

Mémoire de calcul  
**CYPECAD**

# CYPECAD

Mémoire de calcul



**Software** pour  
**l'Architecture** et  
**l'Ingénierie** de  
la **Construction**

**CYPE Ingenieros, S.A.**  
Avda. Eusebio Sempere, 5  
03003 Alicante  
Tel. (+34) 965 92 25 50  
Fax (+34) 965 12 49 50  
cype@cype.com

[www.cype.fr](http://www.cype.fr)

**IMPORTANT : CE TEXTE REQUIERT VOTRE ATTENTION**

L'information contenue dans ce document est la propriété de CYPE Ingenieros, S.A. La reproduction partielle ou totale ainsi que la diffusion sous quelque forme que ce soit est interdite sans l'autorisation expresse et préalable de CYPE Ingenieros, S.A. L'infraction des droits de propriété intellectuelle est un délit (Art. L.122-4 du Code de la Propriété Intellectuelle).

Ce document et l'information qu'il contient sont partie intégrante et indissociable de la documentation qui accompagne la Licence d'Utilisation des programmes informatiques de CYPE Ingenieros, S.A. Par conséquent, elle est soumise aux mêmes devoirs et conditions.

Vous devrez lire, comprendre et accepter le Contrat de Licence d'Utilisation du software associé à cette documentation avant toute utilisation d'un des composants du produit. Si vous N'ACCEPTÉZ PAS les termes du Contrat de Licence d'utilisation, rendez immédiatement le software et tous les éléments qui l'accompagnent au lieu d'achat afin d'en obtenir le remboursement intégral.

Ce manuel correspond à la version du software dénommée CYPECAD par CYPE Ingenieros, S.A. L'information contenue dans ce document décrit substantiellement les caractéristiques et méthodes d'utilisation du ou des programmes qu'elle accompagne.

L'information contenue dans ce document peut avoir été modifiée postérieurement à l'édition mécanique de ce livre sans avis préalable. Le software associé à ce document peut être soumis à des modifications sans avis préalable.

CYPE Ingenieros, S.A. dispose d'autres services parmi lesquels vous trouverez les Mises à Jour, grâce auxquelles vous pourrez acquérir les dernières versions du software et la documentation qui les accompagne. Si vous avez des doutes sur les présentes conditions, par rapport au Contrat de Licence d'Utilisation du software, ou si vous souhaitez simplement rentrer en contact avec CYPE Ingenieros, S.A., adressez-vous à votre Distributeur Local Autorisé ou au Service Après-Vente de CYPE Ingenieros, S.A. à l'adresse suivante :

Avda. Eusebio Sempere, 5 · 03003 Alicante (Espagne) · Tel: +34 965 92 25 50 · Fax: +34 965 12 49 50 · [www.cype.com](http://www.cype.com)

© CYPE Ingenieros, S.A.

Edité et Imprimé à Alicante (Espagne)

Windows ® est une marque enregistrée de Microsoft Corporation ®.

|  |          |  |    |
|--|----------|--|----|
| Présentation .....   | 7        | 1.7.3. Actions .....   | 34 |
| <b>1. Mémoire de calcul .....</b>  | <b>9</b> | 1.8. Combinaisons .....  | 35 |
| 1.1. Description de problèmes à résoudre .....   | 9        | 1.8.1. Etats limites ultimes .....   | 35 |
| 1.2. Description de l'analyse effectuée par le programme .....                                       | 9        | 1.8.2. Actions caractéristiques .....  | 36 |
| 1.3. Discrétisation de la structure .....  | 10       | 1.9. Données d'entrée .....  | 36 |
| 1.3.1. Considération de la taille des nœuds .....  | 13       | 1.9.1. Données générales de l'ouvrage .....  | 36 |
| 1.3.2. Arrondissement des diagrammes des efforts aux appuis ..                                       | 14       | 1.9.2. Actions. Charges Spéciales. Groupes de combinaisons. Ni-<br>veaux/groupes ..... | 39 |
| 1.4. Options de calcul .....   | 16       | 1.9.3. Vent .....  | 39 |
| 1.4.1. Redistributions considérées .....   | 16       | 1.9.4. Séisme .....  | 39 |
| 1.4.2. Raideurs considérées .....  | 18       | 1.9.5. Hypothèses additionnelles (charges spéciales) .....                             | 39 |
| 1.4.3. Coefficient de raideur à la torsion .....   | 18       | 1.9.6. Etats limites (combinaisons) .....  | 40 |
| 1.4.4. Coefficient de raideur axiale .....   | 19       | 1.9.7. Données générales des poteaux, amorces et voiles (entrée<br>des poteaux) .....  | 40 |
| 1.4.5. Moments minimaux .....  | 19       | 1.9.8. Données du plancher (Entrée des poutres) .....                                  | 41 |
| 1.4.6. Autres Options .....  | 20       | 1.9.9. Données de charges. Poutres inclinées .....                                     | 50 |
| 1.5. Actions à considérer .....  | 23       | 1.10. Calcul de la structure .....   | 50 |
| 1.5.1. Actions verticales .....  | 23       | 1.11. Obtention des résultats .....  | 51 |
| 1.5.2. Actions horizontales .....  | 25       | 1.11.1. Consultation à l'écran .....   | 51 |
| 1.6. Matériaux à utiliser .....  | 33       | 1.12. Récapitulatifs pour impression .....   | 55 |
| 1.6.1. Béton de fondation, planchers, poteaux et murs .....  | 33       | 1.13. Dessin des plans .....   | 56 |
| 1.6.2. Acier des barres .....  | 33       | 1.14. Vérification et dimensionnement des éléments .....                               | 57 |
| 1.6.3. Acier dans les poteaux métalliques, les poutres<br>métalliques et les plaques d'ancrage ..... | 34       | 1.14.1. Poutres de plans horizontaux et inclinés .....                                 | 57 |
| 1.7. Coefficients de pondération .....   | 34       | 1.14.2. Poutres inclinées .....  | 62 |
| 1.7.1. Méthode de calcul .....   | 34       | 1.14.3. Poutres métalliques .....  | 62 |
| 1.7.2. Matériaux .....   | 34       | 1.14.4. Poteaux, voiles et murs en béton armé .....                                    | 63 |

|   |            |  |            |
|---|------------|--|------------|
| 1.14.5. Planchers unidirectionnels                    | .66        | <b>3. Murs</b>   | <b>.83</b> |
| 1.14.6. Planchers-dalles                              | .66        | 3.1. Murs en maçonnerie  | .83        |
| 1.14.7. Plaques allégées                              | .66        | 3.1.1. Caractéristiques des murs en maçonnerie   | .83        |
| 1.14.8. Planchers massifs                             | .66        | 3.1.2. Introduction des murs en maçonnerie   | .84        |
| 1.14.9. Planchers réticulés                           | .69        | 3.1.3. Utilisation correcte des murs en maçonnerie   | .84        |
| 1.15. Déformations des poutres                        | .70        | 3.2. Murs en béton armé  | .88        |
| 1.16. Déformations des planchers                      | .71        | 3.2.1. Murs en sous-sol en béton armé  | .88        |
| 1.16.1. Planchers unidirectionnels                    | .71        | 3.2.2. Murs portants (voiles)  | .91        |
| 1.16.2. Dalles mixtes                                 | .71        | 3.2.3. Utilisation correcte des murs en béton armé   | .92        |
| 1.16.3. Planchers de dalle mixte et réticulés         | .71        | 3.2.4. Dimensionnement du mur  | .93        |
| 1.16.4. Éléments de fondation                         | .72        | 3.2.5. Dimensionnement de la fondation   | .93        |
| <b>2. Radiers et Longrines</b>                        | <b>.73</b> | 3.3. Conseils pratiques pour le calcul des murs en sous-sol en béton armé dans les bâtiments | .93        |
| 2.1. Discrétisation                                   | .73        | 3.3.1. Révision des résultats de calcul du mur   | .94        |
| 2.2. Module de réaction dans les radiers et longrines | .73        | <b>4. Fondations isolées</b>   | <b>.98</b> |
| 2.3. Options de calcul                                | .76        | 4.1. Semelles isolées  | .98        |
| 2.4. Actions à considérer                             | .76        | 4.1.1. Contraintes sur le terrain  | .99        |
| 2.5. Matériaux à utiliser                             | .76        | 4.1.2. Etats d'équilibre   | .99        |
| 2.6. Combinaisons                                     | .77        | 4.1.3. Etats du béton  | .99        |
| 2.7. Calcul des radiers et des longrines              | .77        | 4.2. Semelle filante sous mur  | .101       |
| 2.8. Résultats du calcul                              | .81        | 4.3. Longrines de redressement   | .102       |
| 2.9. Vérification et dimensionnement des éléments     | .81        | 4.4. Longrines de liaison  | .103       |
| 2.9.1. Longrines                                      | .81        | 4.5. Semelles sur pieux  | .104       |
| 2.9.2. Radiers  | .81        | 4.5.1. Critères de calcul  | .104       |
| 2.10. Recommandations générales                       | .82        | 4.5.2. Critère de signes   | .105       |
| 2.10.1. Radiers                                       | .82        | 4.5.3. Considérations de calcul et de géométrie  | .105       |
| 2.10.2. Longrines                                     | .82        | 4.6. Plaques d'ancrage   | .107       |

