs sous l'effet sismique horizontal

Les modes de rupture des murs soumis aux charges verticales et horizontales sont de trois types et sont présentés dans le schéma suivant.

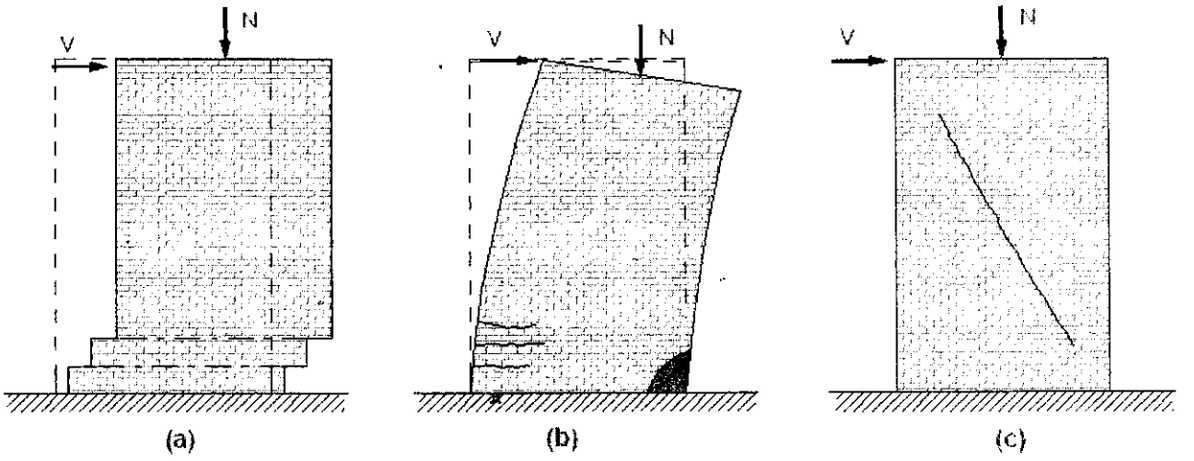


Fig.24. Modes de rupture d'un mur en terre s soumis un chargement dans le plan.
(a) Rupture par glissement
(b) Rupture de flexion
(c) Rupture par cisaillement

a) Rupture par glissement

Le mur subit un déplacement relatif le long d'un plan de faible résistance au cisaillement tels que le joint de mortier horizontal (adobe), le joint de reprise des banchées, les couches affaiblies par l'humidité, etc.

b) Rupture par flexion

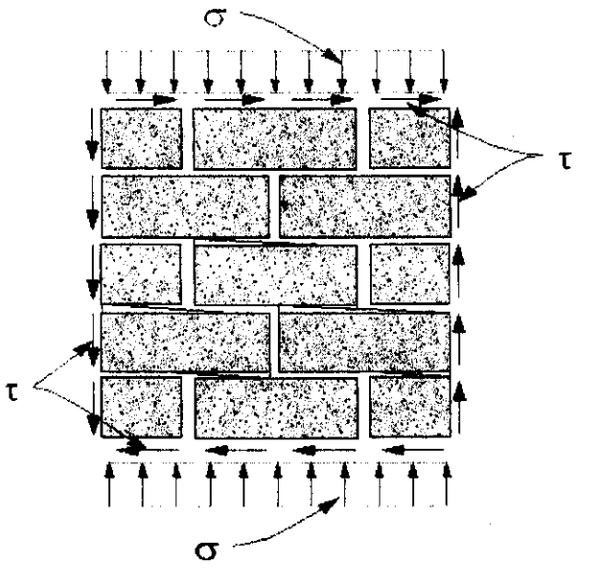
Le mur se comporte comme une poutre cantilever en flexion composée latérale. La charge verticale a tendance de stabiliser les zones tendues menacées par la fissuration horizontale des murs (résistance à la traction perpendiculaire au plan des joins horizontaux est dépassée). Il y'a aussi risque d'écrasement de la maçonnerie par compression excessive due à l'effet combiné des sollicitations verticales et horizontales.

c) Rupture par cisaillement

Globalement les contraintes de cisaillement agissent horizontalement et verticalement pour que l'équilibre des moments soit satisfait.

Cependant au niveau local les contraintes de cisaillement ne peuvent être transmises que horizontalement pour les raisons suivantes:

- ✓ *Les joints verticaux ne sont pas correctement remplis*
- ✓ *Le retrait du mortier du joint vertical réduit l'adhérence brique –mortier*
- ✓ *Les contraintes de compression latérales sont faibles et par conséquent le frottement est réduit.*
- ✓ *La surface de la brique en contact avec le joint vertical est généralement lisse.*



Par conséquent les contraintes de cisaillement agissent localement au niveau du bloc ou de la brique comme indiqué ci-dessous. Cette distribution de cisaillement exige une distribution des contraintes de compression non uniforme pour satisfaire l'équilibre de la brique ou le bloc.

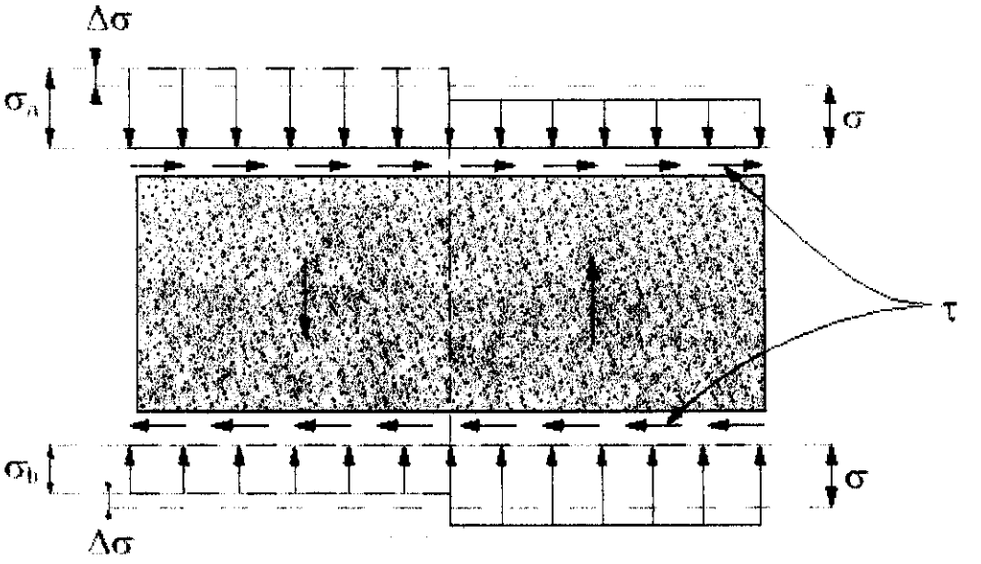


Fig.25. Effort au niveau de la brique d'adobe ou du bloc de pisé

Trois modes de rupture présentés dans la figure 24 peuvent se produire en fonction de l'importance des contraintes de compression verticales

- ✓ ***Faible contrainte de compression 6 : rupture au niveau de joint par perte de résistance au frottement (glissement au niveau des joints horizontaux)***
- ✓ ***Grandes contraintes de compression : rupture des unités due aux contraintes principales de traction.***
- ✓ ***Très grande contrainte de compression: rupture des unités par compression excessive due à 6a.***

4. Dimensionnement vis-à-vis du cisaillement des murs de contreventement

Les piliers en terre ne doivent pas être considérés pour reprendre les efforts sismiques.
Les actions agissantes sur un mur de contreventement sont indiquées dans la figure suivante.

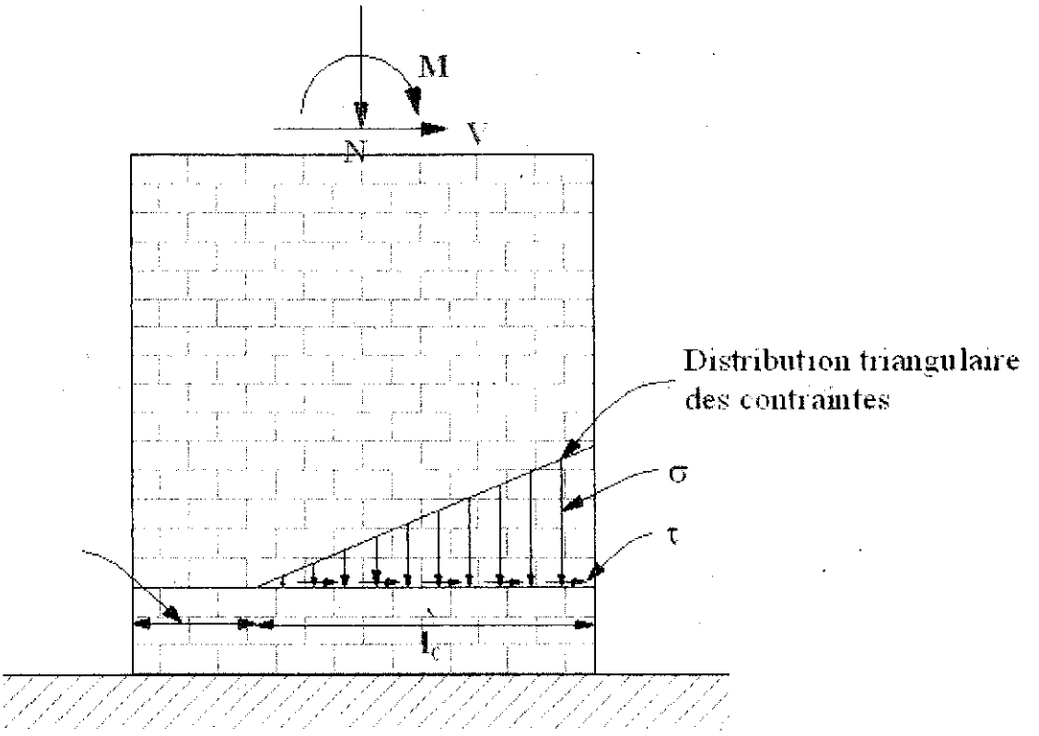


Fig.26. Mur en flexion composée (en plan)

La combinaison la plus défavorable de l'effort normal et l'effort tranchant est considérée, soit :

- **L'effort normal maximal par unité de longueur du mur, en considérant l'excentricité longitudinale du mur en flexion cantilever.**
- **L'effort tranchant maximal dans le mur combiné à l'effort normal minimal concomitant**
- **L'effort de cisaillement maximal au niveau des jonctions du mur avec murs latéraux**
- **Résistance au cisaillement des murs en terre**

La combinaison de charges à considérer vis-à-vis de la résistance au cisaillement est celle qui produit l'effort tranchant Maximal V^* et le minimum effort normal de compression N^*.

Critère de résistance au cisaillement des murs en terre

L'effort tranchant ultime du mur soumis aux efforts sismiques horizontaux doit satisfaire les deux conditions suivantes :

$$V^* \leq \phi[f_{es} A_m + k_v \sigma_{min} A_m]$$

et $V^* \leq 5\phi f_{es} A_b$

f_{es} : **Résistance au cisaillement de la maçonnerie**

σ_{min} : **Contrainte de compression due à l'effort normal minimal concomitant**

A_{min} : **Section résistante du mur**

Ø : Coefficient partiel de sécurité sur le matériau.

Le facteur de cisaillement (k_v) **est donné par :**

- **Cas d'un dispositif qui affaiblit le frottement de Coulomb au niveau des joints horizontaux de la maçonnerie**

$k_v = 0$

- **Cas des lits horizontaux du mortier de jointement.**

$k_v = 0{,}30$

Il faut noter que certains dispositifs de transfert de contraintes de cisaillement peuvent être incorporés dans les murs au niveau des jonctions et des lits de mortier, pour améliorer la capacité de résistance au cisaillement d'un mur en terre.

5. Dimensionnement vis-à-vis des actions transversales sismiques.

Les murs en plus des charges appliquées en plan, sont soumis aux actions transversales dues au vent ou au séisme. Le comportement d'un mur vis-à-vis de ces actions transversales est celui d'une plaque appuyée sur ses bords. Sa résistance latérale dépend de ses conditions d'appuis de sa géométrie et des résistances à la traction par flexion de la maçonnerie. Les réactions au niveau des appuis sont considérées uniformes le long de chaque appui. L'appui est assuré soit par le biais, d'attaches, de continuité de la maçonnerie en hauteur et en longueur, ou par des chaînages au niveau des planchers ou toitures.

Sous l'effet des charges latérales le mur subit une flexion verticale et une flexion latérale. En tenant compte des charges verticales appliquées au mur, ce dernier est en flexion composée verticale et en flexion simple latérale.

1. Flexion horizontale des murs

Le dimensionnement d'un mur en terre vis-à-vis de la flexion horizontale générée par les efforts transversaux du vent ou du séisme est fait selon le critère de résistance à la flexion horizontale suivant :

Le moment de flexion horizontale ultime maximale (M_u) **du aux actions transversales doit satisfaire la relation suivante :**

$$M_u \leq M_{rh}$$

Où

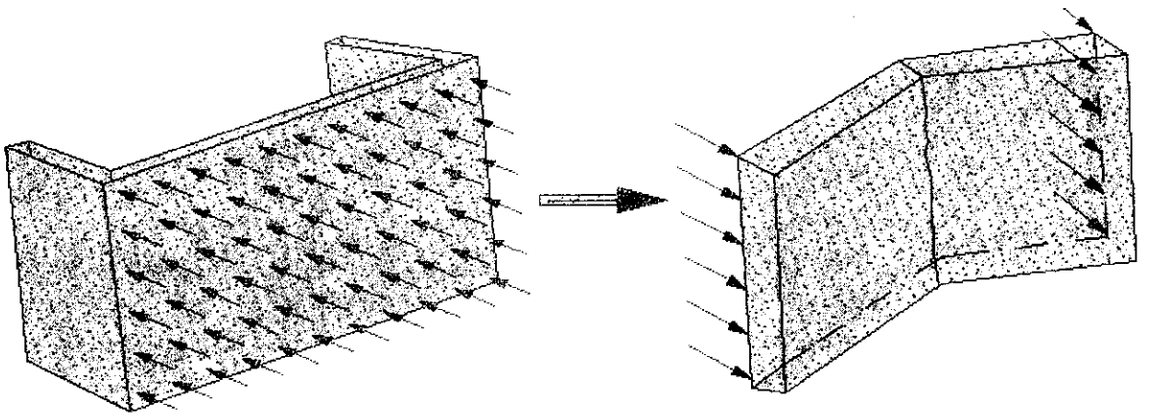
$M_{rh} = 0.40\phi f_{et} Z_u$ **Pour un mur en adobe**

$M_{rh} = \phi f_{et} Z_u$ **Pour un mur en pisé ou en bauge**

Z_u **: Module latéral de la section brute du mur.**

f_{et} **: Résistance à la traction par flexion du mur**

ϕ **: Coefficient de sécurité partiel sur les matériaux;**



Flexion latérale d'un mur soumis au séisme

Fig.27. Flexion latérale d'un mur soumis au séisme

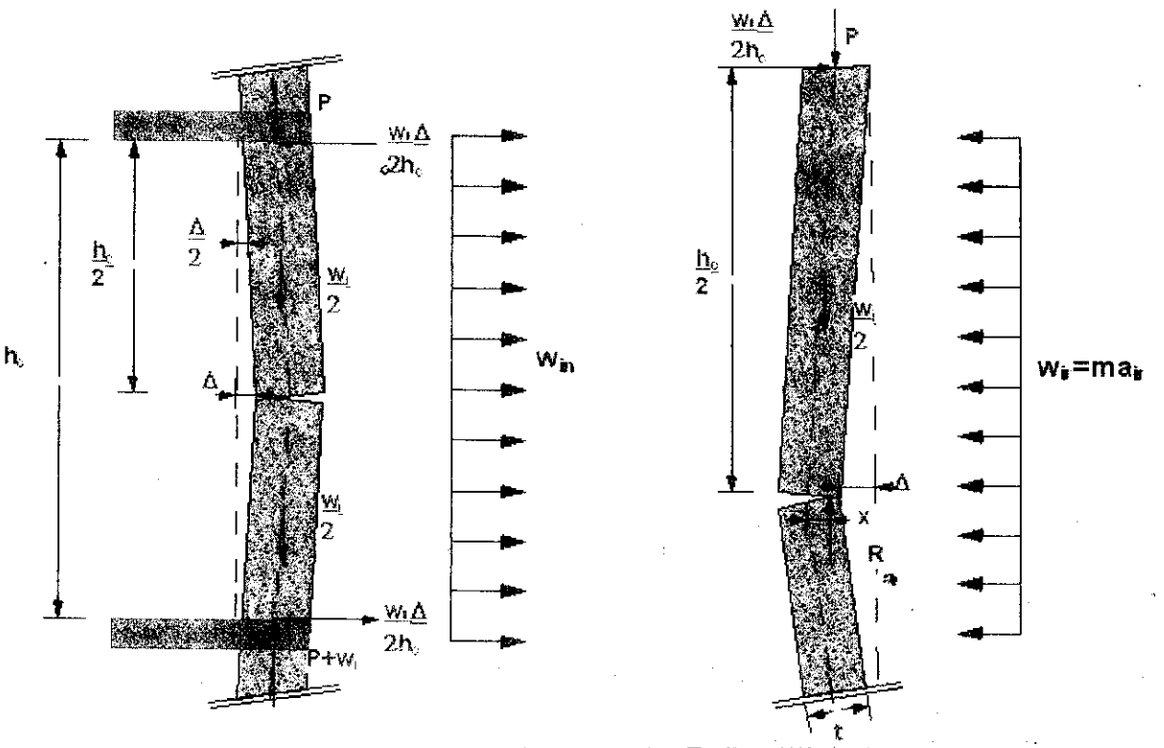
2 Flexion verticale des murs sous charges sismiques transversales

Le dimensionnement d'un mur vis-à-vis de la flexion verticale due aux actions transversales du séisme (hors plan du mur) est fait selon la méthode suivante :

La méthode consiste à calculer la réponse en accélération en fonction du déplacement du mur pour les différents états de contraintes de la section transversale à mi hauteur du mur, allant de l'état initial (sans application de charges transversales) jusqu'à l'état limite ultime.

A) Hypothèses de calcul

- **La rupture du mur se produit par fissuration latérale à mi-hauteur du mur.**
- **Le mur est latéralement bloqué par ses attaches (tête et base), entre les chaînages supérieurs et inférieurs du mur en question et les planchers ou toiture.**
- **A l'état limite de résistance à la compression, le diagramme des contraintes est rectangulaire ayant pour valeur maximale 0.85 fc**
- **Pour des sollicitations inférieures à celle de l'état limite ultime, le diagramme des contraintes est linéaire**
- **Les réactions verticales en tête et à la base du mur sont centrées et appliquées au niveau du plan moyen du mur.**
- **Le schéma du modèle de calcul est présenté ci dessous.**



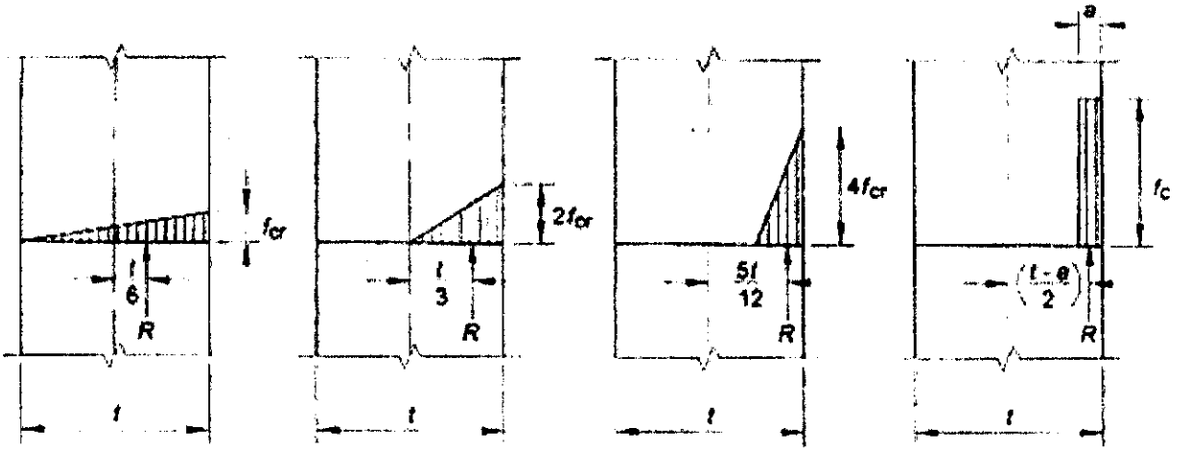
(A) Actions appliquées au mur

(B) Equilibre du moment à mi portée du mur

Fig.28. Schéma du modèle de calcul

B) Etapes à suivre :

a) **Les points de calcul de l'accélération en fonction du déplacement sont :**
b) **Début de fissuration : contrainte de compression nulle à l'une des faces du mur, figure 29. A.**
c) **La moitié de la section transversale fissurée (contrainte de compression nulle au niveau du plan moyen), figure 29.B.**
d) **Les ¾ de la section transversale est fissurée, la contrainte de compression est nulle au ¾ de l'épaisseur du mur, figure 29.C.**
e) **A l'état limite ultime, caractérisé par un diagramme de compression rectangulaire uniforme de contrainte ultime de compression 0.85 $f_{c.}$, Figure 29. D**
f) **Avant chargement (zéro déplacement et zéro accélération)**



(A) début de fissuration (B) Moitié de la section fissurée (C) ¾ de la section fissurée (D) Etat limite ultime de résistance