|  |            |  |            |
|--|------------|--|------------|
| 4.7. Semelles en béton massif . . . . .                              | 108        | <b>8. Longrines mixtes . . . . .</b>                           | <b>121</b> |
| 4.7.1. Calcul des semelles comme solides rigides . . . . .           | 108        | <b>9. Planchers mixtes . . . . .</b>                           | <b>122</b> |
| 4.7.2. Calcul des semelles comme structure en béton massif . . . . . | 108        | <b>10. Implémentations normatives . . . . .</b>                | <b>125</b> |
| 4.7.3. Liste des vérifications . . . . .                             | 110        | 10.1. Implémentation norme espagnole . . . . .                 | 125        |
| <b>5. Consoles courtes . . . . .</b>                                 | <b>112</b> | 10.1.1. Actions à considérer . . . . .                         | 125        |
| <b>6. Planchers unidirectionnels de poutrelles . . . . .</b>         | <b>113</b> | 10.2. Implémentations norme portugaise . . . . .               | 130        |
| 6.1. Poutrelles en béton . . . . .                                   | 113        | 10.2.1. Actions à considérer . . . . .                         | 130        |
| 6.1.1. Géométrie . . . . .   | 113        | 10.2.2. Matériaux à utiliser . . . . .                         | 131        |
| 6.1.2. Raideur considérée . . . . .                                  | 113        | 10.2.3. Coefficients de pondération . . . . .                  | 131        |
| 6.1.3. Estimation de la flèche . . . . .                             | 113        | 10.2.4. Données d'entrée . . . . .                             | 131        |
| 6.2. Poutrelles armées / Poutrelles précontraintes . . . . .         | 113        | 10.2.5. Vérification et dimensionnement des éléments . . . . . | 131        |
| 6.3. Poutrelles in situ . . . . .                                    | 114        | 10.3. Implémentation de l'Eurocode 2 (EC-2) . . . . .          | 132        |
| 6.3.1. Géométrie . . . . .   | 114        | 10.3.1. Matériaux à utiliser . . . . .                         | 132        |
| 6.3.2. Raideurs . . . . .  | 114        | 10.3.2. Combinaisons des actions . . . . .                     | 133        |
| 6.3.3. Estimation de la flèche . . . . .                             | 114        | 10.3.3. Diagrammes contrainte – déformation . . . . .          | 133        |
| 6.3.4. Dimensionnement à la flexion . . . . .                        | 114        | <b>11. Structures 3D intégrées . . . . .</b>                   | <b>138</b> |
| 6.3.5. Dimensionnement à l'effort tranchant . . . . .                | 114        | <b>12. Interaction de la structure</b>                         |            |
| 6.4. Poutrelles métalliques . . . . .                                | 115        | <b>avec les éléments constructifs . . . . .</b>                | <b>140</b> |
| 6.4.1. Géométrie . . . . .   | 115        | 12.1. Modèle d'analyse de l'influence                          |            |
| 6.5. Poutrelles JOIST . . . . .                                      | 115        | des éléments constructifs non structurels . . . . .            | 145        |
| 6.5.1. Géométrie . . . . .   | 115        | 12.2. Etats de rupture ou de fissure . . . . .                 | 146        |
| 6.5.2. Raideur considérée . . . . .                                  | 115        | 12.3. Exemple de calcul . . . . .                              | 147        |
| 6.5.3. Dimensionnement de la poutrelle . . . . .                     | 116        | 12.3.1. Description de la structure . . . . .                  | 147        |
| 6.6. Commentaires sur l'utilisation                                  |            | 12.3.2. Eléments constructifs . . . . .                        | 148        |
| des planchers unidirectionnels . . . . .                             | 116        | 12.3.3. Action sismique . . . . .                              | 149        |
| <b>7. Planchers inclinés . . . . .</b>                               | <b>118</b> |  |            |
| 7.1. Dimensionnement des éléments . . . . .                          | 120        |  |            |



## Présentation

**CYPECAD** est un software destiné aux projets de construction en béton armé et en acier. Il permet l'analyse spatiale, le dimensionnement de tous les éléments structuraux, l'édition des armatures et des sections et l'obtention des plans de construction de la structure.

Il réalise le calcul de structures tridimensionnelles constituées d'éléments porteurs et de planchers, ainsi que leurs fondations. Il permet également de dimensionner automatiquement les éléments en béton armé et métalliques.

Si vous disposez de **CYPE 3D**, vous pouvez intégrer des ouvrages réalisés avec ce dernier (profils en acier et en bois) avec 6 degrés de liberté par noeud et réaliser dans **CYPECAD** le dimensionnement et l'optimisation des sections.

Avec **CYPECAD**, le projeteur à en main un outil précis et efficace pour la résolution de tous les aspects relatifs au calcul des structures en béton de tout type. Le programme est adapté aux dernières normes de nombreux pays.

Deux versions sont disponibles :

1. *Complète.* Cette version comprend l'ensemble des possibilités du programme. Elle ne possède aucune limitation quant au nombre de poteaux, de niveaux, de mètres carrés de planchers, etc.
2. *Limitée.* Cette version permet de calculer des structures avec un maximum de 30 poteaux, 4 groupes ou types de niveaux différents, 5 niveaux au total et 100 mètres linéaires de murs.

Des aides associées aux options des dialogues et des fenêtres sont incorporées au programme et facilitent son utilisation.

Avec **CYPECAD**, vous aurez toujours le contrôle total du projet. Sans risque.





# 1. Mémoire de calcul

## 1.1. Description de problèmes à résoudre

**CYPECAD** a été conçu pour réaliser le calcul des efforts et le dimensionnement des structures en béton armé et métalliques comprenant des planchers unidirectionnels de poutrelles (génériques, armées, précontraintes, in situ, métalliques d'âme pleine et en treillis), des plaques allégées, des planchers mixtes, des planchers bidirectionnels réticulés et des planchers-dalle pour des constructions soumises à des actions verticales et horizontales. Les poutres des planchers peuvent être en béton, métalliques ou mixtes (acier et béton). Les éléments porteurs peuvent être des poteaux en béton armé ou métalliques, des voiles en béton armé, des murs en béton armé avec ou sans poussées horizontales ou des murs de maçonnerie (génériques ou en blocs de béton). La fondation peut être fixe (semelles superficielles ou sur pieux) ou flottante (longrines et radiers). La fondation peut être calculée séparément en introduisant seulement des amorces de poteaux.

**CYPECAD** fournit les plans des dimensions et des armatures des niveaux, des poutres, des poteaux, des voiles et des murs par plotter, imprimante et fichiers DXF/DWG, ainsi que les listes de données et les résultats de calcul. Si vous disposez de CYPE 3D vous pourrez introduire des **structures 3D intégrées** constituées de barres en bois ou en acier.

## 1.2. Description de l'analyse effectuée par le programme

L'analyse des sollicitations est réalisée via un calcul spatial en 3D, par des méthodes matricielles de raideur, compre-

nant tous les éléments définissant la structure : poteaux, voiles en B.A., murs, poutres et planchers.

La compatibilité des déformations est établie en chaque nœud en considérant 6 degrés de liberté et l'hypothèse d'indéformabilité du plan est créée à chaque niveau pour simuler le comportement rigide du plancher, en empêchant les déplacements relatifs entre les nœuds de celui-ci (diaphragme rigide). Chaque niveau pourra donc seulement tourner et se déplacer dans son ensemble (3 degrés de liberté).

La considération d'un diaphragme rigide pour chaque zone indépendante d'un niveau est maintenue même si sont introduites des poutres et non des planchers.

Lorsqu'il existe des zones indépendantes à un même niveau, chacune d'entre elles est considérée comme une partie distincte face à l'indéformabilité de cette zone et n'est donc pas prise en compte dans son ensemble. Les niveaux se comportent comme des plans indéformables indépendants. Un poteau non connecté est considéré comme une zone indépendante.

Pour tous les états de charge, un calcul statique est réalisé (excepté lorsque les actions dynamiques par séisme sont considérées, auquel cas c'est la méthode modale spectrale qui est utilisée). On considère que les matériaux ont un comportement linéaire et donc un calcul linéaire du premier ordre est utilisé pour l'obtention des déplacements et des efforts.

Dans les **structures 3D intégrées**, on disposera toujours de 6 degrés de liberté par nœud.

### 1.3. Discrétisation de la structure

La structure est discrétisée en éléments type barres, réseaux de barres et de nœuds et éléments finis triangulaires de la manière suivante :

- **Poteaux**

Ce sont des barres verticales entre chaque niveau, amorcées par un nœud au niveau de la fondation ou de tout autre élément (poutre ou plancher par exemple). A l'intersection de chaque niveau, leur axe est celui de la section transversale. Les excentricités dues à la variation des dimensions dans la hauteur de chaque niveau sont prises en compte.

La longueur de la barre est la hauteur ou distance libre par rapport aux autres éléments du niveau initial et du niveau final.

- **Poutres**

Elles sont définies dans le niveau par des nœuds fixés à leur intersection avec les éléments porteurs (poteaux, voiles ou murs) ou aux points de coupe avec d'autres éléments de planchers ou d'autres poutres. Des nœuds sont ainsi créés le long de l'axe et aux extrémités ainsi qu'aux points en porte-à-faux ou extrémités libres, ou en contact avec d'autres éléments des planchers. Une poutre entre deux poteaux est formée de plusieurs barres consécutives dont les nœuds sont les intersections avec les barres des planchers. Elles possèdent toujours trois degrés de liberté, l'hypothèse de diaphragme rigide étant maintenue entre tous les éléments se rencontrant dans le niveau. Par exemple une poutre continue s'appuyant sur plusieurs poteaux, et bien qu'il n'y ait pas de plancher, conserve l'hypothèse de diaphragme rigide. Elles peuvent être en béton armé, métalliques ou mixtes, de profils sélectionnés dans la bibliothèque.

Les poutres sont discrétisées comme des barres dont l'axe coïncide avec le plan moyen vertical qui passe par le centre de l'âme et à hauteur de son centre de gravité.

**Simulation d'appui sur mur.** Trois types de poutres sont définis pour simuler l'appui sur un mur, lequel est discrétisé comme une série d'appuis coïncidant avec les nœuds de la discrétisation le long de l'appui sur le mur, ce qui augmente sa raideur de façon considérable ( $\times 100$ ). Il en est de même que pour une poutre continue très rigide sur appuis avec des tronçons de courtes portées. Les types d'appuis sont :

- Encastrement. Déplacements et rotations bloqués dans toutes les directions.
- Articulation fixe. Déplacements bloqués et rotations libres.
- Articulation avec déplacement libre horizontal. Déplacement vertical entravé, et déplacement horizontal et rotations libres.

Il convient de souligner l'effet que ces types d'appuis peuvent produire sur les autres éléments de la structure, étant donné qu'en interdisant le mouvement vertical, tous les éléments verticaux s'appuyant ou s'articulant avec eux rencontreront une coaction verticale qui empêchera ce mouvement. Ceci est particulièrement important pour les poteaux qui, étant définis avec liaison extérieure, sont en contact avec ce type d'appui, de façon que leur charge leur reste appliquée et n'est pas transmise à la fondation, ce qui peut également engendrer des réactions négatives qui représentent le poids du poteau ou une partie de la charge suspendue de l'appui du mur.

Dans le cas particulier d'une articulation fixe et avec déplacement, lorsqu'une poutre est rencontrée dans la continuité ou en prolongation de l'axe de l'appui du mur, il se produit un effet d'encastrement par continuité

en tête de l'appui du mur, lequel peut être observé par obtention des diagrammes de moments et il est vérifié qu'il existe des moments négatifs aux bords. Dans la pratique, il doit être vérifié que les conditions réelles de l'ouvrage reflètent ou permettent ces conditions d'encastrement, qui devront être garanties lors de l'exécution.

Si la poutre n'est pas prolongée, c'est-à-dire sans aucune déviation, cet effet ne se produit pas et l'appui se comporte comme une rotule.

Si, lorsqu'elle est continue, on ne veut pas qu'elle soit encadrée, il faut disposer une rotule à l'extrémité de la poutre en appui.

**Longrines.** Ce sont des poutres flottantes appuyées sur un sol élastique, discrétisées en nœuds et barres, en attribuant aux nœuds la constante de ressort définie à partir du module de réaction (voir chapitre Radiers et longrines).

- **Poutres inclinées**

Ce sont des barres définies entre deux points qui peuvent se trouver à un même niveau ou à des niveaux différents et qui créent deux nœuds en ces intersections. Lorsqu'une poutre inclinée unie deux zones indépendantes, elle ne produit pas l'effet d'indéformabilité du plan avec comportement rigide étant donné que les liaisons possèdent six degrés de liberté sans limite.

- **Consoles courtes**

Consultez le paragraphe **5. Consoles courtes** de ce mémoire.

- **Planchers de poutrelles**

Les poutrelles sont des barres qui sont définies dans les vides des planchers entre les poutres ou murs et qui engendrent des nœuds dans les intersections de bord et l'axe correspondant de la poutre intersectée. Il est possible de définir des poutrelles doubles ou triples

qui sont représentées par une unique avec une âme de largeur supérieure. La géométrie de la section en T à laquelle est assimilée chaque poutrelle se définit dans la fiche de données du plancher correspondant. Consultez le paragraphe **6. Planchers unidirectionnels de poutrelles** de ce mémoire pour plus de détails.

- **Planchers de plaques allégées**

Ce sont des planchers unidirectionnels discrétisés par des barres de 40 cm. Les caractéristiques géométriques et leurs propriétés résistantes sont définies dans une fiche de caractéristiques du plancher et peuvent être introduites par l'utilisateur en créant une bibliothèque de planchers allégés.

Ils peuvent être calculés en fonction du processus constructif de façon approximative en modifiant l'encastrement aux bords, selon une méthode simplifiée.

- **Planchers dalles**

La discrétisation des planchers en dalle massive se fait par des mailles d'éléments type barres de longueur maximale 25 cm. Une condensation statique de tous les degrés de liberté est effectuée (méthode exacte). La déformation par effort tranchant est prise en compte et l'hypothèse de diaphragme rigide est maintenue. La raideur à la torsion des éléments est considérée.

- **Planchers mixtes**

Ce sont des planchers unidirectionnels discrétisés par des barres de 40 cm. Ils se composent d'une dalle de béton et d'une plaque nervurée lui servant de coffrage. La plaque peut être utilisée comme coffrage perdu ou comme bac collaborant (comportement mixte). Pour plus d'informations, consultez le chapitre Planchers mixtes.

- **Radiers**

Ce sont des planchers-dalles flottants dont la discrétisation est identique aux planchers-dalles normaux, à

partir de ressorts dont la constante est définie à partir du module de réaction. Chaque plancher peut posséder des modules différents (voir chapitre Longrines et radiers).

- **Planchers réticulés**

La discrétisation des planchers réticulés est réalisée en considérant des mailles d'éléments type barre dont la taille correspond au tiers de l'interaxe défini entre les nervures de la zone allégée, et dont l'inertie à la flexion est (dans la zone massive comme dans la zone allégée) la moitié de la zone massive, et l'inertie à la torsion le double de celle à la flexion.

La dimension de la maille est maintenue constante dans la zone allégée comme dans la zone massive, les inerties moyennes indiquées précédemment étant adoptées dans chaque zone. La déformation par effort tranchant est prise en compte et l'hypothèse de diaphragme rigide est maintenue. La raideur à la torsion des éléments est considérée.

- **Voiles en béton armé**

Ce sont des éléments verticaux de section transversale quelconque, formée de rectangles multiples entre chaque niveau et définie par un niveau initial et un niveau final. La dimension de chaque côté est constante en hauteur mais peut diminuer en épaisseur.

Pour une paroi (ou noyau), une des dimensions transversales de chaque côté doit être supérieure à cinq fois l'autre dimension, car si cette condition n'est pas vérifiée, sa discrétisation comme élément fini n'est pas adéquate, et l'élément peut réellement être considéré comme linéaire.

Les poutres, comme les planchers, sont unies aux parois le long de leurs côtés quelles que soient leurs direction et position, via une poutre de largeur égale à l'épaisseur du tronçon et de hauteur constante de 25 cm. Les nœuds ne coïncident pas avec les nœuds de la poutre.

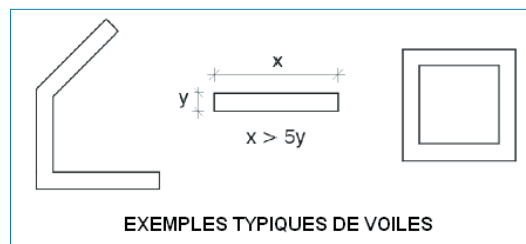


Fig. 1.1

- **Murs en béton armé, murs en maçonnerie et murs de blocs en béton armé**

Ce sont des éléments verticaux de section transversale quelconque, constitués de rectangles entre chaque niveau et définis par un niveau initial et un niveau final. La dimension de chaque côté peut être différente à chaque niveau et son épaisseur peut diminuer à chaque niveau. Pour une paroi (ou mur) une des dimensions transversales de chaque côté doit être supérieure à cinq fois l'autre dimension, car si cette condition n'est pas vérifiée, sa discrétisation comme élément fini n'est pas adéquate, et le mur peut réellement être considéré comme un poteau ou un autre élément en fonction de ses dimensions. Les poutres, les planchers et les poteaux sont unis aux parois du mur le long de leurs côtés quelle que soit leur position et leur direction.

Tout nœud généré correspond à un nœud des triangles.

La discrétisation est effectuée par des éléments finis de type lame épaisse tridimensionnelle qui considère la déformation par effort tranchant. Ils sont formés de six nœuds, aux sommets et aux points milieux des côtés, avec six degrés de liberté chacun. Leur forme est triangulaire et un maillage du mur est réalisé en fonction des dimensions, de la géométrie et des vides et est affiné dans les zones critiques, ce qui réduit la taille des

éléments à proximité des angles, des bords et des singularités.

### 1.3.1. Considération de la taille des nœuds

Un ensemble de nœuds généraux de dimension finie est créé aux axes des poteaux et à l'intersection des éléments des planchers avec les axes des poutres. Chaque nœud général possède un ou plusieurs nœuds associés. Les nœuds associés apparaissent aux intersections des éléments des planchers avec les faces des poutres et avec les faces des poteaux et à l'intersection des axes des poutres avec les faces des poteaux.

Etant donné qu'ils sont liés entre eux par la compatibilité des déformations supposée déformation plane, la matrice de raideur générale et celles associées peuvent être résolues et les déplacements et efforts de tous les éléments obtenus.

En guise d'exemple, la discrétisation est représentée sur le schéma suivant (Fig. 1.2). Chaque nœud de dimension finie peut avoir ou non un ou plusieurs nœuds associés, mais doit toujours avoir un nœud général.

Etant donné que le programme prend en compte la taille du poteau, et considère un comportement linéaire à l'intérieur de l'élément porteur, avec déformation plane et raideur infinie, la compatibilité des déformations est posée.

Les barres définies entre l'axe du poteau 1 et ses bords sont considérées comme infiniment rigides.