Fig. 29. Distribution des contraintes de compression pour différentes états de déformées

a) **Calcul de l'effort normal P appliqué en tête du mur en question ainsi que son poids propre W.**

b) **Calcul de la réaction d'appui à mi hauteur**

$$R=\left(1-\frac{2}{3}C\right)\left(P+\frac{1}{2}W\right)$$ **; C : Coefficient sismique**

c) **Calcul de l'accélération de fissuration du mur à mi hauteur**

$$M_{cr}=\frac{Rt}{6}\ \textbf{(kN.m/m)}$$

$$W_{cr}=\frac{8M_{cr}}{h^2}\ \textbf{(kN/m)}$$

$$\Delta_{cr}=\frac{5}{384}\frac{W_{cr}h^4}{E_eI}\ \textbf{(mm)}$$

. Avec

$$I=\frac{t^3}{12}$$

L'accélération causant la fissuration sera donnée par :

$$\mathbf{a}_{cr}=\frac{8R}{h^2\gamma t}\left(\frac{\mathbf{t}}{\mathbf{6}}-\Delta_{cr}\right)\ \textbf{(g)}$$

d) **Calcul de l'accélération causant la fissuration à mi épaisseur du mur**

$$M_{1/2} = 2M_{cr} \quad \textbf{(kN.m/m)}$$

$$W_{1/2} = \frac{16M_{cr}}{h^2} \quad \textbf{(kN/m)}$$

$$\Delta_{1/2} = \frac{16M_{cr}}{h^2} \quad \textbf{(mm)}$$

$$\mathbf{a}_{1/2} = \frac{8R}{h^2\gamma t}\left(\frac{t}{3} - \Delta_{1/2}\right) \quad \textbf{(g)}$$

e) Calcul de l'accélération causant la fissuration au ¾ de la section du mur

$$M_{3/4} = 2{,}5\,M_{cr} \quad \textbf{(kN.m/m)}$$

$$W_{3/4} = \frac{20M_{cr}}{h^2} \quad \textbf{(kN/m)}$$

$$\Delta_{3/4} = 16\Delta_{cr} \quad \textbf{(mm)}$$

$$\mathbf{a}_{3/4} = \frac{8R}{h^2\gamma t}\left(\frac{5t}{12} - \Delta_{3/4}\right) \quad \textbf{(g)}$$

f) Calcul du Moment ultime

$$M_u = R\left(\frac{t}{2} - \frac{\mathbf{a}}{2}\right) \quad \textbf{(kN.m/m)}$$

Avec

$$\mathbf{a} = \frac{R}{0.85 f_e} \quad \textbf{(kN/m)}$$

$$W_u = 0$$

$$\Delta_u = \frac{t}{2} - \frac{\mathbf{a}}{2} \quad \textbf{(mm)}$$

$$\mathbf{a}_u = 0$$

g) Tracer la courbe $\mathrm{a} = f(\Delta)$

h) Calculer l'aire A_1 de la courbe tracée en unité (mm x g unité)

i) Calculer la réponse en accélération qui induit la rupture du mur.

$$\mathbf{a}_e = \phi\sqrt{2k_{cr}A_1} \quad \textbf{(g)}$$

Avec

$$\mathbf{k}_{cr} = \mathbf{a}_{cr} / \Delta_{cr}$$

Rigidité initiale du mur

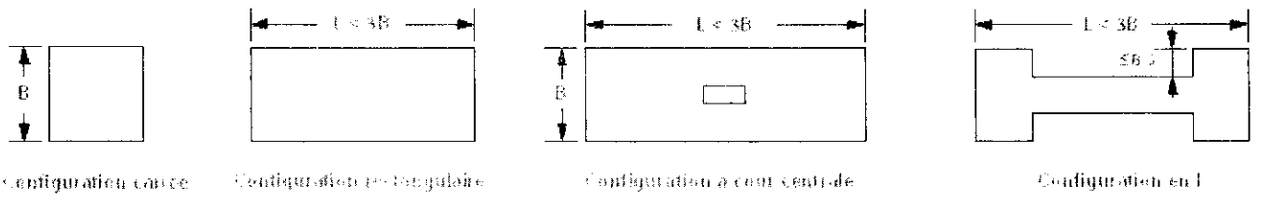
3) **Le critère de résistance du mur vis-à-vis de la flexion verticale due aux actions sismiques transversales est donné par :**

$a_e > C$

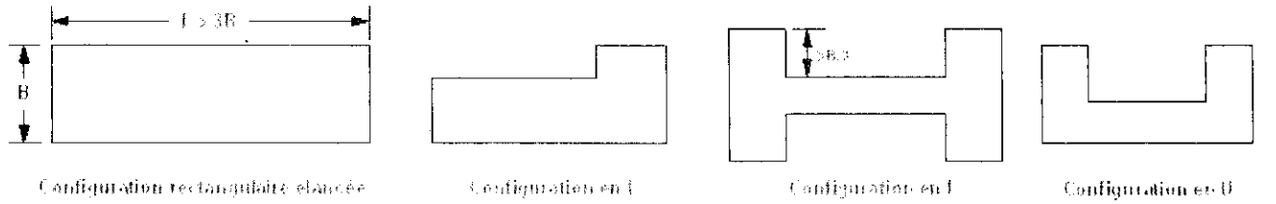
VIII. PRESCRIPTIONS GENERARALES

1. Configuration en plan et en élévation

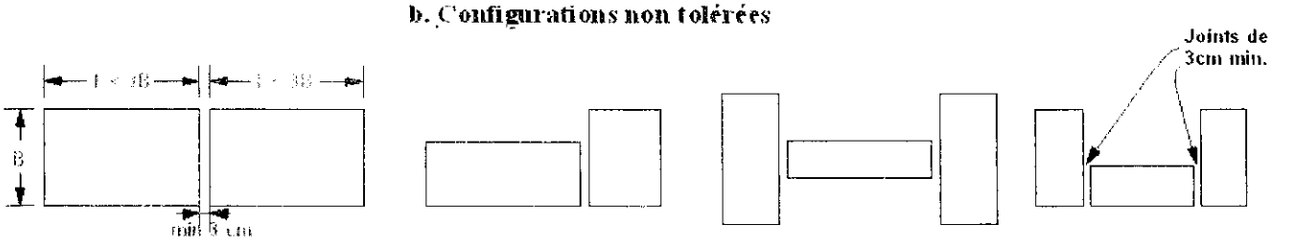
- **La configuration en plan des constructions en terre doit présenter une forme simple et symétrique, voir figure 30-a. En cas de configuration en plan complexe, voir figure 30-b, il y'a nécessité de fractionner la construction en blocs adjacents symétriques et réguliers, séparés par des joints d'ouverture minimale de 5cm à partir du niveau de soubassement, voir figure 30-c. Ces joints étanchés sont remplis de matériaux très déformables de type paille ou équivalent permettant le déplacement horizontal en cas de secousse sismique.**



a. Configurations symétriques tolérées



b. Configurations non tolérées



c. Fractionnement en blocs

Fig.30. configuration en plan d'une construction en maçonnerie.

- **La structure de contreventement doit être constituée d'un réseau de murs orthogonaux répartis de manière à réduire au maximum l'effet de la torsion. Un minimum de deux murs parallèles dans chaque direction. Les murs doivent être continus le long de la hauteur de la construction.**
- **Un chaînage en BA ou équivalent doit être placé au niveau de chaque plancher et toiture.**

- **La longueur de chaque mur est au moins 30% de la longueur parallèle de la construction**

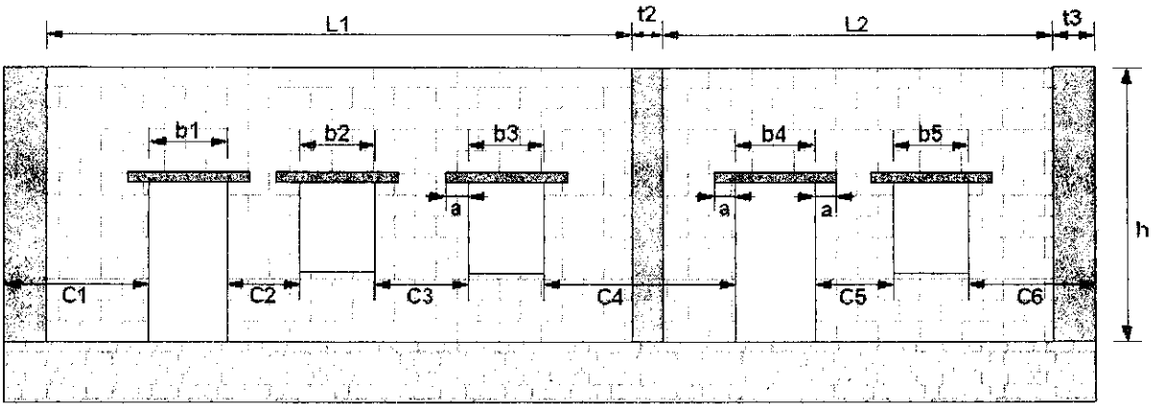
2. **Sites d'implantation des constructions en terre**

- **Il faut s'assurer que le site d'implantation de la nouvelle construction n'est pas traversé par une faille reconnue active (mouvements différentiels en surface). Au cas ou une faille serait reconnue active il n'est pas permis ni de construire sur la faille ni dans une bande de 200m de largeur de part et d'autre de son tracé.**
- **Il n'est pas permis de construire sur un versant présentant un risque d'instabilité par glissement.**
- **Les constructions en terre sont recommandées sur des sites présentant des pentes maximales de 35% (inclinaison inférieure à 20°) qui ne présentent pas d'effet d'amplification topographique important.**
- **Les constructions en terre construites sur des sites présentant des pentes supérieures à 35% doivent être réalisées en blocs disposés en terrasses. Les constructions sur un site en pente, réalisée en un seul bloc ayant les fondations situées à différents niveaux ne sont pas tolérées dans les zones sismiques 4, 3 et 2.**

- **La construction en terre ne doit pas être fondée sur un sol sableux et lâche, sols argileux mou ou gonflants, sols meubles ou mal compactés, sols marécageux et instables**
- **Les constructions en terre ne doivent pas être érigées sur des sites exposés aux inondations, au glissement de terrain ou présentant des sols géologiquement instables.**

3. **Murs et ouvertures**

- **Epaisseur minimale des murs porteurs : 0,4 m**
- **Epaisseur minimale des murs cloisons : 20cm**
- **La largeur d'une ouverture ne doit pas être supérieure à 1,2 m (fenêtre ou porte)**
- **La distance entre un angle extérieur et une ouverture ne sera pas inférieure à 1.2 m**
- **La somme totale des largeurs des ouvertures d'un mur ne doit pas excéder 40% de la longueur totale du mur en zone sismique 1**
- **La longueur d'appui des linteaux (ancrage des linteaux) dans chaque coté de l'ouverture ne doit pas être inférieure à 50 cm**
- **la longueur du mur entre deux murs successifs qui lui sont orthogonal ne doit pas être supérieur à 10 fois l'épaisseur du mur ni supérieur à $64t^2/h$, avec h est la hauteur, t est l'épaisseur du mur.**
- **Une configuration adéquate est montrée sur la figure suivante :**



a ≥ 0,50 m , b1, b2, b3, b4, b5 ≤ 1,2 m , C1, C2, C3, C4, C5, C6 ≥ 1,2 m

Fig.31 : Taille est emplacement des ouvertures dans un mur en terre

Il est très recommandé d'utiliser une disposition symétrique des ouvertures dans un mur.

IX. TECHNIQUES DE RENFORCEMENT

Cette section définit les exigences générales minimales de renforcement des murs.
En cas d'études spécifiques d'ingénierie, les types et détails de renforcement sont justifiés en utilisant les approches similaires à celles de la maçonnerie conventionnelle non armée.

Le renforcement a pour objectif d'améliorer la ductilité et la stabilité locale et globale de la construction en terre à travers un choix judicieux d'éléments et de dispositifs de renforcement. Ce renforcement concerne des jonctions des murs, les angles des ouvertures, les liaisons entre les murs et les planchers ou toitures, les liaisons entre les murs et fondations et les sections courantes des murs.

Il faut noter que le système de renforcement est conçu pour réduire le risque sismique des constructions en terre dus aux types de dommages décris à la section V.

Les types de renforcements les plus utilisés et les plus économiques, et qui ont été jugés performants lors des événements sismiques sont présentés ci-dessous, moyennant des adaptations aux typologies structurales et architecturales nationales. Les éléments de renforcement sont en bois, cannes, roseaux ou fibres végétales ou métalliques de type barre d'armature ou grillage en fils galvanisés, plastiques ou matériaux similaires.

L'adhérence et le scellement des éléments de renforcement sont choisis et conçus pour assurer le transfert d'efforts entre les éléments concernés.

Le tableau suivant définit le type et l'importance de renforcement en fonction des élancements géométriques $\left(\lambda = \frac{t}{h}\right)$ **des murs :**

Type de renforcement d'un mur en fonction de son élancement

Elancement du mur λ	Renforcements exigés
$\lambda \leq 6$	Chaînages
$6 < \lambda < 8$	chaînages + éléments de renforcement horizontaux et verticaux aux jonctions des murs.
$8 < \lambda < 9$	chaînages + éléments de renforcement horizontaux et verticaux dans tout le mur

Dans certains cas spéciaux, λ peut être supérieure à 9 mais doit être inférieure à 12, pourvu qu'une étude technique soit faite pour justifier les éléments de renforcement assurant la stabilité de la structure

9.1. Renforcement vertical

1) Contrefort

Lorsqu'un mur présente une grande longueur, il doit être impérativement renforcé par des raidisseurs verticaux pour respecter la portée maximale à ne pas dépasser entre appuis. Le renforcement par contrefort se prête bien pour les murs périphériques et les murs de clôture. L'appareillage des briques ou des banchées doit être bien réalisé pour que la jonction entre le contrefort et le mur soit monolithique. Voir figure 32.

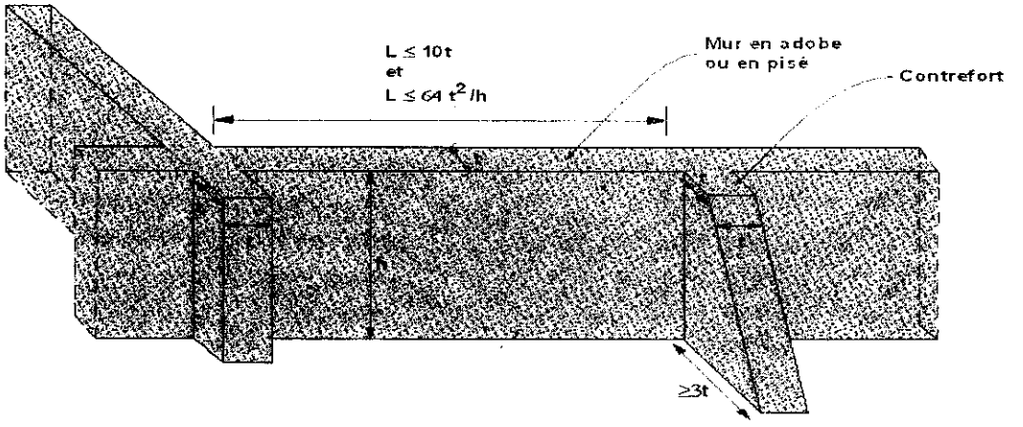


Fig.32. Longueur maximale d'un mur entre éléments de contreventement et/ou contrefort en terre

2) Raidisseur en béton armé, en maçonnerie ou en bois.

Le contrefort en terre peut être remplacé par un raidisseur vertical en béton armé avec armatures latérales enrobées d'un mortier à ciment et noyées dans le mur en terre. Les armatures d'attaches horizontales sont espacées verticalement tous les 4 brique, pour un mur en adobe ou chaque banchée pour un mur en pisé.

Le raidisseur vertical en béton armé peu être remplacé par une colonne réalisée en maçonnerie de briques de béton ou de pierres taillées et bien dressées. Cette colonne est noyée dans le mur avec des armatures latérales en acier disposées au niveau des lits de pose du mur en terre, et qui sont noyées dans un mortier à base de ciment.
Ces raidisseurs jouent le rôle de contreventement latéral des murs. La liaison en le raidisseur vertical et le mur doit être bien soignée. Ce raidisseur peut aussi être réalisé sous forme d'échelle verticale avec des bras latéraux en rondins de diamètre 10cm et de longueur minimale 80cm. Les rondins sont imprégnés d'une couche bitumineuse.

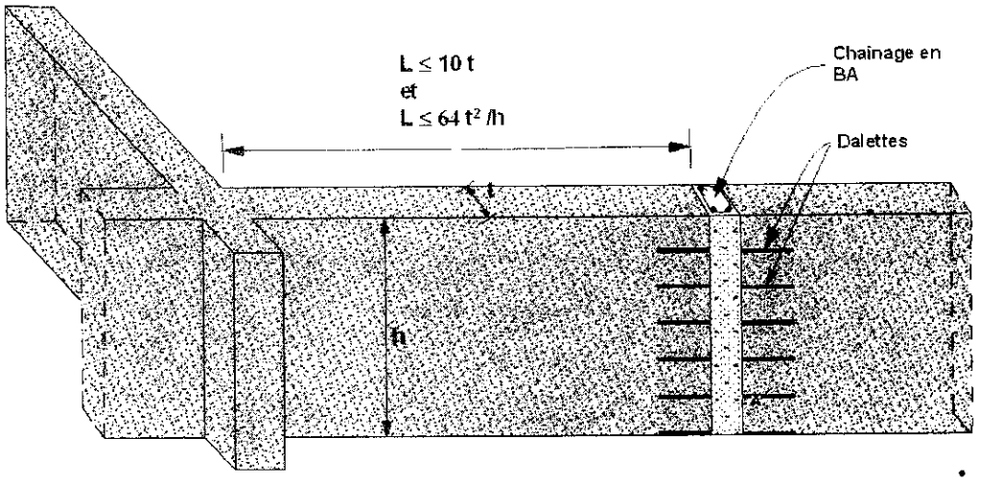


Fig.33. Raidisseur vertical en BA, maçonnerie conventionnelle ou en bois.

Caractéristiques minimales des raidisseurs verticaux des murs

(a) Raidisseur vertical en béton armé (15cm x épaisseur du mur)

- **Armatures longitudinales 4T10**
- **Armatures transversales T6 esp=15cm**
- **Armatures latérales d'attaches T8 avec longueur de scellement 60cm de chaque coté du raidisseur**

(b) Pilier en maçonnerie de briques pleines en béton ou en pierres taillées à mortiers de ciment ou de chaux (40cm x épaisseur du mur)

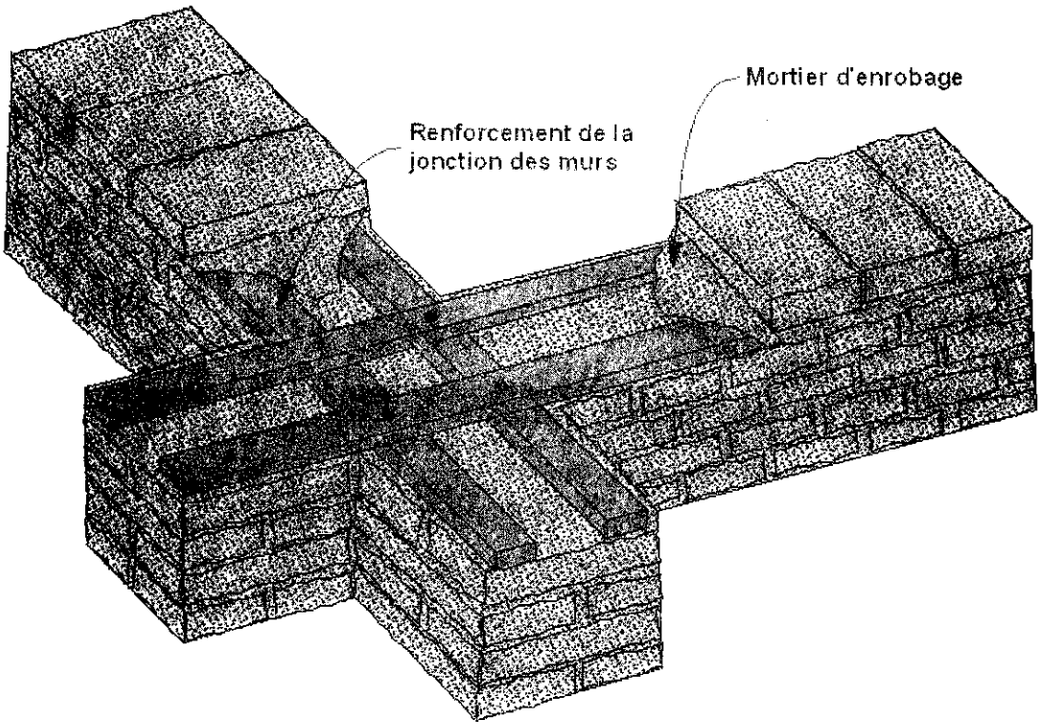
- **Armatures latérales d'attaches T8 avec longueur de scellement 60cm de chaque coté du pilier**

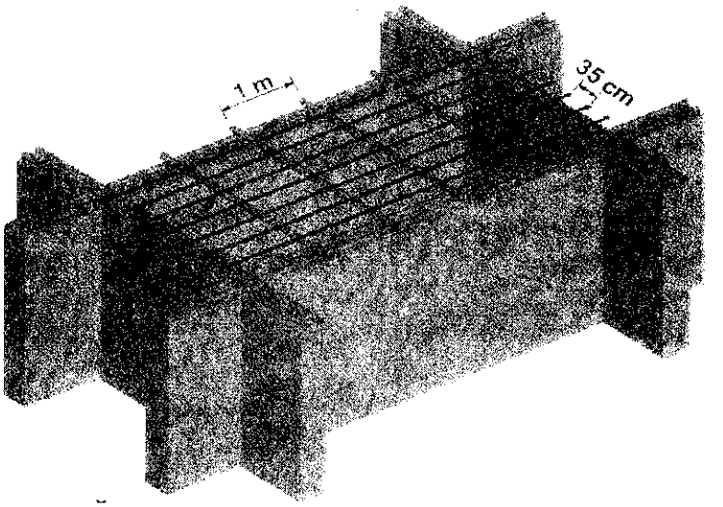
(c) Raidisseur en bois : Echelle en bois dont les montants sont des rondins de Diamètre 15cm ; les éléments horizontaux sont des rondins de diamètre 10cm, espacés tous les 30cm.