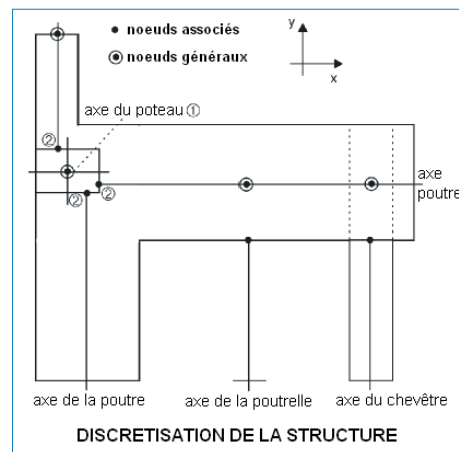


Fig. 1.2

$\delta_{z1}$ ,  $\theta_{x1}$  et  $\theta_{y1}$  sont les déplacements du poteau 1 et  $\delta_{z2}$ ,  $\theta_{x2}$  et  $\theta_{y2}$  ceux de n'importe quel point 2, intersection de l'axe de la poutre avec la face du poteau.  $A_x$  et  $A_y$  sont les coordonnées relatives du point 2 par rapport au 1 (Fig. 1.2).

Il est vérifié que :

$$\delta_{z2} = \delta_{z1} - A_x \cdot \theta_{y1} + A_y \theta_{x1}$$

$$\theta_{x2} = \theta_{x1}$$

$$\theta_{y2} = \theta_{y1}$$

De la même façon, on prend en compte la taille des poutres en considérant leur déformation comme plane.

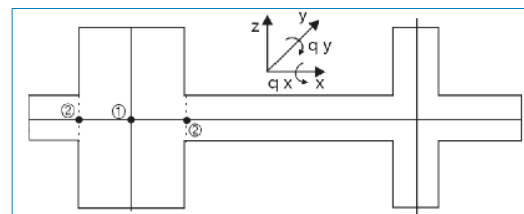


Fig. 1.3

Le modèle structural défini par le programme correspond aux données introduites par l'utilisateur. Vous devez donc faire attention à ce que la géométrie introduite soit en accord avec le type d'élément choisi et en adéquation avec la réalité.

Nous attirons particulièrement votre attention sur le fait que certains éléments, considérés dans le calcul comme des éléments linéaires (poteaux, poutres, poutrelles), ne le sont pas en réalité, ce qui donne lieu à des comportements bi ou tridimensionnels des éléments et les critères de calcul ne s'ajustent donc pas au dimensionnement de ces éléments.

En guise d'exemple, nous pouvons citer le cas des consoles courtes, des poutres-parois et plaques, ainsi que certaines situations pouvant survenir dans les poutres, dans les dalles qui en réalité sont des poutres, dans les poteaux ou voiles courts qui ne vérifient pas les limites géométriques de par leurs dimensions longitudinales et transversales. Pour ces situations, l'utilisateur doit effectuer les corrections nécessaires manuellement pour que les résultats du modèle théorique s'adaptent à la réalité physique.

### 1.3.2. Arrondissement des diagrammes des efforts aux appuis

Si l'on considère le « Código Modelo CEB-FIP 1990 », duquel est inspirée la norme européenne, l'article 5.2.3.2 dit ce qui suit en référence à la portée efficace de calcul :

« Dans le cas général, la portée  $l$  sera la distance entre les axes des supports. Lorsque les réactions localisées sont très excentrées par rapport à ces axes, la portée efficace sera calculée en prenant en compte la position réelle de la résultante dans les supports.

Dans l'analyse globale des portiques, lorsque la portée efficace est inférieure à la distance entre les supports, les di-

mensions des unions seront prises en compte en introduisant des éléments rigides dans l'espace compris entre la directrice du support et la section finale de la poutre. »

Comme, en général, la réaction dans le support est excentrée (étant donné que normalement l'effort normal et le moment sont transmis au support), on considère la taille des nœuds à travers l'introduction d'éléments rigides entre l'axe du support et la fin de la poutre, ce qui est expliqué par la suite.

On suppose une réponse linéaire dans le support comme réaction des charges transmises par le linteau et celles appliquées au nœud, transmises par le reste de la structure.

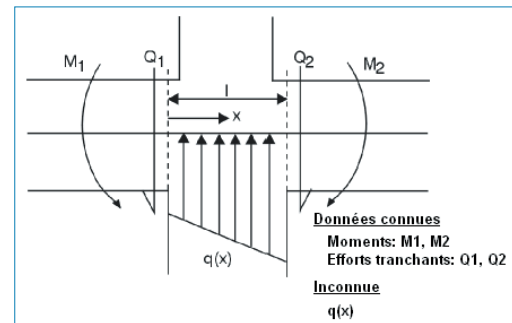


Fig. 1.4

On sait que :

$$Q = \frac{dM}{dx} ; \quad q = \frac{dQ}{dx}$$

Les équations de moment répondent en général à une loi parabolique cubique de la forme :

$$M = ax^3 + bx^2 + cx + d$$

L'effort tranchant est la dérivée :

$$Q = 3ax^2 + 2bx + c$$

En supposant les conditions suivantes au contour :

$$x = 0 \quad Q = Q_1 = c$$

$$x = 0 \quad M = M_1 = d$$

$$x = l \quad Q = Q_2 = 3a^2 + 2bl + c$$

$$x = l \quad M = M_2 = al^3 + bl^2 + cl + d$$

On obtient un système de quatre équations à quatre inconnues de résolution simple.

Les diagrammes des efforts ont la forme suivante :

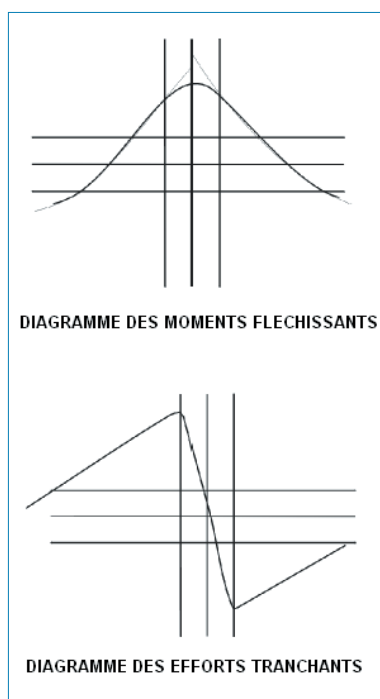


Fig. 1.5

Ces considérations ont déjà été étudiées par plusieurs auteurs (Branson 1977) et sont finalement en relation avec la polémique sur la portée de calcul et la portée libre et la façon dont elles sont considérées dans les différentes normes. Il en va de même pour le moment de calcul aux axes ou aux faces des supports.

En particulier, l'article 18.2.2 de la EHE énonce : « *Sauf justification spéciale, on considère comme portée de calcul des pièces la distance entre les axes d'appui.* »

Et dans les commentaires, il est ajouté : « *Dans les cas où la dimension de l'appui est grande, il peut être pris comme portée de calcul simplifiée la portée libre plus l'épaisseur de l'élément.* »

La structure est idéalisée en éléments linéaires, d'une longueur à déterminer par la géométrie réelle de la structure. Entre dans ce sens la considération de la taille des poteaux.

N'oubliez pas que, pour qu'un élément puisse être considéré comme linéaire, la poutre ou le poteau ne doit pas avoir une portée ou une longueur d'élément inférieure au triple de son épaisseur moyenne ou au quadruple de sa largeur moyenne.

L'eurocode 2 permet de réduire les moments d'appui en fonction de la réaction d'appui et de la largeur :

$$\Delta M = \frac{\text{réaction} \cdot \text{largeur appui}}{8}$$

Si son exécution est d'une pièce sur les appuis, on peut prendre comme moment de calcul celui de la face de l'appui mais pas moins de 65% du moment d'appui, l'union entre les faces des supports rigides étant supposée parfaitement fixe.

Dans ce sens, on peut également citer les normes argentes C.I.R.S.O.C., basées sur les normes D.I.N. allemandes et permettant de considérer l'arrondi parabolique des diagrammes en fonction de la taille des appuis.

A l'intérieur du support, on considère que l'épaisseur des poutres augmente linéairement avec une pente de 1:3 jusqu'à l'axe du support, et donc la considération jointe à la taille des nœuds, arrondi parabolique de la taille des moments et augmentation d'épaisseur à l'intérieur du support, conduit à une économie de l'armature longitudinale par flexion des poutres, étant donné que le ratio maximum se produit entre la face et l'axe du support, étant plus habituel dans la face, en fonction de la géométrie introduite.

Dans le cas d'une poutre s'appuyant sur un support allongé type écran ou mur, les diagrammes des moments se prolongeront dans le support à partir de la face d'appui sur une longueur égale à une épaisseur, avec dimensionnement des armatures jusqu'à une longueur égale, sans les prolonger plus que nécessaire. Même si la poutre possède une longueur supérieure à l'appui, la poutre et son armature s'interrompent une fois que l'équivalence d'une épaisseur a pénétré dans l'écran ou le mur.

## 1.4. Options de calcul

Il est possible de définir de nombreux paramètres structuraux de grande importance dans l'obtention des efforts et le dimensionnement des éléments. Étant donnée la grande quantité d'options disponibles, il est recommandé de les consulter dans le manuel préalablement au calcul. Sont citées ci-après les plus significatives.

### 1.4.1. Redistributions considérées

#### Coefficient de redistribution des moments négatifs

Une redistribution des moments négatifs dans les poutres et poutrelles est acceptée jusqu'à 30%. Ce paramètre peut être établi optionnellement par l'utilisateur. On recommande une redistribution de 15% dans les poutres et de 25% dans les poutrelles (valeur par défaut). Cette redistribution s'effectue après le calcul.

La considération d'une certaine redistribution des moments fléchissants conduit à une armature plus chère mais plus sûre et plus constructive. Toutefois, une redistribution excessive produit des flèches et une fissuration incompatible avec le cloisonnage.

Dans les poutres, une redistribution de 15% produit des résultats généralement acceptables et peut être considérée comme la redistribution optimale. Dans les planchers, il est recommandé d'utiliser une redistribution de 25%, ce qui équivaut approximativement à égaliser les moments négatifs et positifs.

La redistribution des moments est effectuée en utilisant les moments négatifs aux bords des appuis qui, dans les poteaux, seront les faces, c'est-à-dire qu'elle affecte la portée libre ; les nouvelles valeurs des moments à l'intérieur de l'appui étant déterminées à partir des moments redistribués en face, et les arrondis considérés dans les diagrammes des efforts indiqués dans le paragraphe précédent.

Dans les planchers de poutrelles, en plus de la redistribution, l'utilisateur peut définir les moments minimaux positifs et négatifs spécifiés dans la norme.



### Coefficient d'encastrement au dernier niveau

Les moments négatifs peuvent être redistribués de façon optimale dans l'union de tête du dernier tronçon de poteau avec l'extrémité de la poutre. Cette valeur sera comprise entre 0 (articulation) et 1 (encastrement) bien qu'il soit conseillé de prendre 0,3 comme valeur intermédiaire (valeur par défaut).

Le programme réalise une interpolation linéaire entre les matrices de rigidité des barres bi-encastrees et encastrees-articulées, qui affecte les termes  $EI/L$  des matrices du dernier tronçon de poteau :

$$K_{\text{definitive}} = \alpha \cdot K_{\text{biencastrees}} + (1 - \alpha) \cdot K_{\text{encas artic}}$$

Où  $\alpha$  est la valeur du coefficient introduit.

### Coefficient d'encastrement en tête et pied de poteau, aux bords des planchers, poutres et murs ; articulations aux extrémités de poutres

Il est également possible de définir un coefficient d'encastrement de chaque tronçon de poteau en tête et/ou en pied de l'union (0 = articulée, 1 = encastree). Les coefficients en tête du dernier tronçon du poteau sont multipliés par ceux-ci. Cette rotule plastique est physiquement considérée au point d'union à la tête ou au pied avec la poutre ou plancher type dalle/plancher réticulé qui arrive au nœud.

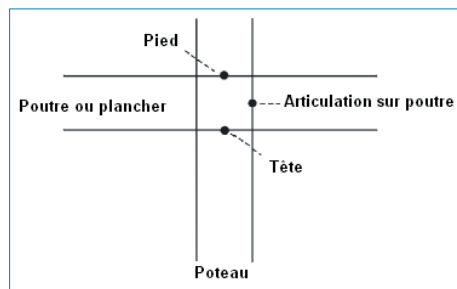


Fig. 1.6

Aux extrémités des poutres et en tête du dernier tronçon de poteau avec des coefficients très petits et des rotules dans les poutres, des résultats absurdes peuvent être obtenus, y compris des mécanismes, lorsqu'il existe deux rotules unies par des tronçons rigides.

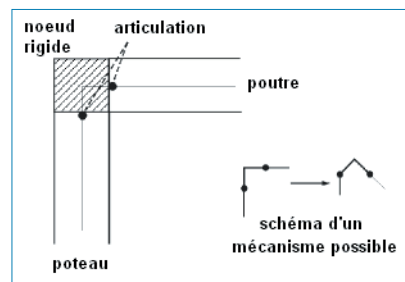


Fig. 1.7

Dans les dalles, les planchers unidirectionnels et les planchers réticulés, il est également possible de définir un coefficient d'encastrement variable en tous les bords d'appui, qui peut osciller entre 0 et 1 (valeur par défaut).

Vous pouvez également définir un coefficient d'encastrement variant entre 0 et 1 (valeur par défaut) aux bords de la poutre de la même manière que dans les planchers mais pour un ou plusieurs bords, à spécifier par poutre.

Lorsque des coefficients d'encastrement sont définis simultanément dans les planchers et aux bords des poutres, les deux sont multipliés pour obtenir un coefficient résultant à appliquer en chaque bord.

La rotule plastique définie est matérialisée au bord du plancher et au bord de l'appui dans les poutres et les murs, mais n'est pas effective aux bords en contact avec les poteaux et les voiles qui sont toujours considérés encastres. Entre le bord de l'appui et l'axe, on définit une barre rigide, et il existe donc toujours un moment dans l'axe d'appui produit par l'effort tranchant dans le bord par sa distance à

l'axe. Ce moment fléchissant est converti en torseur s'il n'y a pas de continuité avec les autres planchers adjacents. Cette option doit être utilisée avec prudence, étant donné que si le bord d'un plancher est articulé avec une poutre et que la raideur à la torsion de cette dernière est très petite, sans arriver à un mécanisme, cela peut donner des résultats absurdes pour les déplacements du plancher à son bord et donc pour les efforts calculés.

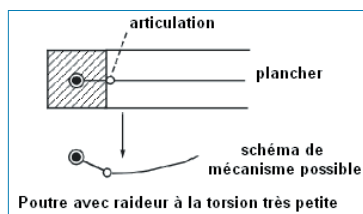


Fig. 1.8

Il est possible de définir également des articulations aux extrémités des poutres, en les matérialisant physiquement dans la phase de l'appui, qu'il s'agisse d'un poteau, d'un mur, d'un écran ou d'un appui de mur.

Ces redistributions sont prises en compte dans le calcul et influent sur les déplacements et sur les efforts finaux du calcul obtenu.

### 1.4.2. Raideurs considérées

Pour l'obtention des termes de la matrice de raideur, on considère tous les éléments de béton dans leur section brute.

Pour le calcul des termes de la matrice de raideur des éléments on distingue les valeurs :

**EI/L** : Raideur à la flexion

**GJ/L** : Raideur de torsion

**EA/L** : Raideur normale

Et on applique les coefficients indiqués dans le tableau suivant :

| Élément                         | (EI <sub>v</sub> )       | (EI <sub>z</sub> ) | (GJ)     | (EA)                        |
|---------------------------------|--------------------------|--------------------|----------|-----------------------------|
| Poteaux                         | S.B.                     | S.B.               | S.B. · x | S.B. · coef. raideur axiale |
| Poutres inclinées               | S.B.                     | S.B.               | S.B. · x | S.B.                        |
| Poutres en béton ou métalliques | S.B.                     | ∞                  | S.B. · x | ∞                           |
| Poutrelles                      | S.B.                     | ∞                  | S.B. · x | ∞                           |
| Chaînage de bord                | S.B. · 10 <sup>-15</sup> | ∞                  | S.B. · x | ∞                           |
| Appui et encastrement dans mur  | S.B. · 10 <sup>2</sup>   | ∞                  | S.B. · x | ∞                           |
| Voiles et murs                  | S.B.                     | S.B.               | E.P.     | S.B. · coef. raideur axiale |
| Planchers-dalles et réticulés   | S.B.                     | ∞                  | S.B. · x | ∞                           |
| Plaques allégées                | S.B.                     | ∞                  | S.B. · x | ∞                           |

S.B. : section brute du béton

∞ : L'indéformabilité relative dans le niveau n'est pas considérée

x : Coefficient réducteur de la raideur à la torsion

E.P. : Élément fini plan

### 1.4.3. Coefficient de raideur à la torsion

Il existe une option qui permet de définir un coefficient réducteur de la raideur à la torsion (x) des différents éléments (voir tableau précédent). Cette option n'est pas applicable aux profils métalliques. Lorsque la dimension de l'élément est inférieure ou égale à la valeur définie pour des barres courtes, ce sera le coefficient défini dans les options qui sera pris. La section brute (S.B.) sera considérée pour le terme de torsion GJ et également lorsque ce sera nécessaire pour l'équilibre de la structure.

Vous pouvez consulter les valeurs par défaut dans le menu Options.

#### 1.4.4. Coefficient de raideur axiale

On considère le raccourcissement par effort normal dans les poteaux, murs et voiles en B.A. affecté d'un coefficient de raideur axiale variable entre 1 et 99,99 pour pouvoir simuler l'effet du processus constructif de la structure et son influence dans les efforts et déplacements finaux. La valeur conseillée se situe entre 2 et 3, 2 étant la valeur par défaut.

#### 1.4.5. Moments minimaux

Dans les poutres, il est également possible de couvrir un moment minimum qui soit une fraction du supposé isostatique  $pl^2/8$ . Ce moment minimum peut être défini pour des moments négatifs comme pour des moments positifs de la forme  $pl^2/x$ ,  $x$  étant un nombre entier supérieur à 8. La valeur par défaut est 0, c'est-à-dire qu'ils ne sont pas appliqués.

Il est recommandé de placer au moins une armature capable de résister à un moment de  $pl^2/32$  en négatifs et à un moment de  $pl^2/20$  en positifs. Il est possible de faire ces considérations de moments minimaux pour toute la structure ou seulement pour une partie, et ils peuvent être différents pour chaque poutre. En général, chaque norme indique des valeurs minimales.