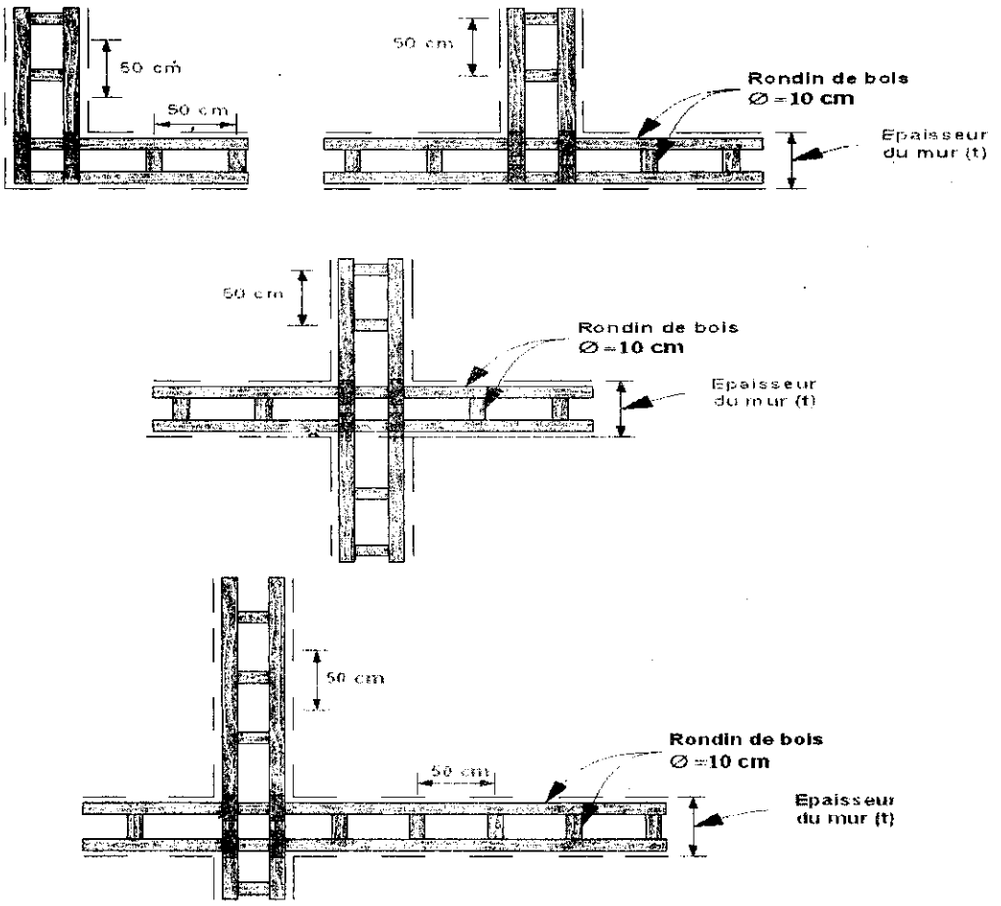
9.2. Renforcement horizontal

1) Renforcement en bois

Le système de renforcement horizontal peut être soit des planches ou rondins en bois placées horizontalement dans le mur tous les 4 lits e briques d'adobe ou de tournée de bauge ou au niveau de chaque joint de banchée. Ces éléments doivent être bien attachés entre eux le long des murs et aux jonctions entre les murs et contreforts.







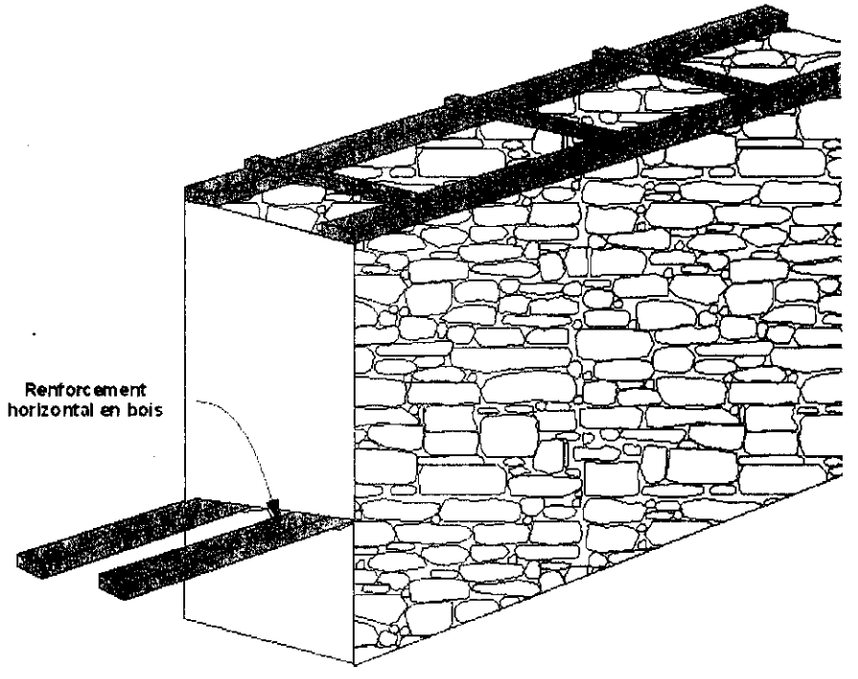


Fig.34. Renforcement horizontal

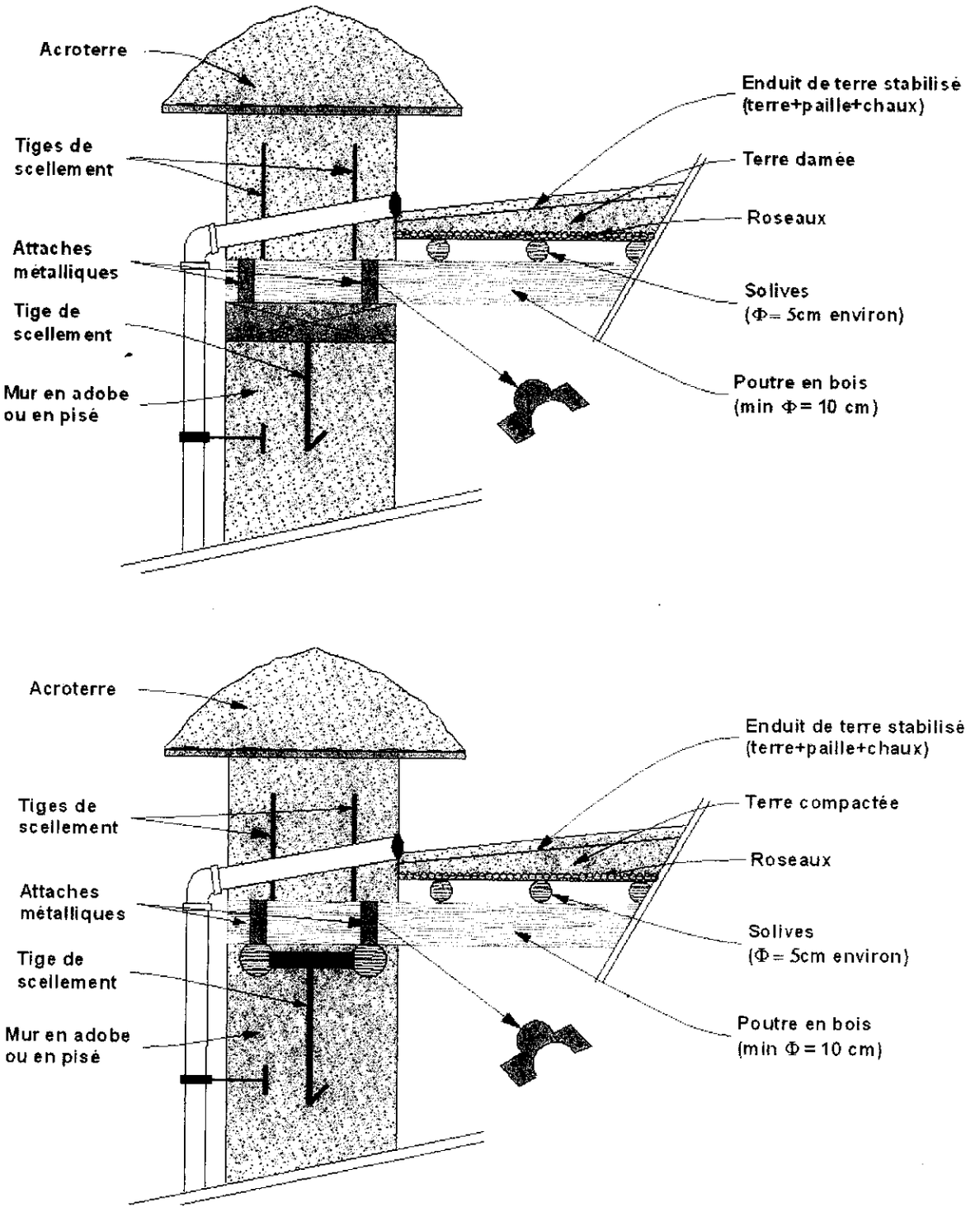


Fig. 35. Chaînage horizontal en bois ; Toiture traditionnelle et attaches mur – chaînage et plancher –chaînage

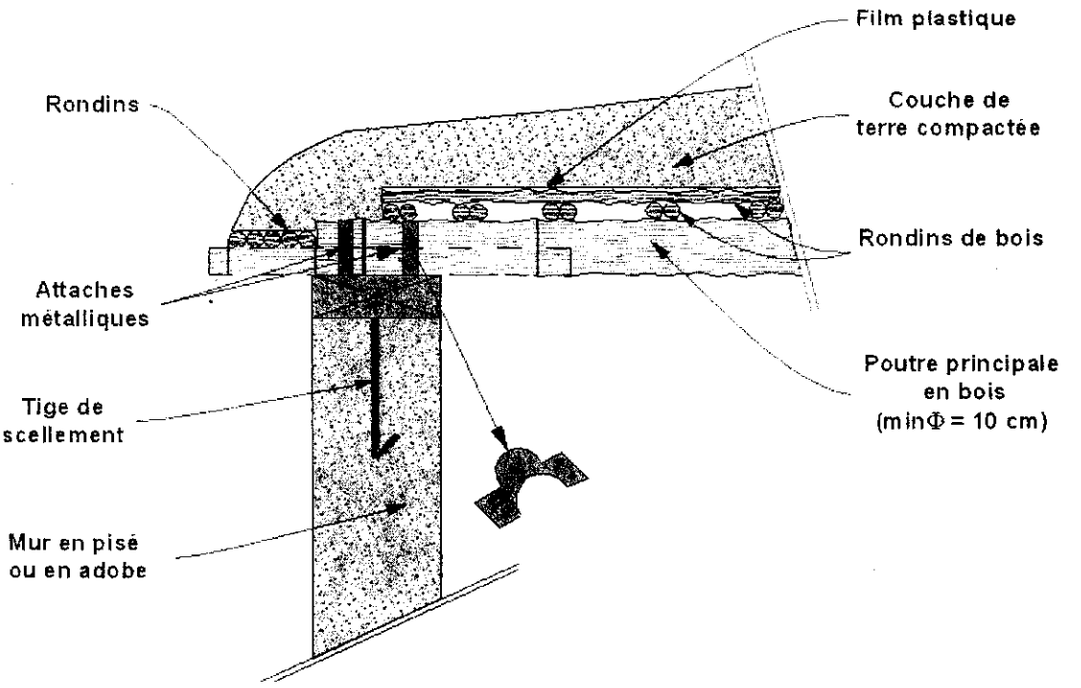


Fig. 36. Chaînage et dispositif d'attaches d'une toiture débordante

2) Renforcement en béton armé

Ce type de renforcement consiste à réaliser des chaînages horizontaux en béton armé similaires à celui de la maçonnerie classique. Ils doivent être bien liaisonnés aux murs pour assurer une compatibilité de déformation et éviter des déplacements horizontaux relatifs au niveau de l'interface entre le mur en terre et les chaînages.

Le chaînage au niveau du plancher et de la toiture est nécessaire et doit assurer une bonne liaison avec les murs porteurs et non porteurs

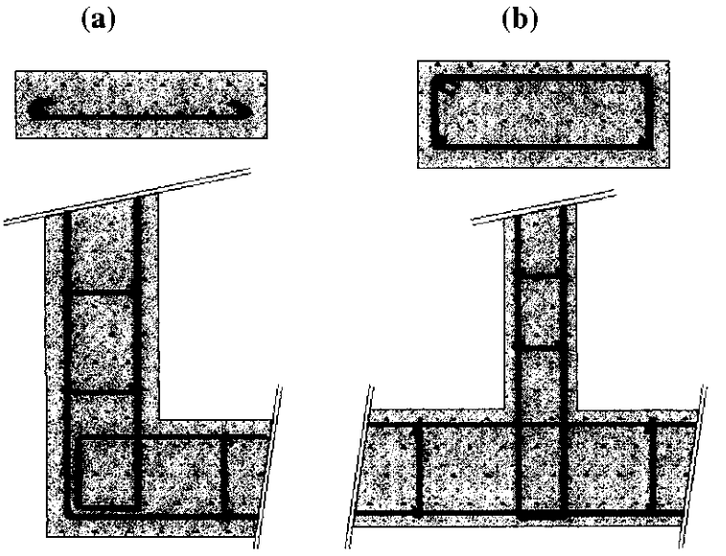


Fig.37. Chaînage horizontal en béton armé :

Armature minimale : (a) longitudinale 2T12 ; transversale T6 esp=15cm
(b) longitudinale 4T8 ; transversale T6 esp=15cm

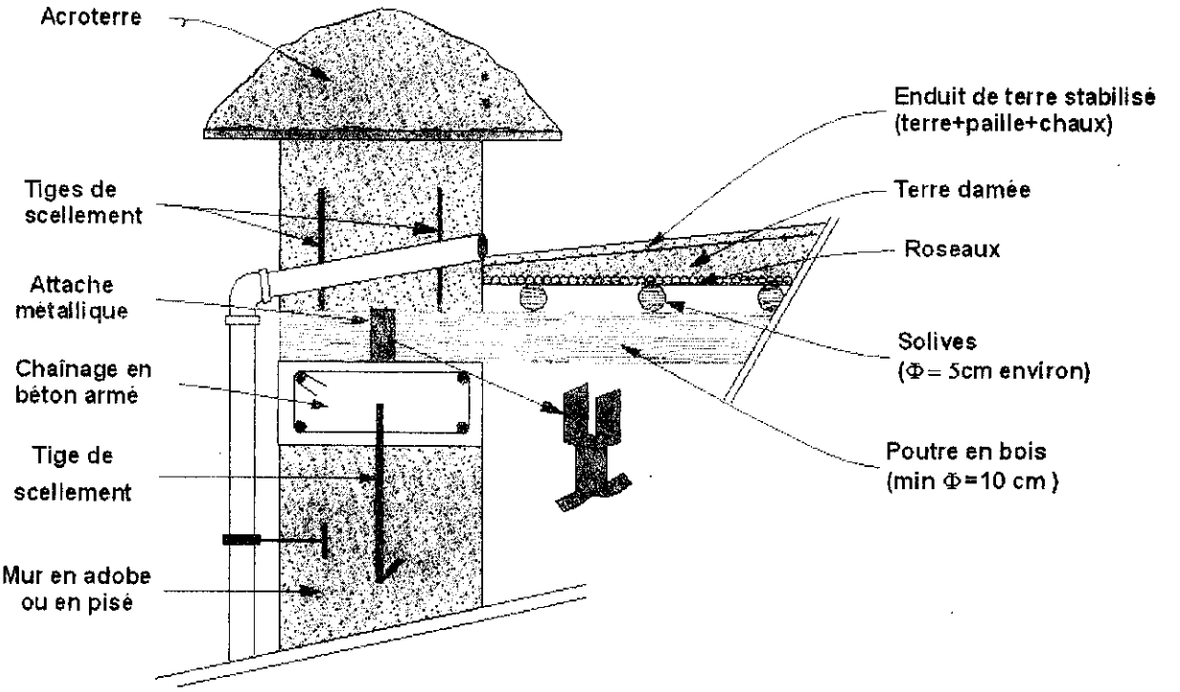


Fig.38. Chaînage horizontal en BA ; Toiture traditionnelle et attaches mur – chaînage et plancher –chaînage

NB : Les tiges de scellement sont des armatures minimales T10 scellées dans le chaînage horizontal et de part et d'autre du mur, de longueur 40cm. Ces tiges sont espacées horizontalement tous les 50cm. Ces armatures doivent être traitées contre la corrosion ou noyées dans un mortier riche en ciment.

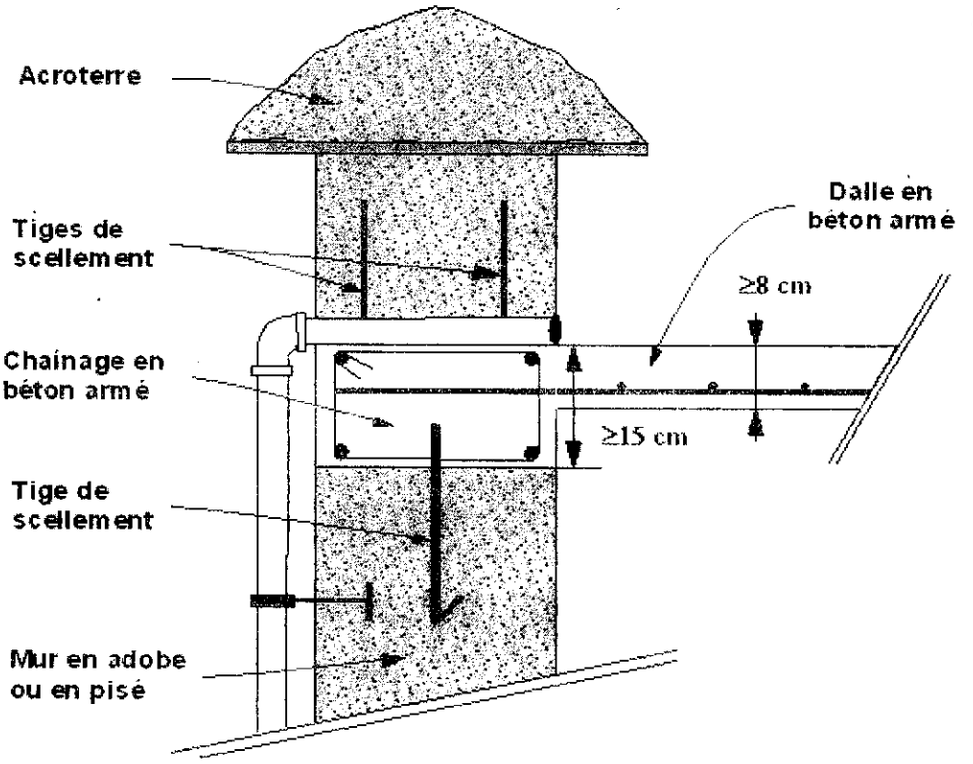


Fig.39. Chaînage horizontal en BA, toiture en BA attache mur – chaînage

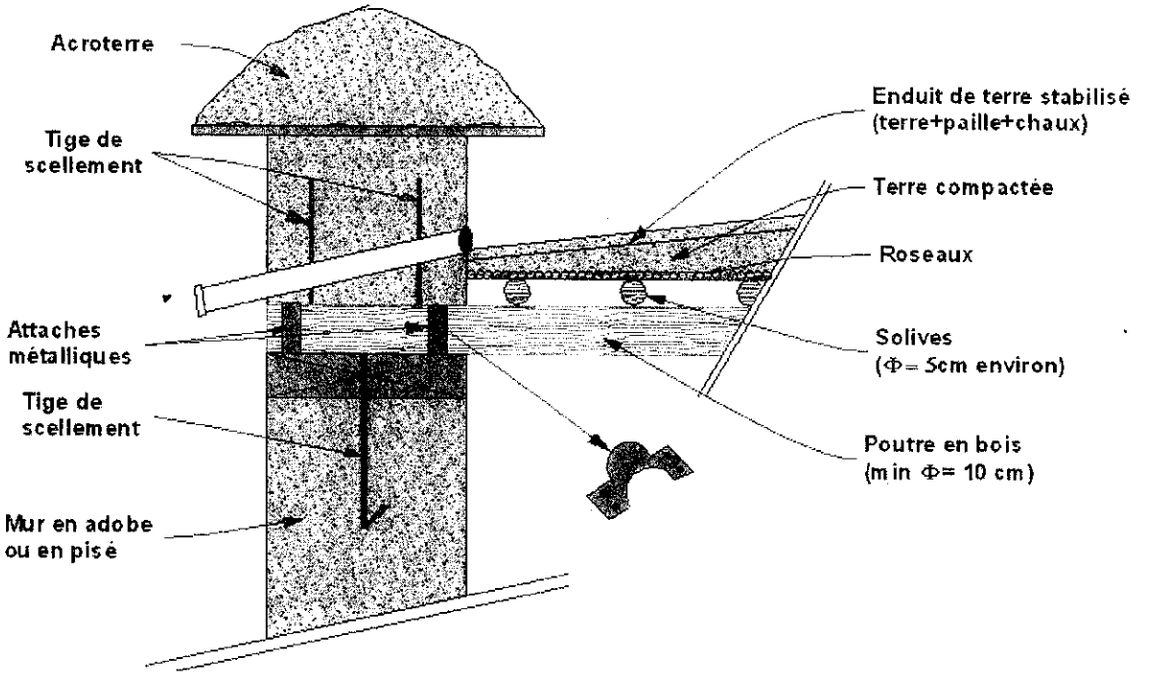


Fig.40. Chaînage horizontal en bois, toiture traditionnelle et attache mur – chaînage

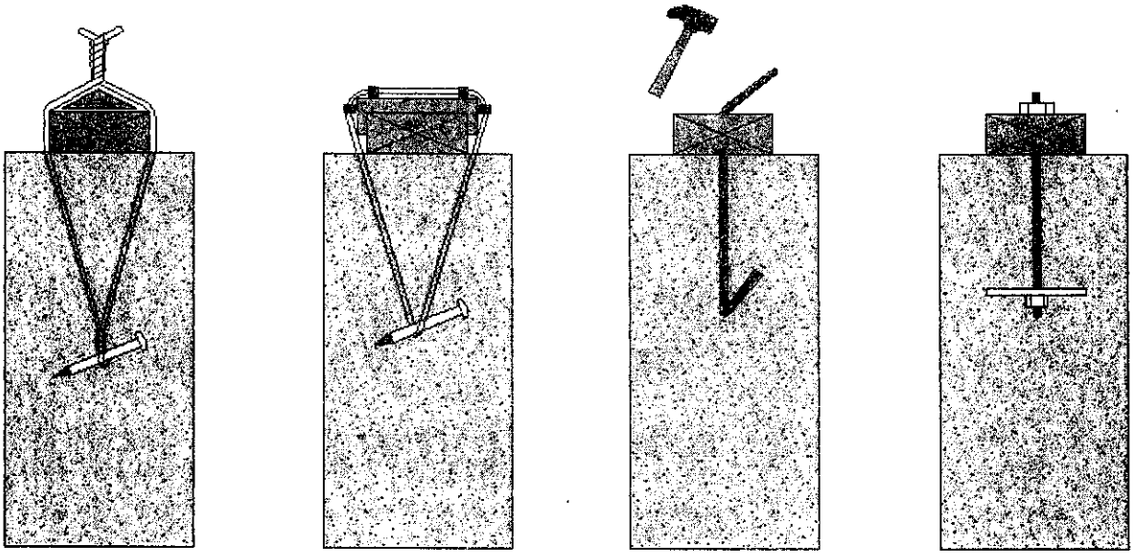
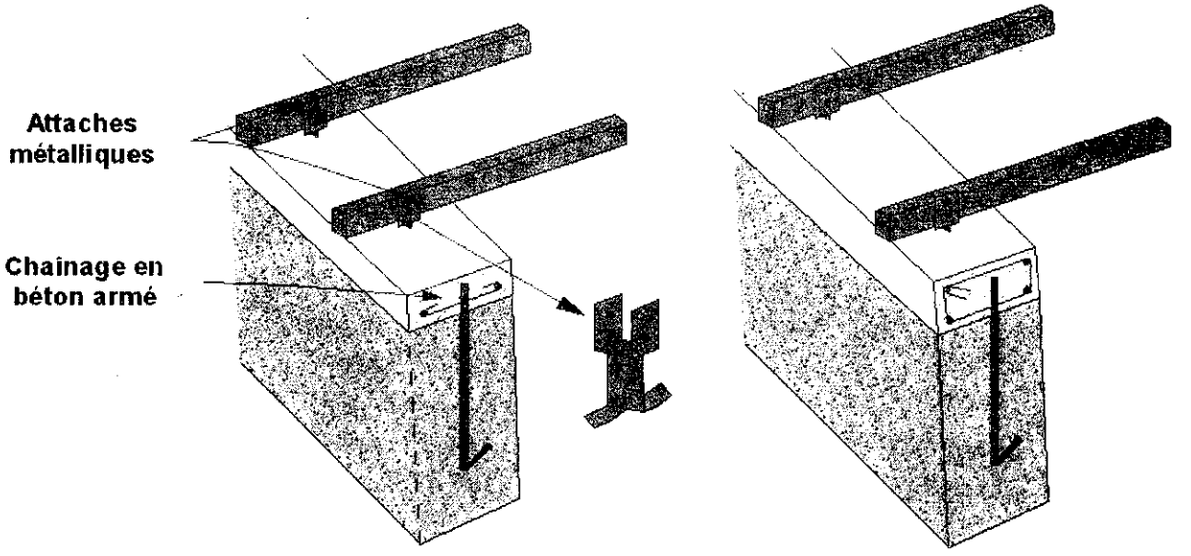


Fig.41. Types d'attaches du chaînage horizontal au mur



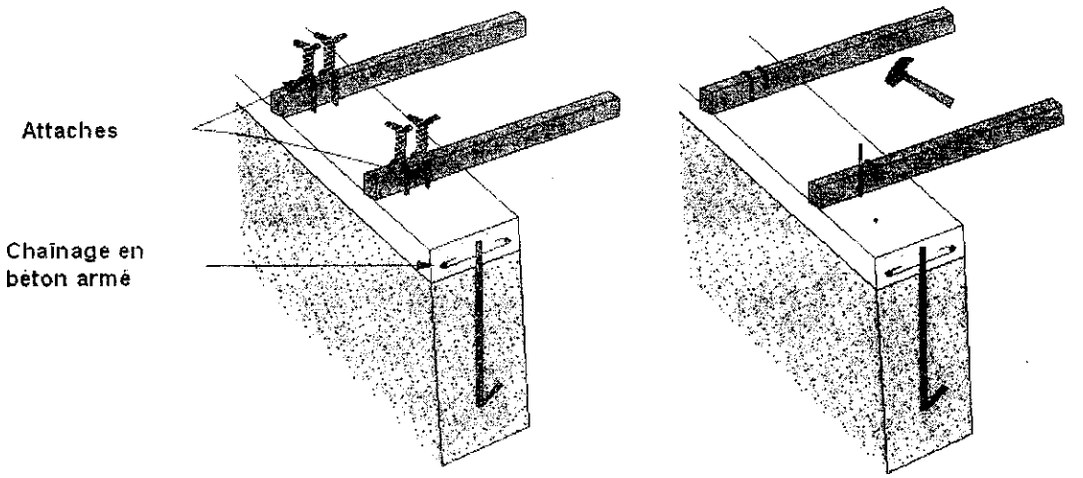


Fig.42. Attaches chaînages planchers

3) Renforcement horizontal en grillage

Ce type de renforcement est constitué d'un grillage en forme d'échelle en fils galvanisé de diamètre 3mm et de maille (15cm x épaisseur du mur) ou en plastique ayant une résistance à la traction similaire à celle des fils galvanisés. Il est disposé dans le plan du joint horizontal de la maçonnerie et noyé dans un mortier de ciment ou à base de la chaux ; Il peut être utilisé à plusieurs niveaux du mur et plus particulièrement en tête du soubassement, en bas et en tête (linteaux) des ouvertures. Cette technique de renforcement est bien adaptée pour les constructions en pisé, en adobe et en bauge et plus particulièrement à la maçonnerie de pierres taillées ou semi taillées. Ce type de renforcement est facile à réaliser et à mettre en œuvre sur site. Il s'adapte à toutes les situations d'attaches et de jonctions des murs et d'encadrement des ouvertures.
Il présente aussi la facilité d'être léger et transporté facilement vers les lieux isolés.

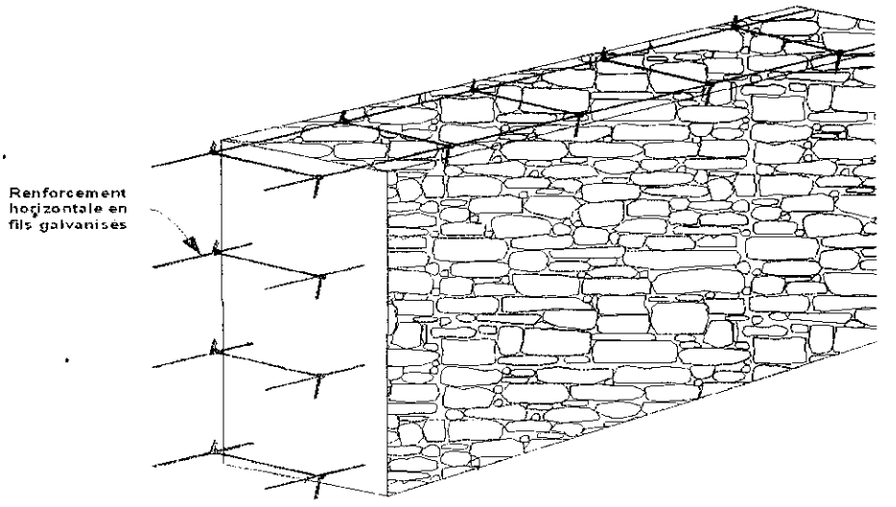


Fig. 43. Renforcement horizontal par grillage en fils galvanisés

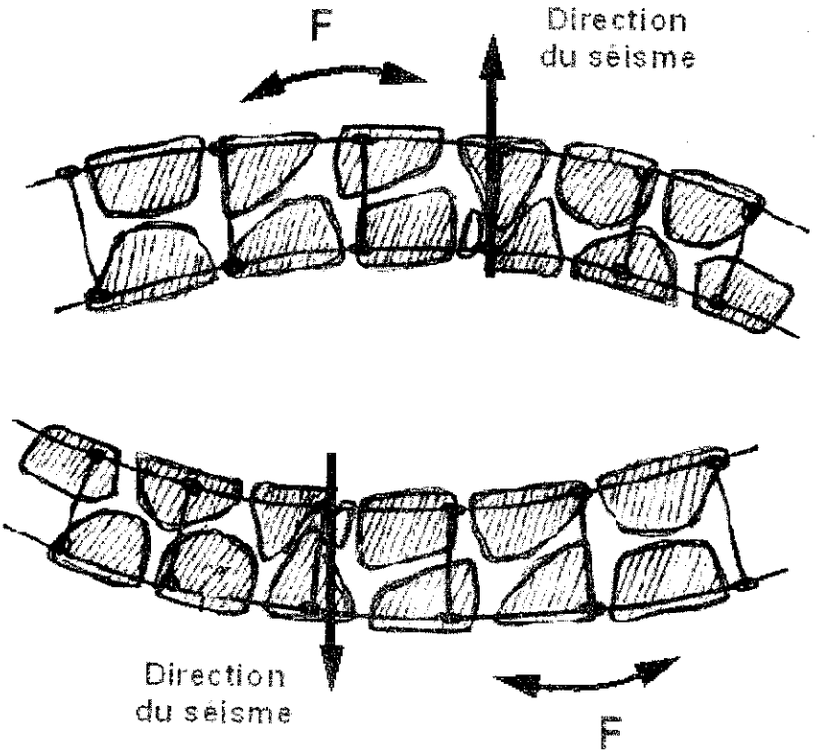


Fig.44. Renforcement horizontal par grillage métallique en fils galvanisés

4) Renforcement latéral par grillage

Ce renforcement consiste à réaliser un grillage métallique en fils galvanisé ou en matière plastique pour confiner le mur en terre sur ses deux faces latérales. Ces deux nappes du grillage sont interconnectées à travers les murs par des fils métalliques galvanisés. Les réservations de ces fils sont réalisées au moment de la construction du mur. Un enduit à base de terre stabilisée au ciment ou à la chaux est utilisé pour enrober les deux nappes de grillage. Ce type de renforcement améliore beaucoup la stabilité locale et globale du mur en terre ou en maçonnerie de pierres.

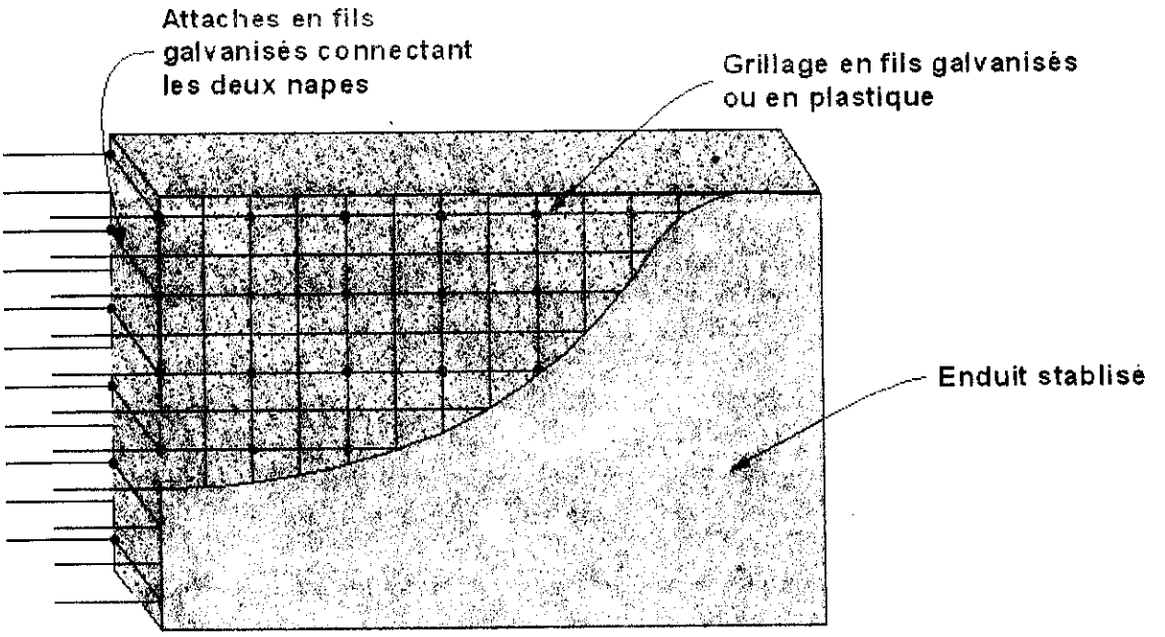


Fig.45. Renforcement latéral des murs par deux nappes en grillage

5) Renforcement des ouvertures

Les ouvertures dans les murs de maçonnerie en terre doivent être raidies par des raidisseurs le long de leurs porteurs par des éléments en bois ou en béton armé. Les raidisseurs verticaux doivent être prolongés jusqu'au chaînage de plancher ou toiture en Zones sismiques 4 et 3, voir figure 46.

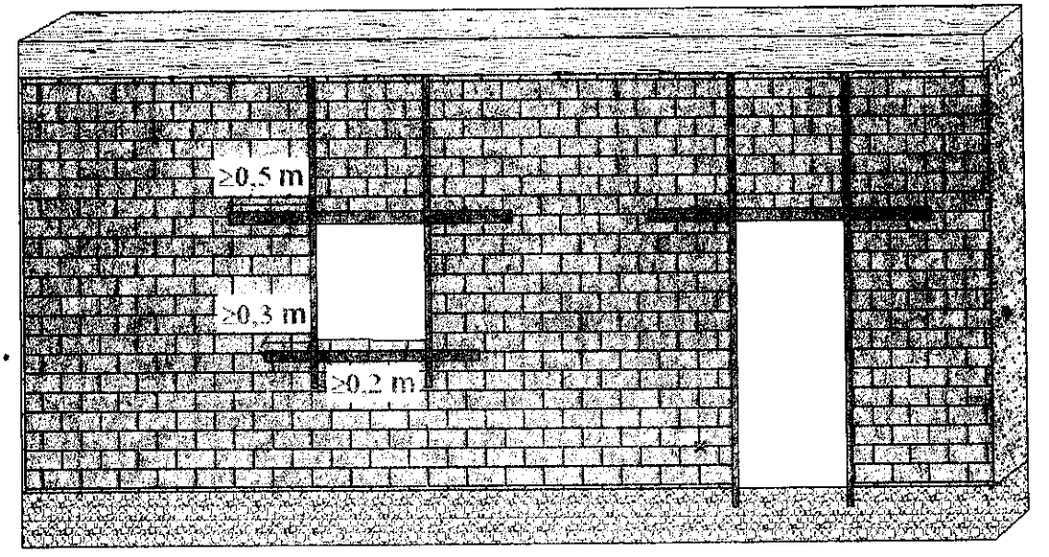


Fig. 46. Renforcement des ouvertures par des raidisseurs verticaux et horizontaux

X. FONDATIONS :

La fondation des murs en terre est constituée d'une semelle filante dont la géométrie dépend de la capacité portante des sols de fondations et des efforts statiques et sismiques qui lui sont transmis par les murs porteurs.

- **Les fondations des murs doivent être en maçonnerie de pierres à mortier à base d'un liant hydraulique (chaux ou ciment) ou en béton cyclopéen, ou un chaînage en béton armé formant la semelle d'un mur en maçonnerie de pierres ou en briques pleine en béton, voir figures 47, 48, 49 et 50**
- **Les exigences minimales des semelles filantes des murs sont décrites comme suit :**
- **La largeur des semelles filantes des murs doit répondre aux conditions suivantes :**
  - ✓ **Egale à l'épaisseur des murs dans le cas d'une construction à un seul niveau fondée sur un sol ferme (contrainte admissible supérieure à 2 bars)**
  - ✓ **Egale à 1.5 fois l'épaisseur des murs dans le cas d'une construction à deux niveaux fondée sur un sol ferme**
  - ✓ **Egale à 1.5 fois l'épaisseur des murs dans le cas d'une construction à un niveau fondée sur un sol moyennement ferme (contrainte admissible entre 1.5 et 2 bars)**
  - ✓ **Egale à 2 fois l'épaisseur des murs dans le cas d'une construction à deux niveaux fondée sur un sol moyennement ferme (contrainte admissible entre 1.5 et 2 bars)**
- **La profondeur de la fondation enterrée doit être 80cm au minimum dans le cas d'un sol non rocheux.**
- **La maçonnerie de soubassement est en pierres à mortier de chaux ou de ciment ou en béton cyclopéen ou en briques de béton pleines est réalisée au dessus des fondations enterrées sur une hauteur de 0.3m dans le cas d'une région sèche, et 0.6m dans le cas d'une région à pluviométrie moyenne ou forte.**

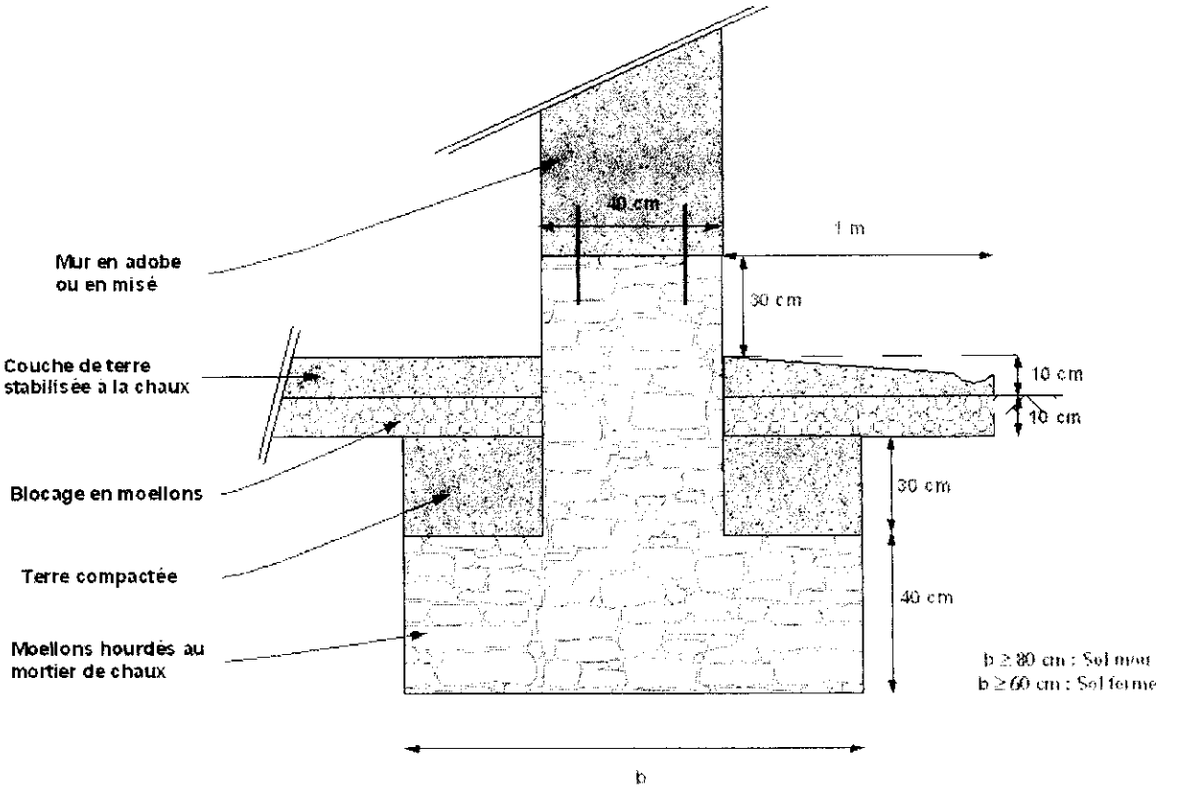


Fig.47. Fondation en maçonnerie de moellons (tiges d'attaches mur-soubassement)