Analogiquement, il est possible de définir des moments minimaux dans les planchers unidirectionnels par planchers de poutrelles et pour des plaques allégées. Ils peuvent être définis pour tout l'ouvrage ou pour des planchers individuels et/ou des valeurs différentes. Une valeur égale à  $1/2$  fois le moment isostatique ( $pl^2/16$  pour une charge uniforme) est raisonnable pour des moments positifs et négatifs. Nous vous conseillons de consulter le menu **Options**.

Les courbes enveloppes des moments seront déplacées de manière à vérifier les moments minimaux, la redistribution des moments négatifs considérée étant appliquée postérieurement.

La valeur équivalente à la charge linéaire appliquée est :

$$p = \frac{V_i + V_d}{l}$$

Si un moment minimum (+) a été considéré, il convient de vérifier que :

$$M_v \geq \frac{pl^2}{8}$$

Si le moment minimum appliqué est inférieur à celui de calcul, on prendra la plus grande des deux valeurs.

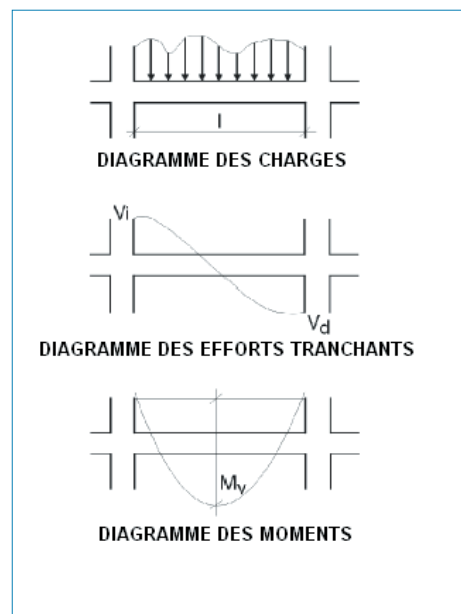


Fig. 1.9

Souvenez-vous que ces considérations fonctionnent correctement avec des charges linéaires et de façon approchée s'il existe des charges ponctuelles.

### 1.4.6. Autres Options

Les options non citées de l'application et qui, bien sûr, influent et personnalisent les calculs sont énumérées ci-après.

#### Poteaux

- Disposition de barres verticales (longueurs maximales, union de tronçons courts, recouvrements intermédiaires). La longueur maximale d'une barre (8 m par défaut) oblige à effectuer des superpositions dans le cas où un tronçon dépasse cette valeur.

La longueur maximale de l'union des tronçons courts (4 m par défaut) est activée lorsque les hauteurs entre les niveaux sont petites. Dans ce cas, les tronçons sont unis et les recouvrements intermédiaires dans les niveaux supprimés, jusqu'à atteindre la longueur indiquée sans la dépasser. Le processus est appliqué du haut vers le bas dans le poteau, chaque fois que l'armature est identique.

La superposition au niveau de chaque niveau dans le cas de poteaux déconnectés peut être évitée en maintenant l'armature sans superposition jusqu'au niveau suivant, ou en les superposant dans tous les niveaux bien qu'aucune poutre n'arrive au poteau à ce niveau et tant que l'armature reste identique.

- Couper les attentes dans le dernier tronçon (en tête). Option qui coupe les effets de dessin et mesure les barres des poteaux à leur extrémité finale du dernier niveau pour faciliter leur bétonnage. Elle n'est pas calculée, et doit donc être utilisée avec prudence. Il est conseillé de réduire au minimum le coefficient d'encastrement au dernier niveau, simultanément avec l'activation de la réduction des longueurs d'ancrage dans ce même niveau. Même ainsi, il est possible que, par calcul, il soit nécessaire de replier les extrémités de grands diamètres, mais cette option l'annule.

- Réduction de la longueur d'ancrage des poteaux. La réduction de la longueur d'ancrage de l'armature au niveau de l'amorce des niveaux intermédiaires (désactivée par défaut) et au dernier niveau (activée par défaut) peut être activée ou non, étant réduite selon la relation de la contrainte réelle dans les armatures à la contrainte maximale. Dans ce cas, il arrivera que dans des poteaux ayant le même diamètre d'armature, les attentes calculées soient de longueurs différentes et qu'elles ne puissent donc pas être égalisées. Si vous souhaitez qu'il n'en soit pas ainsi, désactivez cette option, mais vous obtiendrez des pattes légèrement supérieures au dernier niveau.
- Critères de symétrie et armatures dans les faces. Dans les tableaux d'armature, il est possible de définir des armatures différentes ou égales dans les faces X et dans les faces Y. Le calcul consiste à vérifier et obtenir la première séquence d'armature de la table satisfaisant toutes les combinaisons de calcul, en sélectionnant également la première ayant une armature symétrique dans les quatre faces. Si les ratios sont calculés dans les deux cas et sont comparés en différence de pourcentage, on sélectionnera celle qui vérifie le critère exprimé en pourcentage de différence de l'option (0% par défaut, c'est-à-dire non symétrique). Si vous désirez qu'il y ait une symétrie, mettez une valeur élevée, par exemple 300.
- Critère de continuité des barres. Un poteau se calcule par tronçons du haut vers le bas, étant habituel, s'il est bien prédimensionné, que l'armature augmente en quantité au fur et à mesure que l'on descend. Mais cela n'est pas toujours le cas car, par calcul, les résultats seront ceux obtenus par les efforts agissant et leurs dimensions. Il est possible de forcer : le maintien du ratio, le diamètre des barres en coin et en face, ainsi que leur nombre grâce à cette option et de l'appliquer depuis le dernier ou l'avant dernier niveau vers le bas, ce qui produit des résultats avec de plus petites discontinuités et sans surprises.

Par défaut, la continuité est appliquée en ratio et le diamètre des barres de coin depuis l'avant dernier.

- Recouvrement géométrique. Distance du parement extérieur à la première armature, qui sont les cadres (la valeur par défaut dépend de la norme).
- Disposition de profils métalliques. Cela sélectionne l'option de réduire le profil introduit, si c'est possible, ou de le maintenir et de le vérifier. Ayez à l'esprit que le calcul des efforts est réalisé avec le profil introduit, et donc, si la modification est grande en inertie, il faudra recalculer la structure (par défaut, elle est activée de manière à chercher le profil le plus économique).
- Transitions par changement de dimensions. Lorsque la réduction de la section d'un poteau d'un niveau à l'autre est grande, elle oblige à un repliement de l'armature verticale, dont la pente doit être limitée. Lorsque ces conditions géométriques sont dépassées, il faut couper et ancrer l'armature du tronçon inférieur et mettre en place des amorces en attentes pour le tronçon supérieur. Cela dépend de la pente de repli dans la hauteur du poteau qui occupe l'épaisseur de poutre ou le plancher commun.
- Arrondi de longueur de barres. Il est normal que la longueur de coupe des barres soit multiple d'un nombre de façon à arrondir et à faciliter la pose dans l'ouvrage (5 cm par défaut).
- Trame de poteaux et d'écrans. Symbole permettant de distinguer graphiquement si un poteau démarre, passe ou se termine dans un niveau (définition optionnelle).
- Superposer dans la zone centrale du tronçon. Dans les zones sismiques, le recouvrement des barres se transmet à la zone centrale du tronçon, éloignée de la zone des efforts maximums qu'il convient d'activer avec des séismes élevés (par défaut cette option est désactivée).
- Superpositions dans les murs et les voiles. Vérifie que l'armature dans le recouvrement résiste à la traction ou à la compression en appliquant un coefficient d'amplifi-

cation de la longueur de recouvrement, en fonction de la séparation des barres.

- Facteur d'utilisation exigé dans les murs et dans les voiles. L'armature d'un tronçon de mur ou écran peut présenter des contraintes de pointe qui pénalisent l'armature si l'on prétend qu'elle est utilisée à 100%. Avec cette option, on permet un % inférieur d'utilisation ou la vérification d'une armature donnée (90% par défaut). Il est recommandé de toujours revoir cette valeur et, lorsqu'elle se révèle inférieure à 100%, de chercher en quels points elles ne satisfait pas et pourquoi, ainsi que le renfort local nécessaire.
- Disposition des étriers. A la rencontre plancher/poutre, il convient de placer des étriers (par défaut cette option est activée), y compris en tête et en pied de poteau à une hauteur déterminée et de moindre séparation que le reste du poteau (désactivée par défaut). Il est recommandé de l'activer dans les zones sismiques.

## Poutres

Ci-après, sont énumérées les différentes possibilités des poutres.