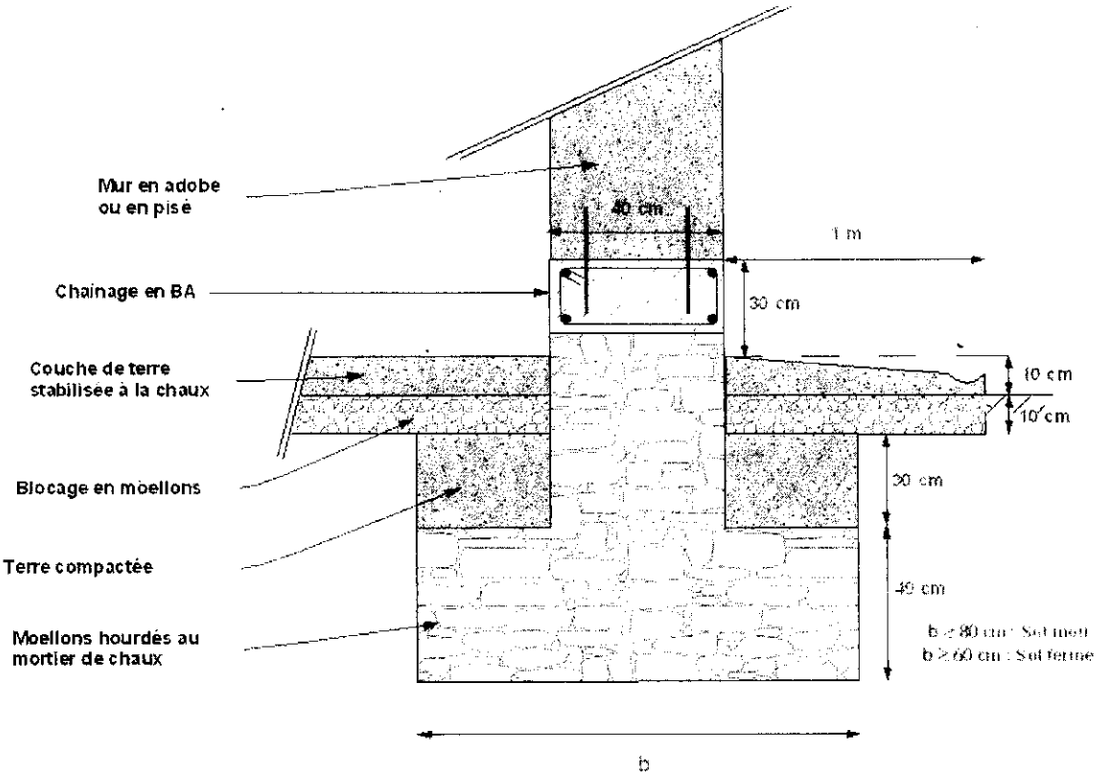


Fig.48. Fondation en maçonnerie de moellons + Chaînage en BA + Tiges d'attaches mur-Chaînage

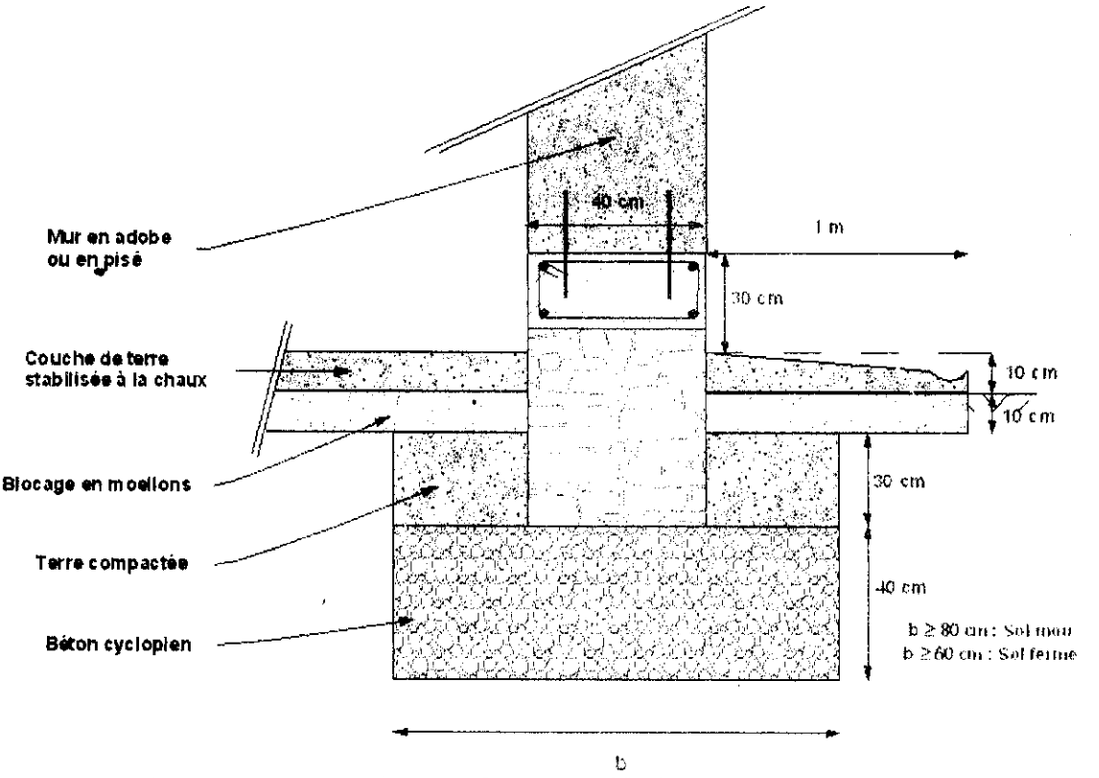


Fig.49. Fondation en béton cyclopéen + Chaînage en BA + Tiges d'attaches mur Chaînage

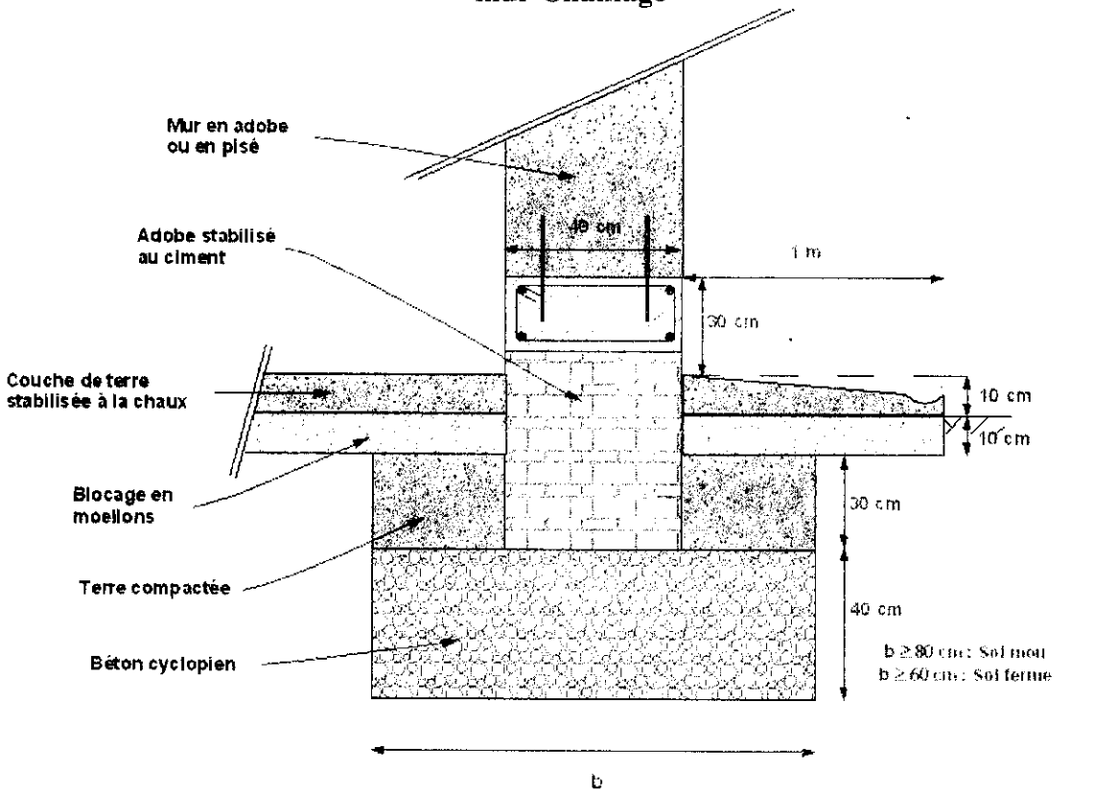


Fig.50. Fondation en béton cyclopéen + Chaînage en BA + Tiges d'attaches mur Chaînage

XII. ACTIONS DE L'EAU

L'action de l'eau constitue la principale cause de dégradation et d'affaiblissement de la capacité résistante des structures en terre. Il est donc nécessaire de les protéger par :

- **Des enduits résistant aux effets de l'eau (murs, soubassements, toitures, acrotères)**
- **Des fondations qui empêchent tout contact des murs porteurs avec l'eau**
- **Toitures plates à pente minimale de 1 à 2%**
- **Etanchéité adéquate des toitures**
- **Des trottoirs périphériques**
- **Des toitures débordantes**
- **Un système de drainage approprié.**

REGLEMENT PARASISMIQUE POUR L'AUTO-CONSTRUCTION EN TERRE RPACTERRE 2011

1. Avant propos

Le Maroc est caractérisé par une grande diversité architecturale, et des cultures constructives dont la richesse est notoirement reconnue, et qui représentent un atout de taille dans son attraction touristique. Au-delà de sa valeur purement économique, cette diversité architecturale représente l'identité plurielle du Royaume, et un patrimoine culturel qu'il est impératif de préserver. Cette architecture vernaculaire qui fait recours aux matériaux locaux (terre, pierre, bois, etc.) n'est pas seulement d'une grande qualité esthétique, elle présente également une remarquable adaptation aux conditions climatiques, et se présente ainsi comme une « architecture verte » de qualité.

Cependant, on ne peut pas ignorer les besoins manifestes de changement visibles partout dans les espaces construits, et qui se concrétisent autant dans le recours aux matériaux conventionnels de construction, que dans la création d'espaces de vie différents de ceux hérités du passé. Que ce soit au niveau des typologies de l'habitat ou de celui des morphologies des villages et des villes, la recherche de nouvelles formes montre le besoin de changement et le rejet de la reproduction à l'identique du passé.

Pour éviter tout conservatisme stérile et contreproductif, et accommoder cette recherche de formes et d'espacès nouveaux, l'élaboration du présent règlement s'est attachée à faire la distinction entre les notions de typologie architecturale, et celle de système constructif; distinction empruntée à la tradition anglo-saxonne et dont le développement est liée à la culture parasismique.

L'objectif du présent règlement est donc, non pas de figer le développement des typologies architecturales traditionnelles, mais de développer la culture constructive nationale et ses systèmes constructifs en leur intégrant les techniques qui leur conféreront la performance sismique requise pour éviter les effets désastreux des séismes à venir.

2. Matériaux et systèmes

2.1 Domaine d'application

Les matériaux couverts par ce règlement sont: adobe, adobe stabilisé, bloc comprimé, pisé, torchis, bauge, pierre et mortier de terre.

2.2 Composition des terres utilisables

Les terres utilisables pour la construction de bâtiments en terre devront être pures de toutes matières organiques et être composées comme suit: 10–20% argile, 15–25% silice, 55–70% sable. Elles ne doivent pas comporter de cailloux de dimension supérieure à 5mm pour l'adobe et supérieure à 20 mm pour le pisé. Pour l'adobe et le mortier en terre un ajout de paille est recommandé.

2.3 Mortiers

Les mortiers devront avoir la même composition que l'adobe, mais ne doivent pas contenir de cailloux. Ils peuvent être stabilisés avec de la chaux. De manière générale la teneur en eau du mortier est supérieure à celle du mélange servant à la fabrication de l'adobe. Par conséquent on devra y ajouter de la paille afin d'éviter les effets de retrait dus à l'ajout d'eau.

2.4 Enduits

Les bâtiments construits en terre non stabilisée doivent recevoir un enduit comme mesure de protection contre les effets de l'érosion et de l'humidité. Dans les régions de pluviométrie modérée et élevée (> 150 mm par an) l'enduit doit être stabilisé à la chaux et à la paille. L'enduit devra être appliqué en deux couches successives : la première sera d'environ 20 mm d'épaisseur et pourra contenir de la paille, et la seconde sera inférieure à 5 mm et ne contiendra pas de paille. Il est recommande de finir l'enduit avec un badigeon à la chaux.

2.5 Matériaux pour l'amélioration de la performance parasismique

Les matériaux pouvant être utilisées pour l'amélioration de la performance parasismique des bâtiments en terre non stabilisée sont: le bois, le bambou, le roseau sec ou peint, et les polymères. Les matériaux compatibles avec le matériau terre peuvent être utilisés en chaînage. Le béton, s'il est utilisé, devra être arme avec des barres d'acier.

2.6 Qualités des matériaux

De manière générale les matériaux utilisés ne devront présenter aucune fissure ou défaut.

2.7 Essais et contrôle de qualité

Le pisé et l'adobe ne doivent présenter aucune fissure, et ne contenir aucun matériau étranger, graines ou racines végétales, ou tout autre défaut pouvant diminuer leur durabilité. Les essais de terrain pour déterminer les bonnes terres et la qualité des adobes sont définis ci-après.

2.7.1 Essais pour l'adobe

Essai de résistance à sec

L'essai suivant peut être utilisé pour tester la qualité d'une terre pour la construction : fabriquer 5 ou 6 petites boules de 2 cm de diamètre, et les laisser sécher pendant 48 heures. Une fois sèches les boules seront soumises, une à une, à un essai d'écrasement à la main, entre le pouce et l'indexe. Si aucune des boules ne s'écrase, la terre contient suffisamment d'argile et peut être utilisée pour la fabrication d'adobe à condition que les essais de contrôle des fissures décrits ci-dessous soient menés.

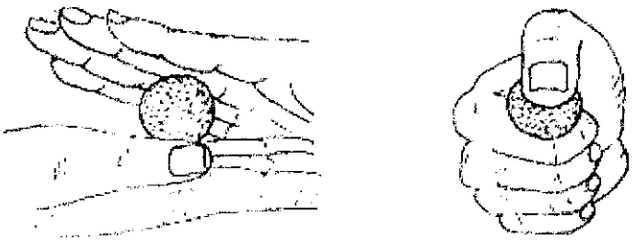


Figure n° 1 : Essai d'écrasement

Examen de l'odeur

Le sol contenant de la matière organique dégage une odeur de moisi qui est amplifiée si on l'humidifie ou on le chauffe. Un bon sol ne doit pas contenir des matières organiques sauf s'il est stabilisé à la chaux.

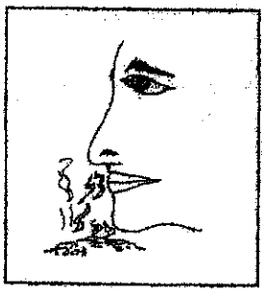


Figure n° 2 : Test d'odeur

Essai au ruban

La terre est acceptable si on obtient un rouleau de 3 mm de diamètre et de 5 à 10 cm de long à partir d'un échantillon de terre humidifiée.

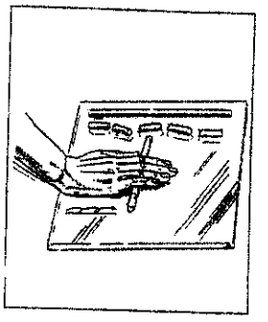


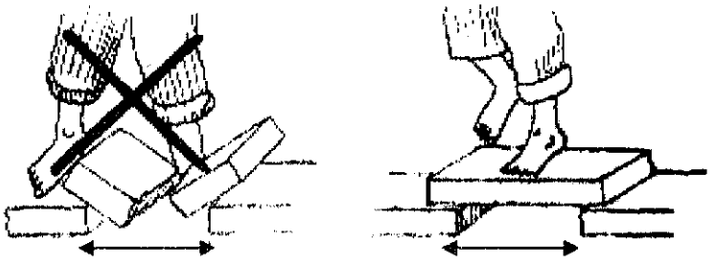
Figure n° 3 : Essai au ruban

Essai de contrôle des fissures

On réalisera au moins huit (8) prismes de deux adobes avec des mélanges de terre et de sable différents pour chacun des prismes. Les proportions (terre / sable) de ces mélanges varieront entre 1dose de terre pour 0 de sable et 1 dose de terre pour 3 de sable. Il faut donc huit mélanges différents, et au moins seize unités d'adobe. Pour chaque prisme la composition du mortier est identique à celle des deux adobes. Apres 48 heures de séchage on procèdera à la séparation des deux adobes composant les dits prismes. Le prisme contenant le moindre apport en sable et dont le mortier ne révèlera pas de fissures indique la composition la meilleure pour la fabrication des adobes.

Essai de résistance de l'adobe

La résistance de l'adobe peut être vérifiée comme suit: après quatre (4) semaines de séchage au soleil, l'adobe doit être suffisamment solide pour supporter en flexion le poids d'une personne de 60-70 kg. Si l'adobe se casse, il faudra ajouter plus d'argile et de fibres végétales (paille) dans la composition du matériau.



0,25m
Mauvaise résistance

0,25m
Bonne résistance

Figure n° 4 : Essai de résistance de l'adobe

2.7.2 Essai pour le pisé

Il est recommandé de recourir aux tests traditionnels locaux. Pour la construction en pisé la terre doit être humidifiée pendant une durée variant de trois (3) à dix (10) jours. On attendra qu'elle soit correctement fermentée pour commencer à la travailler dans les formes de banche (al-louh). Il est impératif de ne pas laisser la terre ainsi fermentée en attente, la mise en œuvre doit commencer sans délai, sinon la terre risque de perdre toutes les qualités requises pour le pisé.

Pour donner au pisé la meilleure résistance possible la terre devra être suffisamment compactée. L'essai de compactage est comme suit: chaque jour en fin de journée les formes de banche de la dernière banchée seront laissées sur place et attachées, et celle-ci sera submergée d'eau. Si le lendemain matin l'eau recouvre toujours la banchée avec les formes, le pisé est bon, et la construction peut reprendre. Mais si le pisé a absorbé l'eau, cela veut dire qu'il n'a pas été correctement compacté, et en conséquence la dernière banchée doit être détruite et refaite à neuf. Il convient d'indiquer que dans certaines régions du Maroc les règles de l'art indiquent que le compactage des terres requiert jusqu'à quarante (40) coups de dame pour chaque Guffa (environ 10 kg) de terre.

3. Prescriptions

3.1 Limites d'application

Les bâtiments d'habitation en terre seront limités en hauteur à un seul niveau dans la zone 4 et 3, ou zone à haut risque sismique.

Les bâtiments d'habitation en terre seront limités en hauteur à deux niveaux dans les zones sismiques 2, 1 et 0.

Il est interdit de construire des bâtiments en terre sur des sols mous, expansifs, marécageux, inondables, à risque de glissement, en présence de nappe phréatique superficielle, ou à moins de deux km de distance de failles géologiques actives connues.

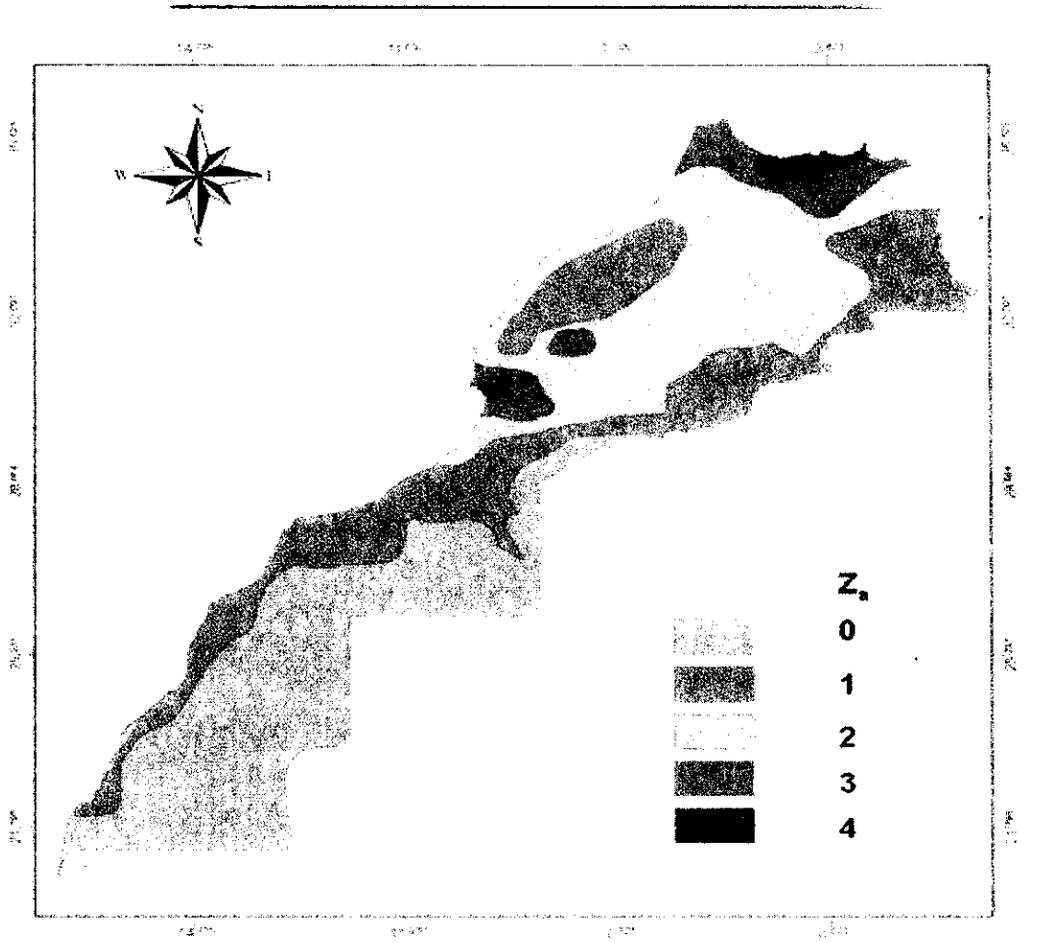
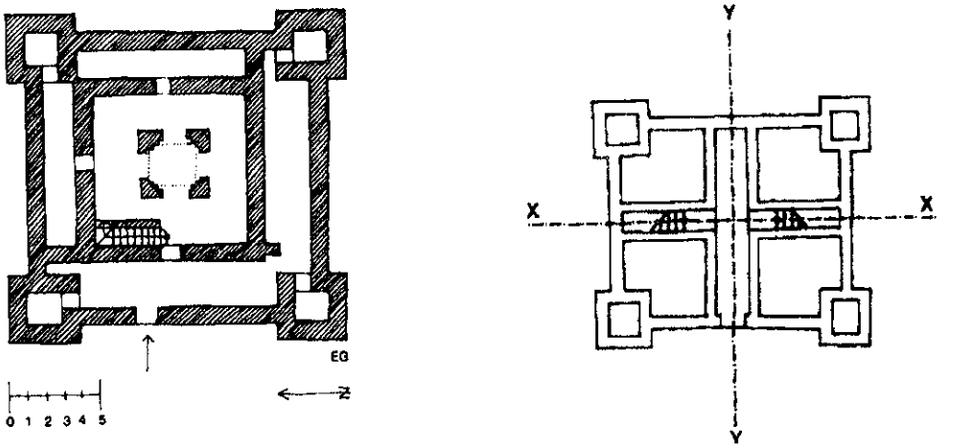


Figure n° 5 : Carte de zonage sismique du Maroc

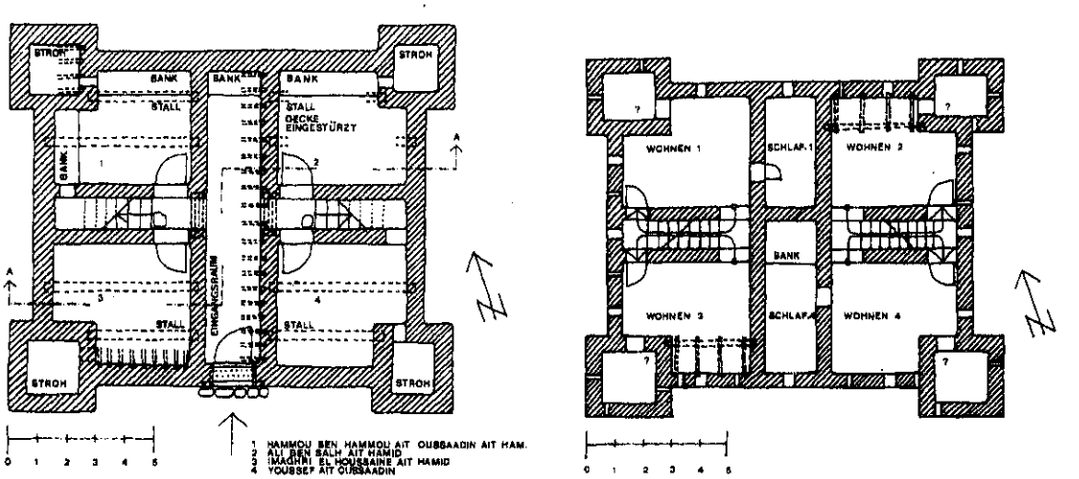
3.2 Géométrie

Il est recommandé d'adopter des plans d'architecture aussi symétriques que possible.



Tighremt

Hamed N'ait Souss



Tighremt

N'ait Hamid (Ait El Arbi)

Figure n° 6 : Modèles traditionnels symétriques

La configuration en plan des constructions en terre doit présenter une forme simple et symétrique, voir figure a. En cas de configuration en plan complexe, voir figure b, il y'a nécessité de fractionner la construction en blocs adjacents symétriques et réguliers, séparés par des joints d'ouverture minimale de 5cm à partir du niveau de soubassement, voir figure c. Ces joints étanchés sont remplis de matériaux très déformables de type paille ou équivalent permettant le déplacement horizontal en cas de secousse sismique.

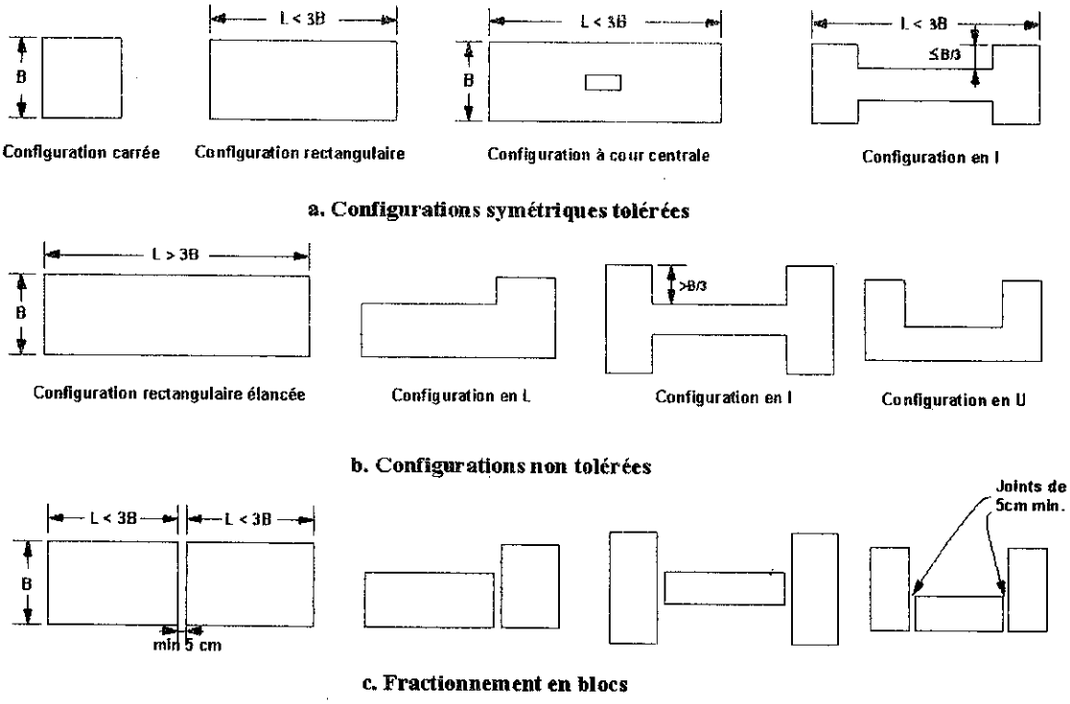


Figure n° 7 : configuration en plan

3.3 Elancement des murs

Les murs porteurs doivent avoir une épaisseur minimum de 40 cm.

Les murs non porteurs construits en adobe doivent avoir une épaisseur minimum de 20 cm.

Les murs non porteurs doivent être contreventés par des murs perpendiculaires avec un espacement ne dépassent pas 12 fois l'épaisseur du mur non porteur.

Les murs non porteurs doivent être liaisonnés à la structure porteuse.

L'élancement (rapport hauteur sur épaisseur) des murs porteurs doit être ≤ 6 pour les constructions d'un niveau. Les constructions de deux niveaux doivent avoir un élancement h/t ≤ 5 pour le premier niveau, et h/t ≤ 6 pour le deuxième niveau.

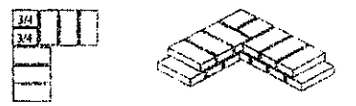
3.4 Appareillage pour adobe et pisé

Les règles de l'art en matière de joints de maçonnerie doivent être respectées pour la construction en terre, que ce soit pour l'adobe ou le pisé. Cela implique que:

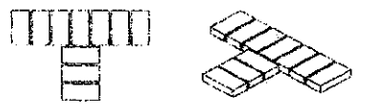
- Tous les lits d'adobe et banchées de pisé doivent être parfaitement horizontaux,
- Les joints verticaux pour l'adobe et le pisé doivent se recouvrir de manière à éviter le coup de sabre, et doivent être bien remplies de mortier,
- Les joints entre murs perpendiculaires doivent être faits de manière à éviter le coup de sabre, ou un joint linéaire continu.

En **L**

Premier lit

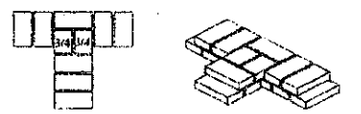


Deuxième lit

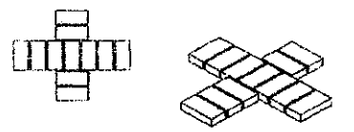


Premier lit

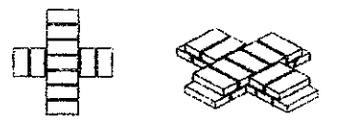
En **T**



Deuxième lit



Premier lit



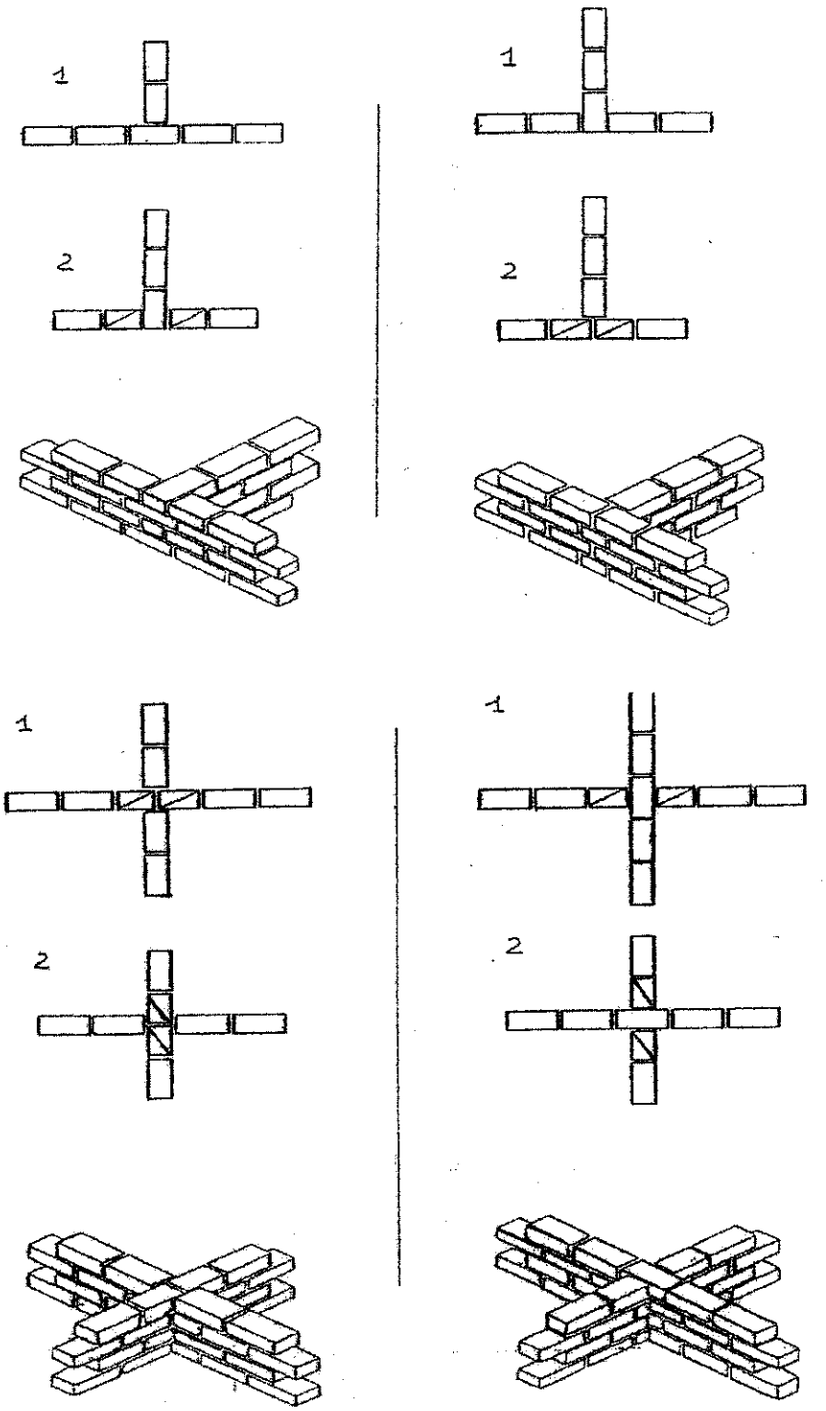
En **X**

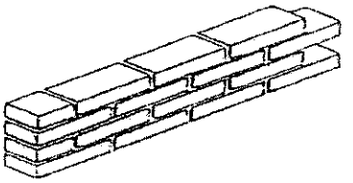
Deuxième lit

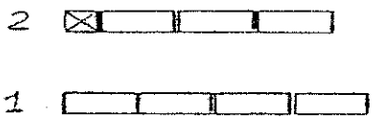
Figure n° 8 : Appareillage

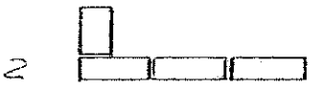
Figure n° 9 : Appareillages de base avec des blocs parallélépipédiques

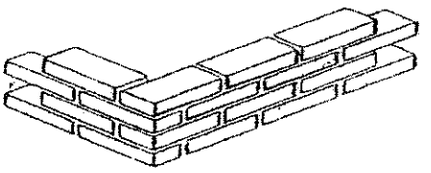
Murs d'un demi-bloc de large :



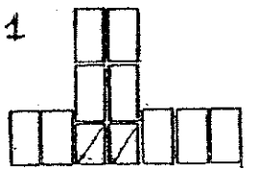


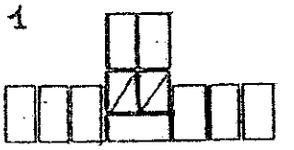


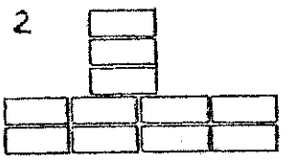


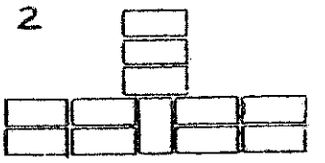


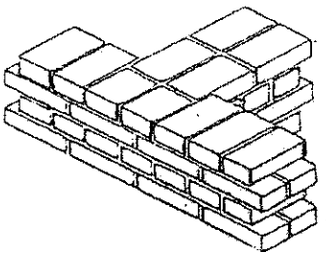
Murs d'un bloc de large :

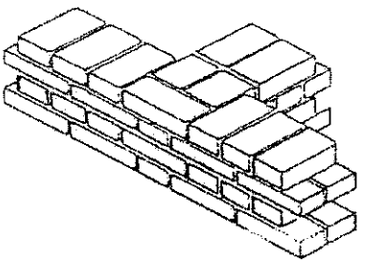


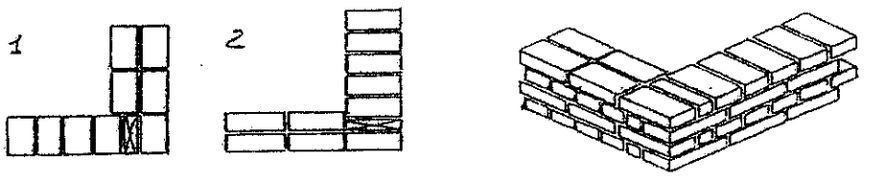


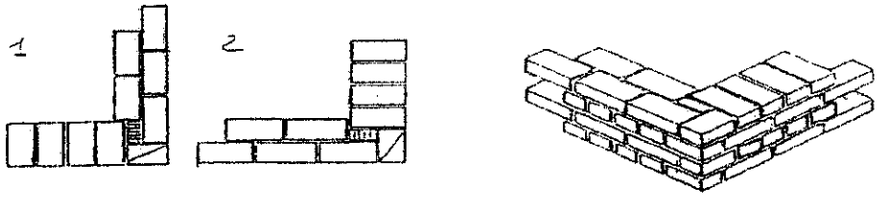


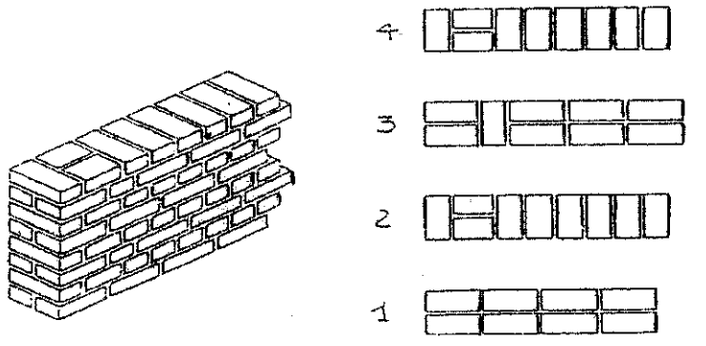


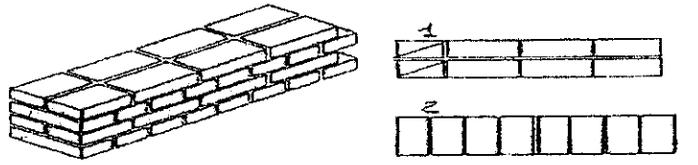


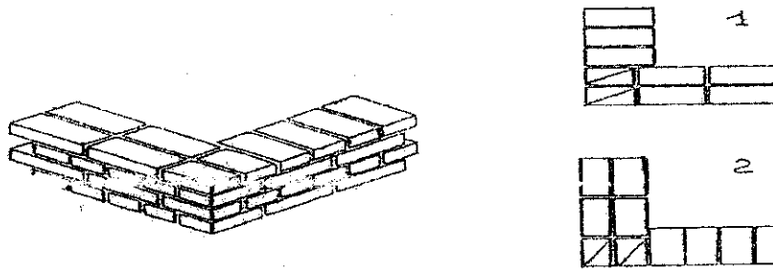


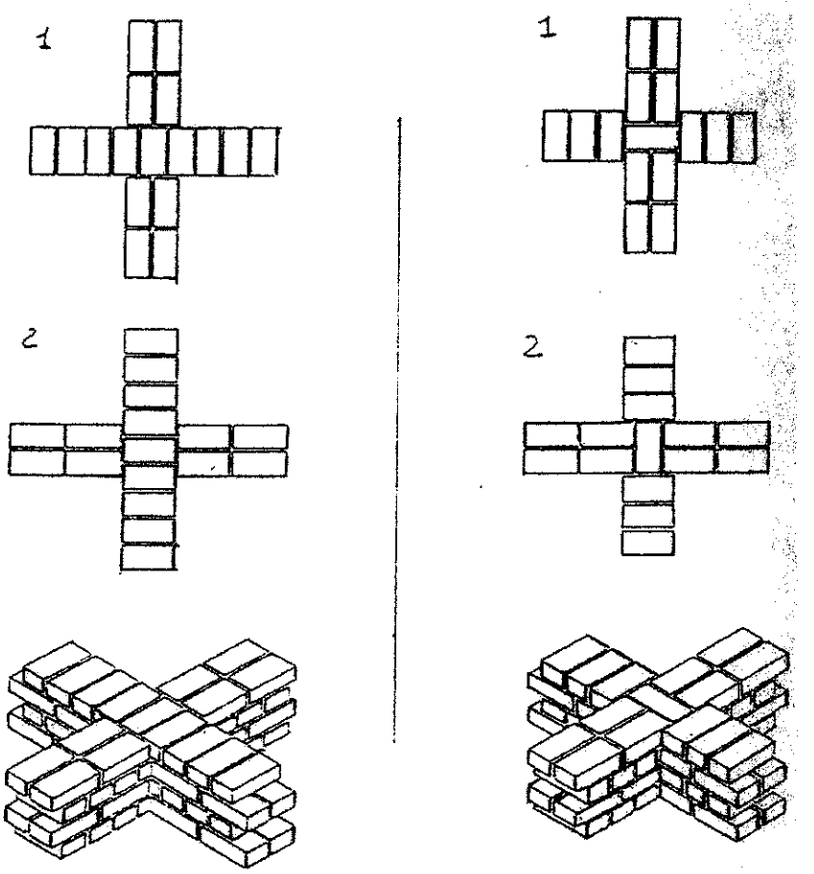

1
2


1
2


4
3
2
1


1
2


1
2



Assurer une montée uniforme du mur sur toute sa longueur, les angles sont les premiers à monter