- Armatures symétriques dans des poutres d'un tronçon
- Pourcentage de différence pour symétrie d'armatures positives
- Critère de disposition des pattes
- Pattes en extrémité d'alignement
- Longueur minimale des étriers de renfort à placer
- Symétrie des étriers
- Etriers de différents diamètres dans une poutre
- Longueur d'ancrage en fermeture des étriers
- Plier les pattes en U
- Disposition de cadres multiples
- Armature de poutre préfabriquée

- Etrier de poutres précontraintes
- Plan de ferrailage des poutres avec séisme
- Recouvrements géométriques (supérieur, inférieur et latéral)
- Recouvrements géométriques (supérieur, inférieur et latéral) dans les longrines
- Caractéristiques des poutres préfabriquées armées
- Caractéristiques des poutres préfabriquées précontraintes
- Evaluation des erreurs
- Numérotation des portiques
- Numérotation des poutres
- Considération de l'armature de montage
- Unir l'armature de montage dans les débords
- Enveloppe des efforts tranchants (diagramme continu ou discontinu)
- Armature des efforts tranchants (mise en place d'une armature de peau, section de vérification à l'effort tranchant)
- Sélection de cadre
- Coefficients de fluage – flèche active
- Coefficients de fluage de flèche totale à long terme
- Fissuration
- Limite de la fissuration par effort tranchant (selon EHE)
- Limite de la fissuration par torsion

### **Plancher en dalle massive, dalle mixte et planchers réticulés**

- Armatures des dalles et des planchers réticulés
- Ratios minimums
- Réduction de ratio mécanique
- Armature par torsion
- Longueurs minimales de renfort
- Recouvrement mécanique dans les dalles
- Recouvrement mécanique dans les planchers réticulés
- Détailler l'armature de base des plans (désactivée par défaut). Lorsque cette option est désactivée, l'armature n'est ni détaillée, ni dessinée, ni mesurée.
- Arrondi de la longueur des barres
- Pattes constructives dans les dalles
- Critères d'ordination et de numérotation dans les dalles
- Armature des dalles rectangulaires

### **Générales, de poutres et de planchers**

- Options générales de dessin
- Longueur maximale de coupe d'une barre
- Chutes d'acier en mesure
- Ratio minimum d'armatures supérieures dans les planchers unidirectionnels
- Ratio minimum d'armatures supérieures dans les plaques allégées
- Armature dans les planchers usuels
- Armature dans les plaques allégées
- Moments minimaux à couvrir avec l'armature dans les planchers et les poutres
- Armature des poutres
- Coefficient réducteur de la raideur à la flexion dans les planchers unidirectionnels
- Considération de l'armature à la torsion dans les poutres
- Coefficients réducteurs de la raideur à la torsion
- Options pour poutres et poutrelles métalliques, Joist

- Limites de flèche dans poutres, poutrelles et plaques allégées
- Coefficient de fluage flèche active long terme
- Effort tranchant en unidirectionnel 'in situ'

## Dessin

La configuration des calques, les tailles des textes et les épaisseurs de trait peuvent être définies dans les plans.

Il existe des options qui sont enregistrées et conservées avec l'ouvrage tandis que d'autres sont de caractère général et donc si certaines sont modifiées et le calcul répété, les résultats peuvent différer.

Pour récupérer les options par défaut, vous devez faire une installation 'vide', sans que le répertoire 'USR' existe. De cette façon, toutes les options et tables par défaut seront installées. Dans certaines options, vous disposez d'un bouton qui permet de les récupérer directement sans avoir à réaliser l'installation 'vide'.

## 1.5. Actions à considérer

### 1.5.1. Actions verticales

#### Charges permanentes (hypothèse de charge permanente)

**Poids propre** des éléments de béton armé, le volume étant calculé à partir de la section brute et multiplié par 2,5 (poids spécifique du béton armé dans le système MKS) dans les poteaux, les voiles, les murs, les poutres et les dalles.

Le poids propre du plancher est défini par l'utilisateur lorsqu'il choisit la classe du plancher, qui peut être distincte pour chaque niveau ou plancher, selon le type sélectionné.

Dans les dalles massives, l'épaisseur sera  $h \cdot 2,5$  comme dans les abaques de planchers réticulés. Dans les zones allégées des planchers réticulés et dans les planchers unidirectionnels, elle sera indiquée par l'utilisateur dans la fiche du plancher sélectionné. Dans le cas d'un plancher unidirectionnel, la valeur du poids par mètre carré est multipliée par l'entre-axe, donnant une charge linéaire appliquée à chaque poutrelle. Dans les dalles et planchers réticulés, on applique à chaque nœud le produit du poids par l'aire tributaire de chaque nœud.

**Charges mortes.** On estime qu'elles sont uniformément réparties sur le niveau. Ce sont des éléments tels que le revêtement et les cloisons (bien que ces dernières puissent être considérées comme charge variable si leur position varie dans le temps).

Le poids propre des éléments structuraux plus les charges mortes forment les **Charges Permanentes**, assignées à l'**Hypothèse de Charge Permanente** (elles s'appliquent de façon « automatique » dans les barres de la structure) qui figure en premier dans la combinaison et dans les listes des efforts.

#### Charges Variables (hypothèse de charge d'exploitation)

On considère que la charge d'exploitation est uniformément répartie dans le niveau. Elle est appliquée « automatiquement » sur les barres de la structure qui forment les niveaux de chaque groupe.

#### Hypothèses additionnelles (charges spéciales)

Comme il a été dit, **CYPECAD** génère des hypothèses de charges « automatiques » telles que : la **charge permanente** (constituée du poids propre des éléments constructifs et des charges mortes introduites dans chaque groupe à tous les niveaux), la **charge d'exploitation** (définie dans chaque groupe sur toute la surface du niveau), le **vent** (gé-

né automatiquement pour chaque direction X,Y en fonction de la norme sélectionnée et des longueurs de façades définies), et le **séisme** (qui dépend de la norme sélectionnée).

Il est possible d'ajouter des charges additionnelles, qui portent le nom de **charges spéciales**, à celles générées automatiquement, tant aux **charges permanentes** qu'aux **charges d'exploitation**, qu'elles soient ponctuelles, linéaires ou superficielles.

De plus, il est possible de créer des hypothèses additionnelles de différentes nature (permanente, charge d'exploitation, vent, séisme et neige) et de les combiner automatiquement avec celles déjà créées et entre elles.

Des dispositions de charge distinctes dans chaque hypothèse peuvent être créées pour former des ensembles qui peuvent à leur tour se combiner en établissant leur simultanéité via leur assignation en tant que compatibles, incompatibles ou simultanées.

Lorsque des hypothèses additionnelles sont créées, il est possible de définir si elles sont ou non combinables entre elles.

A partir de toutes les hypothèses définies, dispositions de charges, simultanéité et modes de combinaison (et en fonction de la norme des actions, des matériaux utilisés et de l'utilisation du bâtiment), sont générées automatiquement toutes les combinaisons pour tous les Etats Limites, qu'il s'agisse de l'épuisement des matériaux, des contraintes sur le terrain de fondation ou du déplacement des nœuds.

Tout cela est configuré dans la partie **Actions des Données générales** de l'ouvrage et sera également applicable dans les structures 3D intégrées.

## Charges Verticales dans les Poteaux

Il est possible de définir en tête du dernier niveau d'un poteau quelconque (où il se termine), des charges ( $N$ ,  $M_x$ ,  $M_y$ ,  $Q_x$ ,  $Q_y$ ,  $T$ ) se référant aux axes généraux, pour n'importe quelle hypothèse, additionnée à celles obtenues par le calcul, en accord avec la convention de signe suivante :

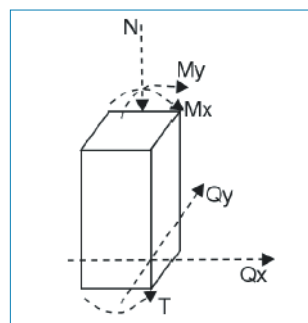


Fig. 1.10

Cela peut être utilisé pour introduire des poteaux avec leurs charges verticales, avec des radiers et des longrines, et calculer l'ensemble de manière isolée.

## Charges horizontales dans les poteaux

Il est possible de définir des charges ponctuelles et uniformes en bandes horizontales, associées à n'importe quelle hypothèse et à n'importe quelle cote de hauteur d'un poteau. Elles peuvent être définies sur les axes locaux du poteau ou sur les axes généraux de la structure.

N'oubliez pas que, si vous introduisez des charges, vous devez vérifier manuellement l'armature à l'effort tranchant du poteau, qui pourra être consultée dans les résultats des poteaux.



## 1.5.2. Actions horizontales

### Vent

Le programme génère automatiquement les charges horizontales à chaque niveau, conformément à la norme sélectionnée, dans les deux directions orthogonales X et Y ou suivant une seule, et dans les deux sens (+X, -X, +Y, -Y). Il est possible de définir un coefficient de charge pour chaque direction et chaque sens d'action du vent, qui multiplie la pression totale du vent. Si un bâtiment est isolé, la pression agira sur sa face au vent et la succion sur sa face sous le vent. Généralement, on estime que la pression est  $2/3 = 0,66$  et la succion  $1/3 = 0,33$  de la pression totale, ainsi pour le bâtiment isolé, le coefficient total est  $1 (2/3 + 1/3 = 1)$  pour chaque direction. S'il s'agit d'un bâtiment adossé ou mitoyen en X à gauche qui est protégé de l'action du vent dans une direction, cela peut être pris en compte par les coefficients de charge, en inscrivant en +X = 0,33 puisqu'il y a seulement de la succion sous le vent et -X = 0,66 puisqu'il y a seulement de la pression au vent.

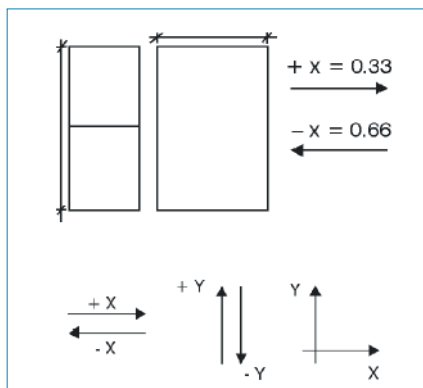


Fig. 1.11

On définit comme largeur de bande la longueur de façade perpendiculaire à la direction du vent. Elle peut être diffé-

rente à chaque niveau, et être définie par niveau. Lorsque le vent agit dans la direction X, vous devez donner la largeur de bande y (A,Y), et lorsqu'il agit en Y, la largeur de bande x (A,X).