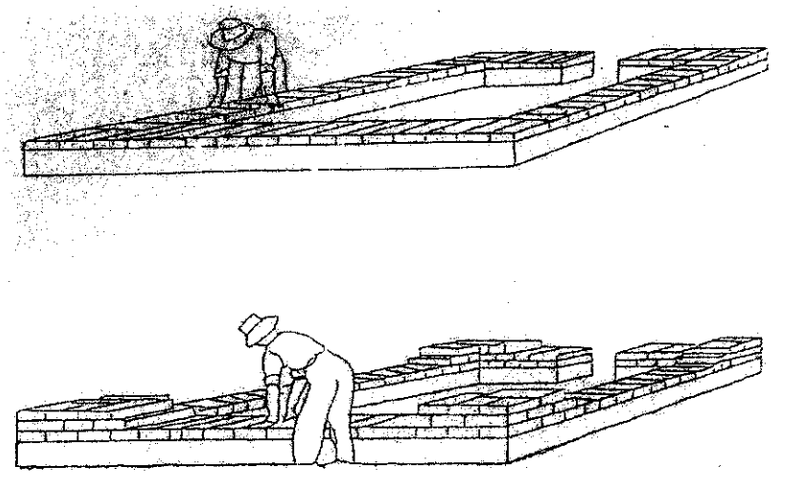


Figure n° 10

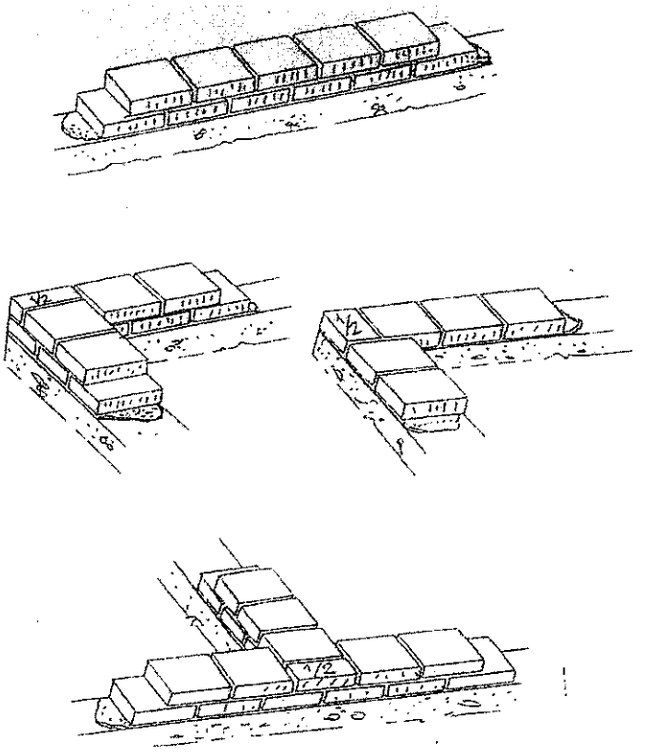


Figure n° 11 : Appareillage des blocs carrés

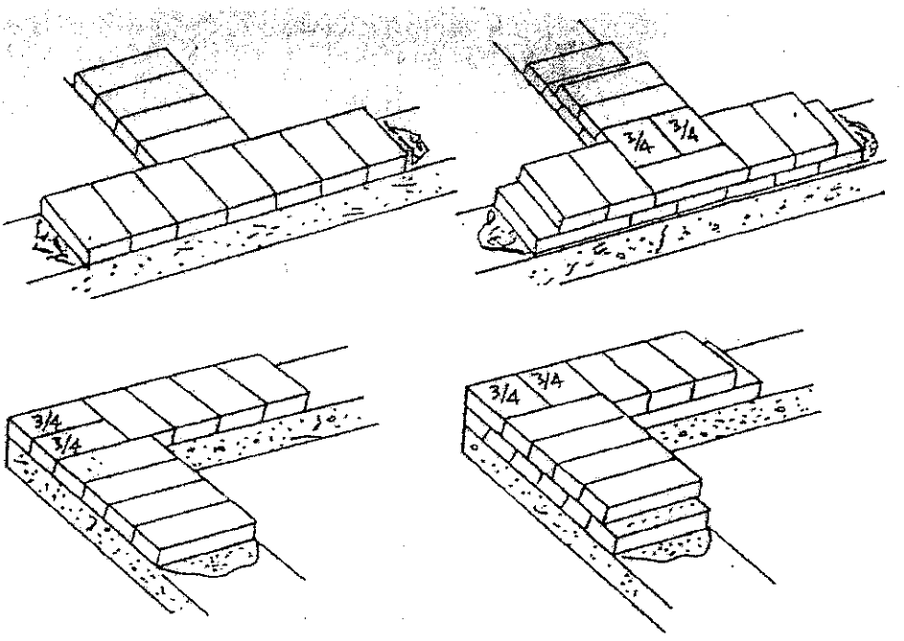


Figure n° 12 : Appareillage des blocs rectangulaires

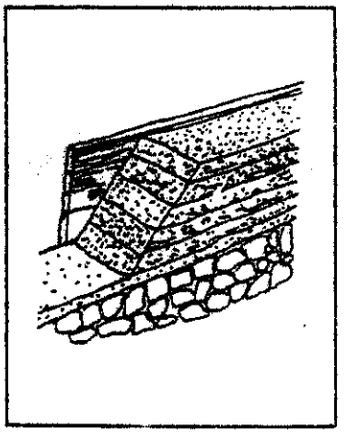


Figure n° 13 : Compactage par couche de terre

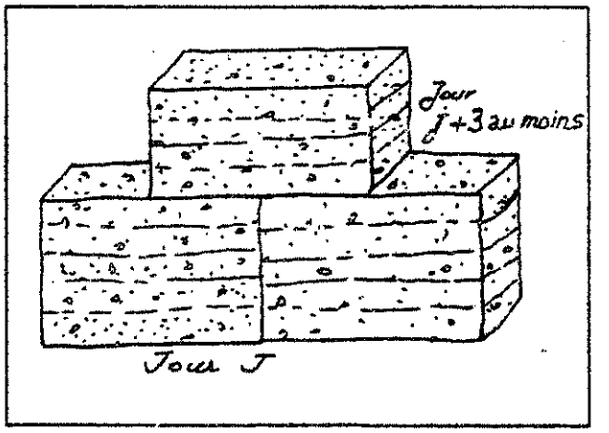


Figure n° 14 : Avancement des travaux

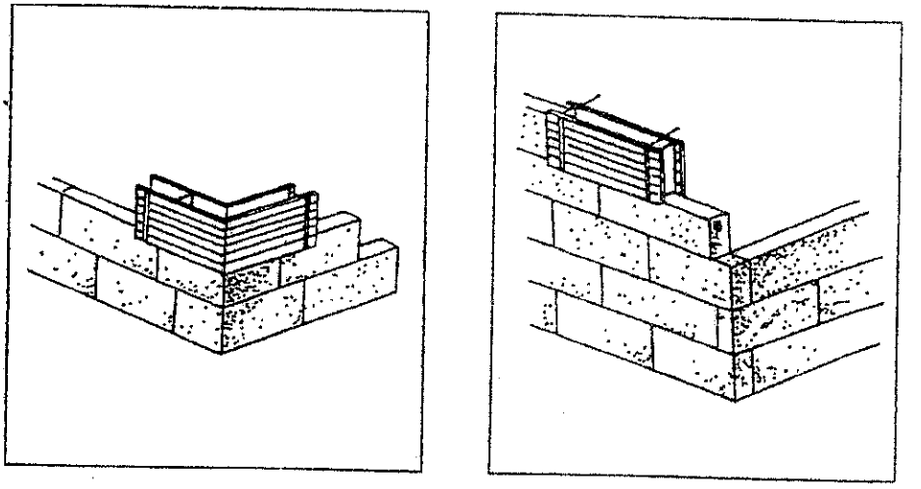


Figure n° 15 : Maçonnerie au niveau des angles

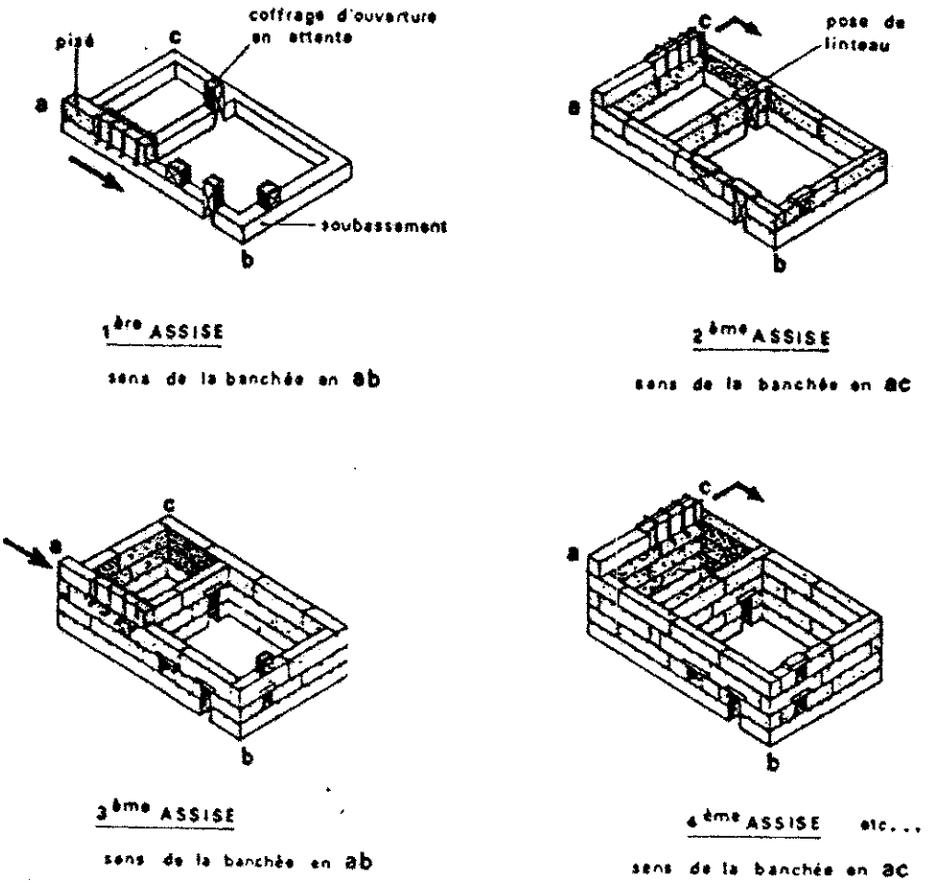
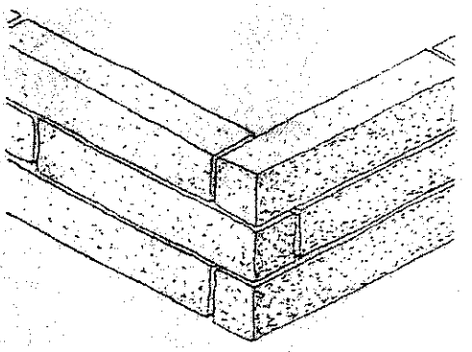
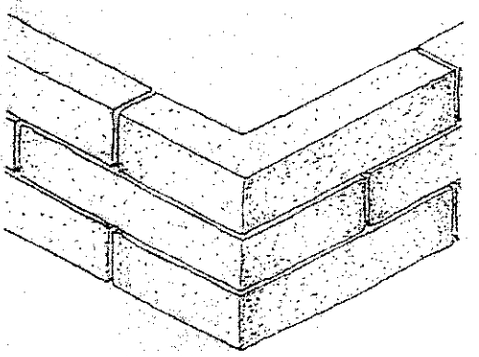


Figure n° 16 : Méthode d'élévation des murs



a- Banches croisées



b- Banche d'angle

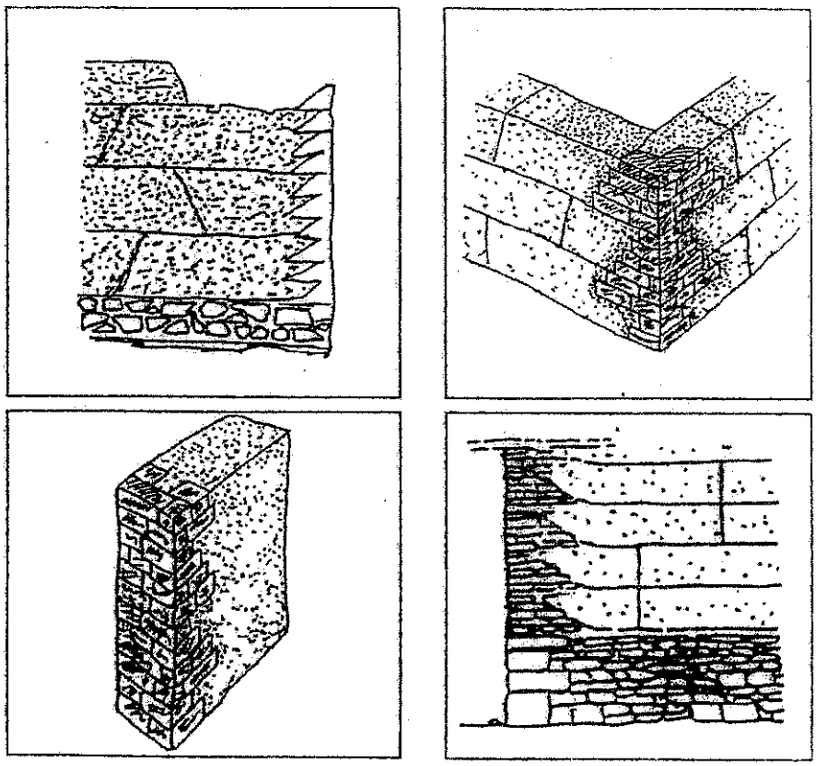


Figure n° 17 : Traitement des angles

3.5 Chaînages et diaphragmes

Les chaînages sont obligatoires au niveau de la toiture et au niveau de l'étage. Les chaînages peuvent être en bois, ou en béton armé, ou tout autre matériau équivalent. Les chaînages seront ancrés aux murs et à la toiture.

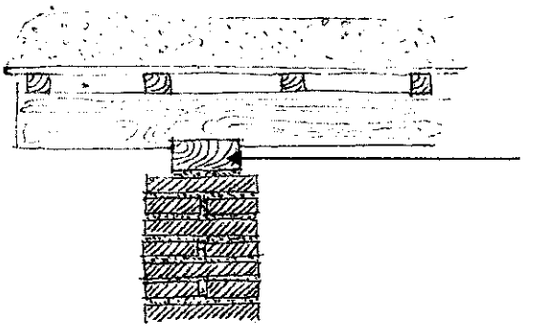


Figure n° 18 : Chaînages en bois ou béton

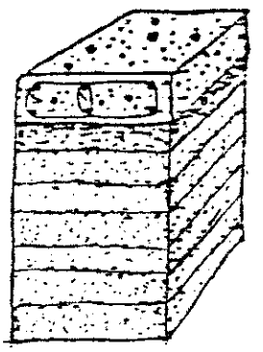


Figure n° 19 : Exemple de solution pour le chaînage horizontal en béton armé

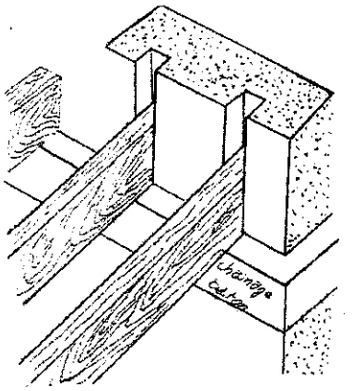


Figure n° 20 : Encastrement des poutres en bois dans un mur en pisé

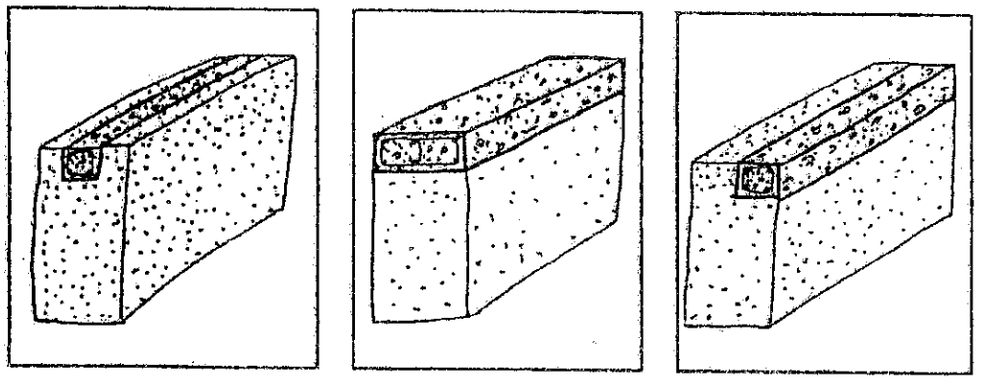
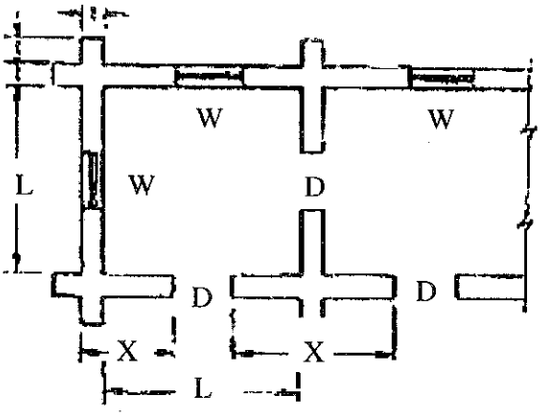


Figure n° 21 : Divers types de dispositions de chaînages

3.6 Murs de contreventement

La distance entre murs de contreventement des murs extérieurs, porteurs et non porteurs sera inférieure à 12 fois l'épaisseur du mur contreventé. En aucun cas cette distance ne pourra excéder 5 m de long. Pour les murs de plus grande longueur des contreforts seront ajoutés pour respecter cette règle.

3.7 Ouvertures et linteaux



X : ***Distance minimale entre l'ouverture et la limite extérieure du mur.***
X=0,9m dans les zones 1 et 2. X=1,2m dans la zone 3
W : ***Fenêtre***
D : ***Porte***

Figure n° 22

Les ouvertures (portes et fenêtres) doivent être de préférence de taille réduite, et centrées dans les murs.

Les ouvertures doivent être placées à une distance minimale de 1,2 m de la limite extérieure du mur dans la zone 3, et de 0,9 m dans les zones 1 et 2.

La distance minimale entre deux ouvertures ne peut être inférieure à 1,2 m.

La somme des superficies de toutes les ouvertures d'un mur ne peut être supérieure au tiers (1/3) de la superficie totale de ce mur.

Les linteaux auront un appui de 30 cm minimum de chaque coté de l'ouverture, mais la longueur de cet appui ne peut être inférieure au 1/5 de la largeur de l'ouverture.

Les linteaux composés de plusieurs éléments devront avoir des attaches liant ces éléments entre eux et avec le chaînage qui est au-dessus. La distance entre deux attaches ne peut être inférieure à 50 cm.

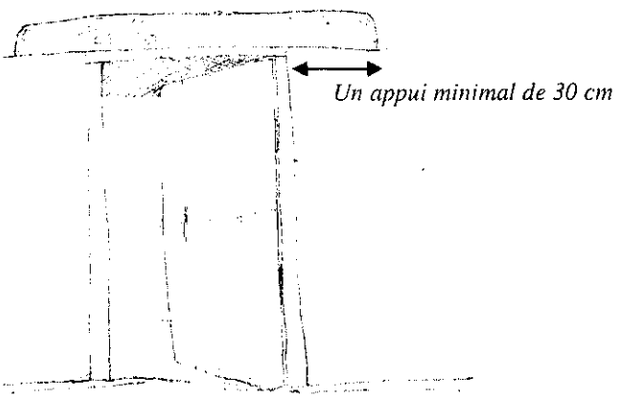


Figure n° 23 : Appui de linteaux

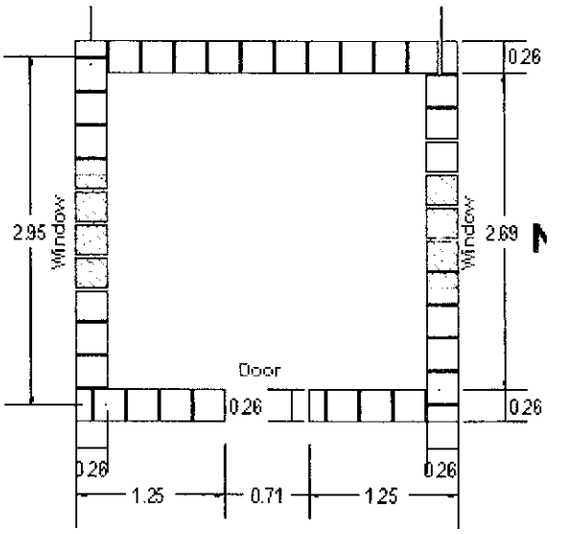
3.8 Techniques parasismiques

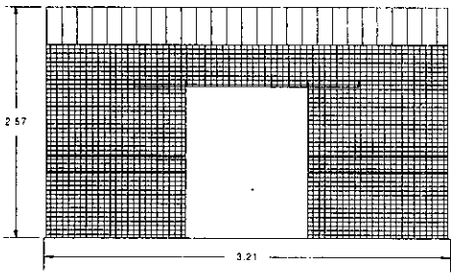
Zone 2, 1 et 0 : un chaînage est obligatoire.

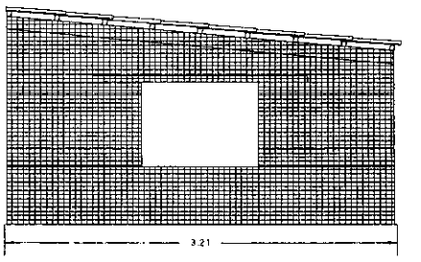
Zone 4 et 3 : au chaînage il est obligatoire d'ajouter un renforcement en forme de grillage appliqué au mur. Ce grillage sera fait de matériaux naturels, tels le bambou, ou les cordes de fibres naturelles, ou de matériaux artificiels, tels les polymères et fibres synthétiques. Ce grillage sera appliqué des deux côtés du mur avec des attaches traversantes de manière à continuer le mur. Ces attaches seront faites avec le même matériau que le grillage (polymère ou cordage en fibres naturelles).

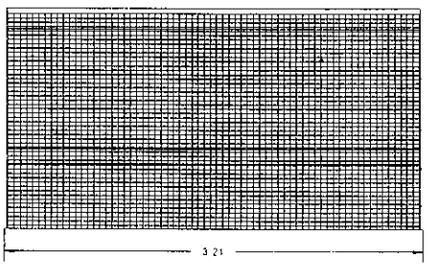
L'espacement maximum entre les éléments de renforcements verticaux et entre les éléments horizontaux est de 30 cm.

Figure n° 24 : Schéma d'application des grillages polymères (plan et élévations)









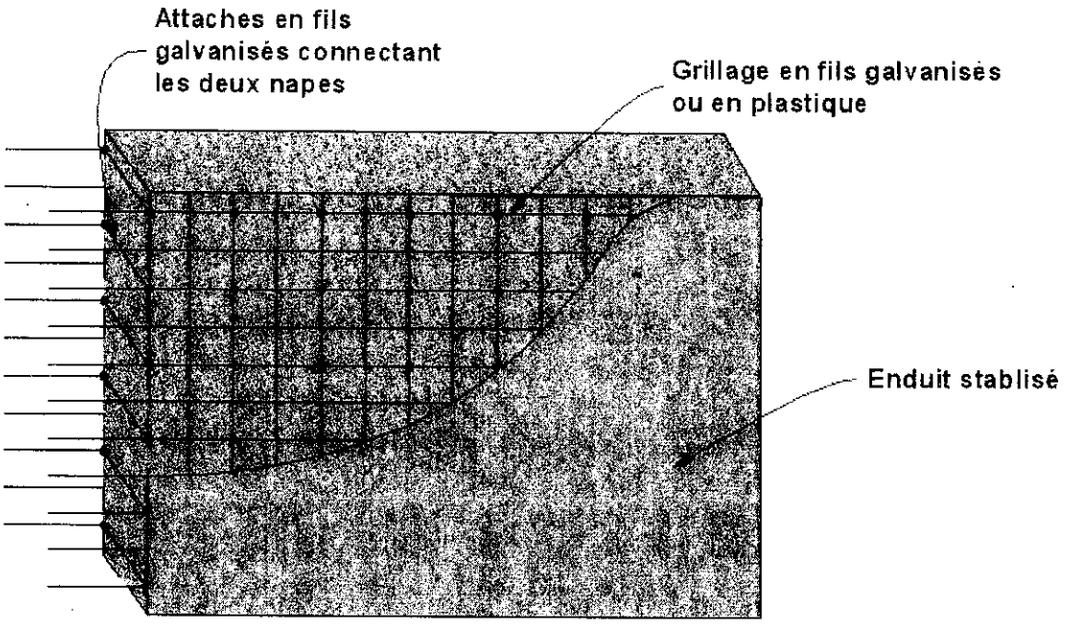


Figure n° 25 : Renforcement latéral des murs par deux nappes en grillage

3.9 Toitures, débords de toiture et protection contre l'érosion

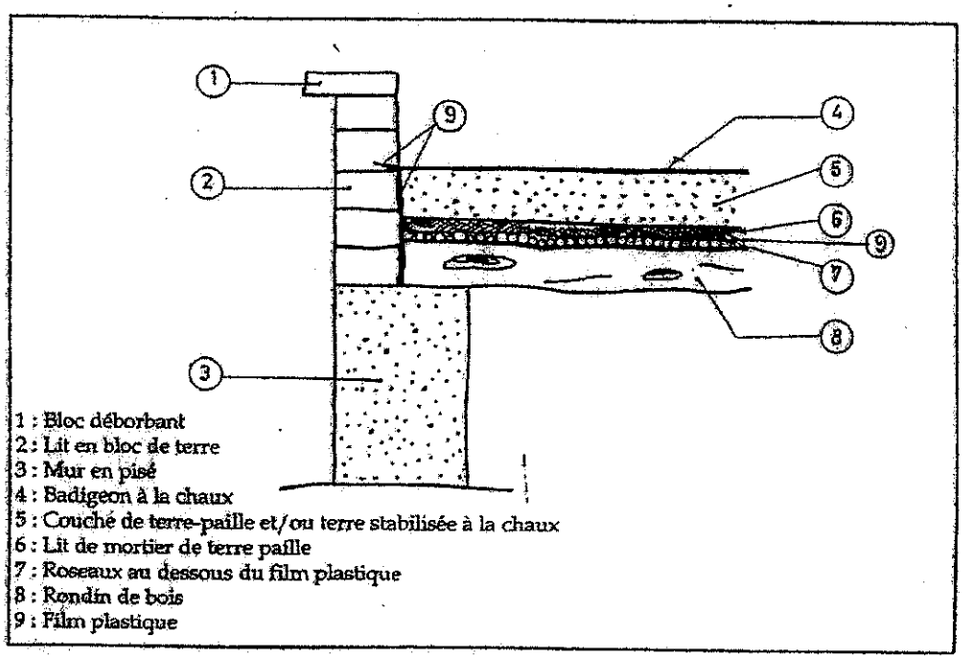


Figure n° 26 : Coupe au niveau d'une toiture

Les débords de toiture sont obligatoires comme protection des murs contre la pluie. Ces débords doivent être en bois, briques cuites, pierre, roseau, bambou, ou tout autre matériau étanche. La longueur du débord est définie selon le climat de la région et la pluviométrie annuelle dans le tableau suivant.

Climat de la région (pluviométrie annuelle)	**Longueur Minimale du débord**
Sec (jusqu'à 150 mm par an)	10 cm
Modéré (entre 150 et 400 mm par an)	30 cm
Humide (> 400 mm par an)	40 cm

3.10 Fondations et dallages

Les fondations auront une largeur supérieure à celle des murs. Elles auront une profondeur minimale de 80 cm, excepté sur les sols rocheux. Dans les régions où de fortes précipitations occasionnelles peuvent causer des inondations éclaires, comme dans les vallées présahariennes du sud les fondations devront être élevées au dessus du niveau du sol extérieur d'une hauteur minimale de 50 cm. Dans toutes les autres régions le haut de la fondation doit avoir une hauteur minimale de 20 cm par rapport au niveau du sol extérieur.

Les fondations doivent être en maçonnerie, ou en béton armé.

Pour les trottoirs périphériques un système approprié de drainage devra compléter le système de protection contre les dégâts d'eau avec une pente minimale de 3%.

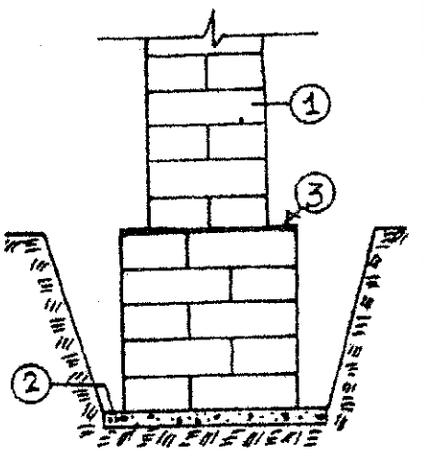
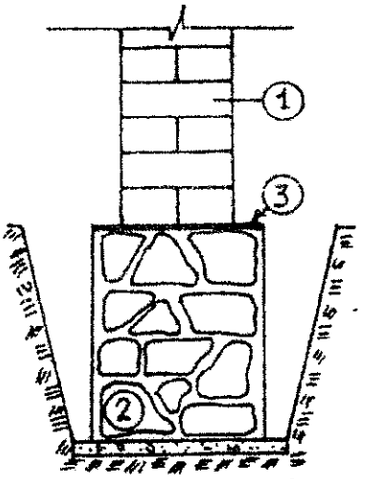
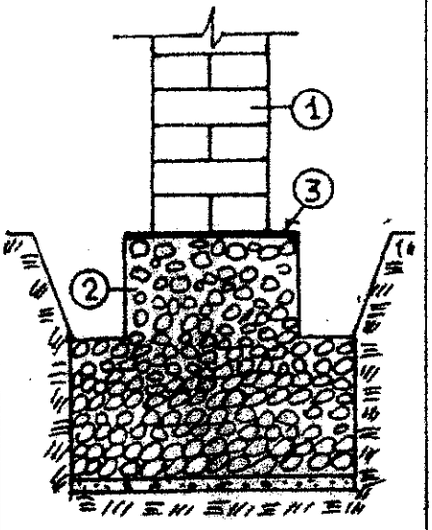
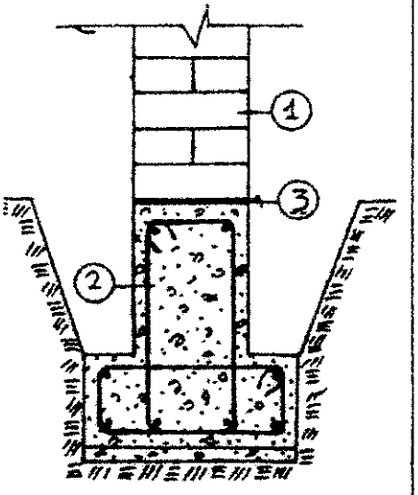
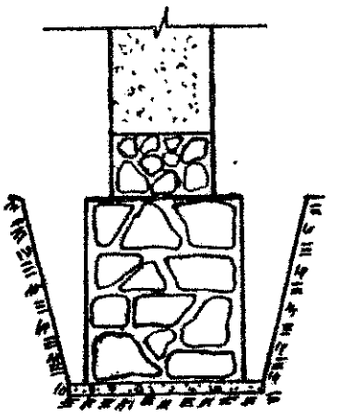
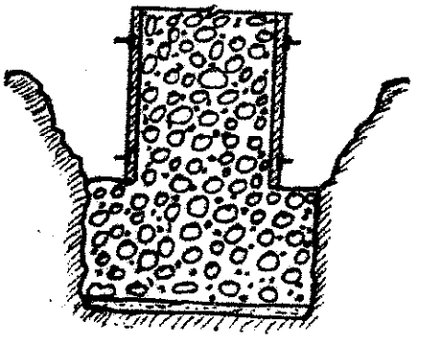
1- Briques de terre stabilisée	2- Maçonnerie de moellons
	
① Brique de terre stabilisée ② Béton de propreté ③ Etanchéité	① Brique de terre comprimée ② Maçonnerie en moellon ③ Etanchéité
3- Béton cyclopéen	**4- Béton armé**
	
① Brique de terre comprimée ② Béton cyclopéen ③ Etanchéité	① Brique de terre comprimée ② Béton armé ③ Etanchéité

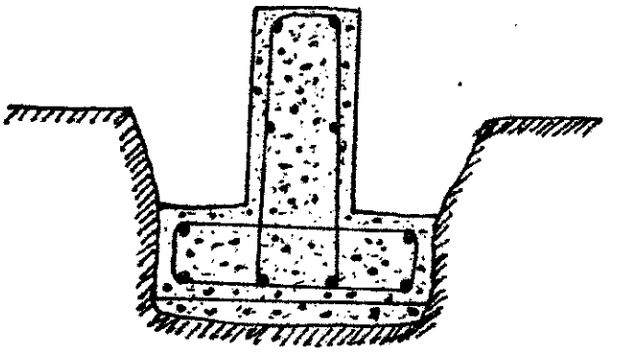
Figure n° 27 : Matériaux utilisés en fondations (BTC)



a- Fondation en maçonnerie de moellons

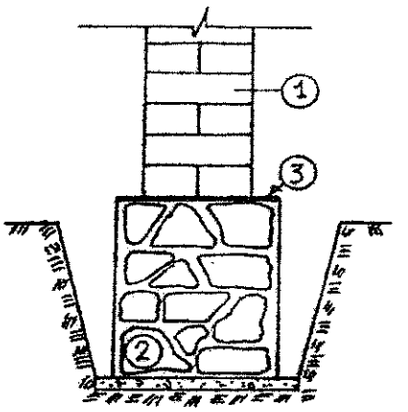


b- Fondation en béton cylopéen



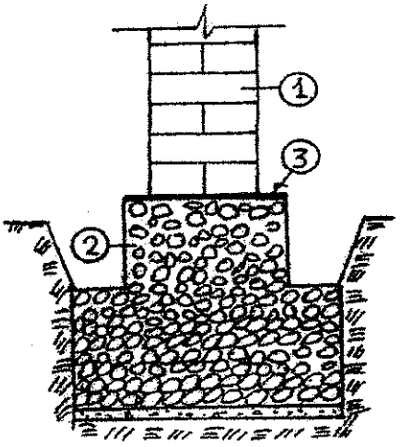
c- Fondation en massif de béton armé

Figure n° 28 : Exemples de fondations (Pisé)



① blocs d'adobe ② maçonnerie de moellons ③ étanchéité

1. Maçonnerie de moellons



① blocs d'adobe ② béton cyclopéen ③ étanchéité

2. Béton cyclopéen

Figure n° 29 : Différents types de fondations (Adobe)

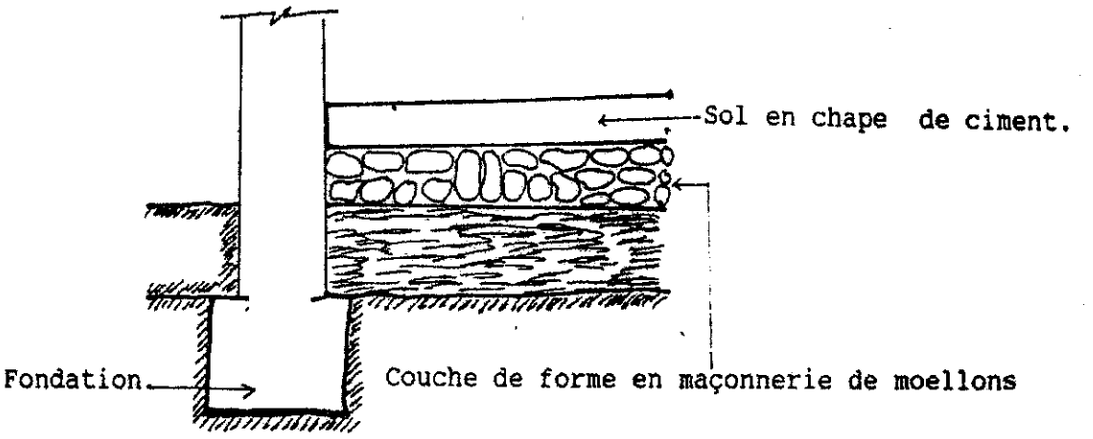


Figure n° 30 : Détail constructif d'un pavement en matériaux locaux

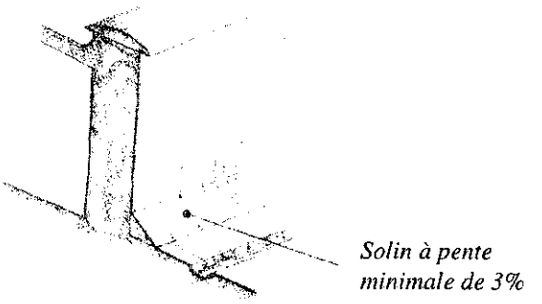


Figure n° 31 : Protection des bases de murs

BIBLIOGRAPHIE SOMMAIRE

Proceedings of the Getty Seismic Adobe Project 2006 Colloquium available on line http://www.getty.edu/conservation/publications/pdf_publications/gsap.html.

International Association of Earthquake Engineering, (EERI). *World Housing Encyclopedia Report.* Oakland, California: EERI. On-line at: //www.world-housing.net/Contribute/Contribute.asp

Secretary of the Interior. 1995. *The Secretary of the Interior's Standards for the Treatment of Historic properties with Guidelines for Preserving, Rehabilitating, Restoring, and Reconstructing Historic Buildings.* Washington DC.: US Department of the Interior, National Park Service, Preservation Assistance division.

Bariola J, Vargas J, Torrealva D, Ottazzi G. 1988. Earthquake Resistant Provisions for Adobe Construction in Peru. 9th World Conference on Earthquake Engineering. Tokyo-Kyoto, Japan.

Bariola, Juan 2005 [Peru] Seismic Analysis of Adobe Structures

Blondet, Marcial, Vargas, Julio and Tarque, Nicola 2005 [Peru] Building Codes for Earthen Buildings in Seismic Areas

Blondet, Marcial, Torrealva, Daniel, Villa Garcia, Gladys, Ginocchio, Francisco and Madueño, Ivonne 2005 [Peru] Using Industrial Materials for the Construction of Safe Adobe Houses in Seismic Areas

Blondet M, Ginocchio F, Marsh C, Ottazzi G, Villa García G, Yep J. 1988. Shaking Table Test of Improved Adobe Masonry Houses. 9th World Conference on Earthquake Engineering. Tokyo-Kyoto, Japan.

Blondet M, Madueño I, Torrealva D, Villa García G, Ginocchio F. 2004. Reinforced of Adobe Constructions with Industrial Elements: Preliminary Study. Technical Report. In Spanish. Report to Research Office of the Catholic University of Peru (in process). Lima, Peru.CERESIS 1999.

Huynh, Thanh-Hue, Meyer, Patrick, and Ostertag, Claudia 2005 [USA] *Burlap Reinforcement for Improved Toughness of Low-Cost Adobe Residential Structures*

Iyer, Sreemathi, and Schierle, G.G. 2005 [India] *Bamboo Masonry Reinforcement for Earthquake Resistance*

Morris, Hugh 2005 [New Zealand] *Seismic Research on Earth Building related to the 1998 New Zealand Earth Building Standards*

Scawthorn C. 1986. Strengthening of Low-Strength Masonry Buildings: Analytical and Shaking Table Test Results. Proceedings of Middle East and Mediterranean Regional Conference on Earthen and Low-Strength Masonry Buildings in Seismic Areas. Ankara, Turkey

Technical Manual for Reinforcement of Existing Adobe Houses in the Coastal and Highlands Regions of Peru. In Spanish. CERESIS/GTZ/PUCP Joint Project. Available from: http://www.ceresis.org/proyect/madobe/manual.htm

Tolles E.L. Krawinkler H. 1986. Performance Evaluation of Adobe Houses Through Small-Scale Model Tests on Shake Tables. 1981 Proceedings of Middle East and Mediterranean Regional Conference on Earthen and Low- Strength Masonry Buildings in Seismic Areas. Ankara, Turkey

Tolles Leroy, E. et al. 1996. *Survey of Damage to Historic Adobe Buildings after the January 1994 Northridge Earthquake.* The Getty Conservation Institute, Los Angeles: GCI Scientific Program Reports

Tolles E. L. Kimbro E. Ginell W. 2000. Planning and Engineering Guidelines for Seismic Retrofitting of Historic Adobe Structures. The Getty Conservation Institute Los Angeles California USA.

Tolles, E.L., Kimbro, E.E., Webster, F.A., and Ginell, W.S. 2000 [USA] *Seismic Stabilization of Historic Adobe Structures: Final Report of the Getty Seismic Adobe Project*

Torrealva D. 1985. Post-Disaster Housing Reconstruction and Economic Development in Peru. International Symposium on Housing and Urban Development After Natural Disasters. Miami, Florida, United States.

Torrealva D. 1986. A Field and Laboratory Tested Technique for Retrofitting Adobe Houses. Proceedings of Middle East and Mediterranean Regional Conference on Earthen and Low-Strength Masonry Buildings in Seismic Areas. Ankara, Turkey

Vargas, J. 1978. Recommendations for Design and Constructions of Adobe Houses. Experimental Study. In Spanish. International Symposium 4 February 1976 Earthquake, and the Reconstructions Process. Guatemala.

Zegarra L, Quiun D, San Bartolomé A, Giesecke A. 1997. Reinforcement of Existing Adobe Dwellings 1st part: Seismic Test of Walls "U". In Spanish. XI National Congress of civil Engineer. Trujillo, Peru.

Zegarra L, Quiun D, San Bartolomé A, Giesecke A. 1997. Reinforcement of Existing Adobe Dwellings 2nd part: Seismic Test of Modules. In Spanish. XI National Congress of civil Engineer. Trujillo, Peru.

Zegarra L, Quiun D, San Bartolomé A, Giesecke A. 2001. Behavior of Reinforced Adobe Dwellings in Moquegua, Tacna and Arica during the 23-06-2001Earthquake. In Spanish. XIII National Congress of civil Engineer. Puno, Peru.

Vargas Neumann J. Ottazzi G. 1981.Research on Adobe Publication DI- 81-01 in Spanish. Departamento de Ingeniería. Pontificia Universidad Católica del Perú

Vargas Neumann J. Bariola J. Blondet M. Mehta P. 1984. Seismic Strength of Adobe Masonry. Research Project financed by USA-AID in Spanish Publication DI-84-01 Departamento de Ingeniería. Pontificia Universidad Católica del Perú

Walker, Peter 2003 [UK] *Review of Structural Design Procedures for Earth Buildings*

Description sommaire des Règlements Internationaux

ASTM	Un document concis et très général qui décrit les différents systèmes de construction en terre, essentiellement pour les réintroduire dans le monde « développé » dans le contexte du développement durable et de l'efficacité énergétique. (6 pages)
ARIZ	Directives normatives applicables aux structures en terre, tantôt générales tantôt très spécifiques, pour Pima County (une zone à faible risque sismique). (15 pages)
AUST	Un guide très détaillé et bien illustré des concepts de construction et d'ingénierie des bâtiments en terre en général, et des systèmes prédominants en particulier. Ce guide n'a pas fait l'objet d'une adoption formelle par Standards Australia, pas plus qu'il n'a été rédigé sous le format d'une norme, mais SA est le sponsor principal et le co-auteur (avec Peter Walker) de ce texte. (152 pages)
CA	Directives normatives et critères conceptuels (de remise à niveau) applicables à l'adobe, à la taille de pierre et d'autres structures en « matériaux historiques ou archaïques » (zones à risque sismique élevé). (3 pages)
IBC	Directives normatives et résistance minimum des structures en adobe. (3 pages)
IND	Directives normatives et détails sur l'adobe, le torchis, le pisé et l'*Assam* (clayonnage et torchis), (zones à risque sismique faible à élevé). (12 pages)
NEP	Directives normatives et détails applicables exclusivement aux structures en pierre de taille avec mortier en ciment et/ou en terre (zones à risque sismique élevé). (22 pages)
NM	Directives normatives et détails applicables à l'adobe, aux blocs de terre comprimée et au pisé (zones à risque sismique modéré). (30 pages)
NZ97	Méthodologie applicable à la conception technique des structures en terre, dérivée pour l'essentiel des procédures de maçonnerie et de construction en béton et ajustée en fonction de l'expérience historique et des tests réalisés sur les bâtiments en terre. (56 pages)
NZ98	Directives très détaillées et bien illustrées pour la sélection des matériaux, leur stabilisation, leur test et le contrôle de la qualité de la construction (essais en laboratoire et sur le terrain). (81 pages)
NZ99	Directives normatives très détaillées et bien illustrées applicables à l'adobe, à l'adobe stabilisé, aux blocs de terre comprimée, au pisé, au torchis et à la terre coulée (zones à risque sismique modéré à élevé). (121 pages)
PEROU	Directives normatives applicables aux structures en adobe, accompagnées de quelques directives techniques concernant les zones à risque sismique modéré à élevé. (21 pages)