Lorsqu'il y a des zones indépendantes à un même niveau, la charge totale est répartie proportionnellement à la largeur de chaque zone par rapport à la largeur totale B définie pour ce niveau.

B est la largeur de bande définie lorsque le vent agit dans la direction Y, et  $b_1$  et  $b_2$  sont calculés géométriquement par CYPECAD en fonction des coordonnées des poteaux extrêmes de chaque zone. Les largeurs de bande appliquées dans chaque zone seront donc :

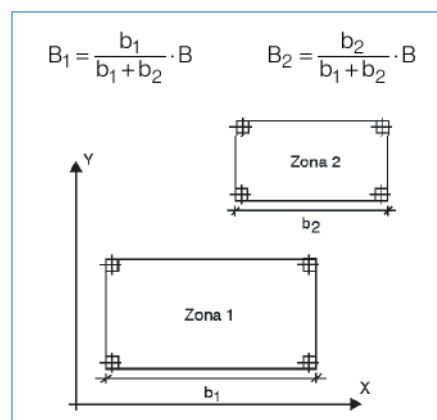


Fig. 1.12

La largeur de bande d'un niveau et les hauteurs des niveaux supérieur et inférieur étant connues, si on multiplie la demie somme des hauteurs par la largeur de bande, on obtient la surface exposée au vent à ce niveau qui, multipliée à son tour par la pression totale calculée à cette hauteur et par le coefficient de charges, donne la charge de vent à ce niveau et dans cette direction.

Comme méthode générique automatique pour le calcul du vent, vous pouvez sélectionner Vent Générique.

Les directions d'action du vent, les coefficients de charges et les largeurs de bande par niveau étant définis, vous devez sélectionner la courbe des hautes pressions. Il existe une bibliothèque qui permet de sélectionner des courbes existantes et d'en créer de nouvelles. Dans ces courbes, une pression totale est définie pour chaque hauteur, les hauteurs intermédiaires étant interpolées. Cette pression totale est nécessaire pour calculer la pression à la hauteur de chaque niveau du bâtiment.

On définit le **Facteur de forme**, qui est un coefficient multiplicateur permettant de corriger la charge de vent en fonction de la forme du bâtiment, du fait de sa forme en niveau (rectangulaire, cylindrique, etc,...) ou de son élancement.

Il est également possible de définir un **facteur de rafale**, coefficient amplificateur de la charge de vent qui permet de prendre en compte la position géographique de la construction (zones très exposées, vallées étroites, cotteaux, etc.) qui, du fait de l'exposition ou de valeurs particulières doit être prise en compte.

La charge totale de vent appliquée à chaque niveau est obtenue en faisant le produit de la pression à sa hauteur, de la surface exposée et des coefficients de forme et de rafale. Le point d'application de cette charge à chaque niveau est le centre géométrique du niveau déterminé par le périmètre du niveau. Il est possible de consulter et de lister les valeurs de charge appliquées à chaque niveau.

Pour chaque norme, le calcul de la pression est réalisé de manière automatique, à partir de données pouvant être consultées dans le chapitre des implémentations de la norme que vous souhaitez utiliser.

Dans les structures 3D intégrées, les charges ne sont pas introduites automatiquement et doivent donc l'être manuel-

lement sur les nœuds et les barres. Si des hypothèses additionnelles sont définies, il est possible de les combiner avec les charges automatiques.

## Séisme

Pour le séisme, il existe de méthodes générales de calcul qui sont le calcul statique et le calcul dynamique.

Il est possible d'appliquer les deux méthodes générales ou celles spécifiques à la norme en vigueur, ou encore des réglages d'application en fonction de l'emplacement du bâtiment.

Calcul statique. Séisme par coefficients. Il est possible d'introduire l'action de séisme comme un système de forces statiques équivalentes aux charges dynamiques en générant des charges horizontales dans les deux directions orthogonales X et Y appliquées au centre de gravité de chaque niveau.

Il est possible d'utiliser comme méthode générale le Séisme par coefficient.

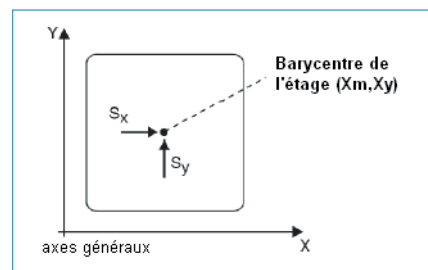


Fig. 1.13

Avec :

$G_i$  : Charges permanentes du niveau  $i$

$Q_i$  : Charges variables du niveau  $i$

$A$  : Coefficient de simultanéité de la surcharge ou partie quasi-permanente

$C_{xi} C_{yi}$  : Coefficient sismique dans chaque direction du niveau  $i$

Les forces statiques à appliquer sont, par niveau :

$$S_x = (G_i + A \cdot Q_i) \cdot C_{xi}$$

$$S_y = (G_i + A \cdot Q_i) \cdot C_{yi}$$

Si les déplacements du niveau sont donnés respectivement aux axes généraux, on obtient :

$$\bar{\delta} \begin{cases} \delta_{xp} : \text{déplacement X de l'étage} \\ \delta_{yp} : \text{déplacement Y de l'étage} \\ \delta_{zp} : \text{rotation Z de l'étage} \end{cases}$$

Et les forces appliquées

$$\bar{F} \begin{cases} F_x : S_x \\ F_y : S_y \\ M_z : -S_x \cdot Y_m + S_y \cdot Y_m \end{cases}$$

$$\bar{F} = K \cdot \bar{\delta}$$

Il est possible de considérer les effets du second ordre.

Dans les structures 3D intégrées, si les hypothèses de séisme statique sont activées comme charges sur les nœuds et les barres, elles ne pourront pas être combinées dans le séisme avec des coefficients ni avec le séisme dynamique.

**Calcul dynamique. Analyse spectrale modale.** La méthode d'analyse dynamique que le programme considère comme générale est l'analyse spectrale modale, pour laquelle il est nécessaire d'indiquer :

- L'accélération de calcul par rapport à  $g$  (accélération de la gravité) =  $a_c$
- La ductilité de la structure =  $\mu$
- Le nombre de modes à calculer
- Le coefficient quasi-permanent de surcharge =  $A$
- Le spectre des accélérations de calcul

Ces données et la sélection du spectre correspondant de calcul (qui peut être choisi dans la bibliothèque par défaut fournie avec le programme ou à partir d'une autre, créée par l'utilisateur) doivent être complétées. La définition de chaque spectre se fait par coordonnées (X : période  $T$  ; Y : Ordonnée spectrale  $\alpha(T)$ ), l'aspect du graphique généré pouvant être visualisé. Pour la définition du spectre normalisé de réponse élastique, l'utilisateur doit connaître les facteurs qui influent sur lui (type de séisme, type de terrain, amortissement, etc.). Ces facteurs doivent également être inclus dans la coordonnée spectrale, également appelée facteur d'amplification et se référer à la période  $T$ .

Lorsqu'un type d'hypothèse sismique dynamique est spécifié pour un bâtiment, le programme réalise, en plus du calcul statique normal pour les charges gravitationnelles et de vent, une analyse modale spectrale de la structure. Les spectres résultants dépendront de la norme sismorésistante et des paramètres sélectionnés dans cette dernière. Dans le cas de l'option d'analyse spectrale modale, l'utilisateur indique directement l'aspect du spectre.

Pour effectuer l'analyse dynamique, le programme crée la matrice de masses et la matrice de raideur pour chaque élément de la structure. La matrice de masses est créée à partir de l'hypothèse de poids propre et des surcharges correspondantes multipliées par le coefficient de quasi-permanence. **CYPECAD** travaille avec des matrices de masses concentrées, qui se trouvent être diagonales.

L'étape suivante correspond à la condensation (simultanément avec l'ensemble des éléments) des matrices de raideur et de masses complètes de la structure afin d'en obtenir d'autres, réduites et qui contiennent uniquement les degrés de liberté dynamique, avec lesquels se fera la décomposition modale. Le programme effectue une condensation statique et dynamique, réalisant cette dernière par la méthode simplifiée classique, dans laquelle il est supposé que seules les forces d'inertie apparaîtront dans les degrés de liberté.

Le programme travaille avec trois degrés de liberté dynamiques à chaque niveau du bâtiment : deux translations sur le plan horizontal et la rotation correspondante dans chaque plan. Ce modèle simplifié répond aux recommandations données par la grande majorité des normes sismorésistantes.

A ce point du calcul, nous avons déjà une matrice de raideur et une matrice de masses, toutes deux réduites, et avec le même nombre de lignes/colonnes. Chacune d'elles représente un des degrés de liberté dynamiques précédemment décrits. L'étape suivante est la décomposition modale, que le programme résout en utilisant une méthode itérative et dont le résultat donne les valeurs propres et vecteurs propres correspondant à la diagonalisation de la matrice de raideur avec celle des masses.

Le système des équations à résoudre est le suivant :

K : matrice de raideur

M : matrice de masses

$$[K - \omega^2 \cdot M] = 0.0$$

(déterminant nul)

$\omega^2$  : Valeurs propres du système

$\omega$  : Fréquences naturelles propres du système dynamique

$$[K - \omega^2 \cdot M] \cdot [\phi] = [0.0]$$

(système homogène indéterminé)

$\phi$  : Vecteurs propres du système ou modes de vibration condensés

De la première équation, il peut être obtenu un nombre maximal de solutions (valeurs de  $\omega$ ) égal au nombre de degrés de liberté dynamiques assumés. Pour chacune de ces solutions (valeurs propres), le vecteur propre correspondant (mode de vibration) est obtenu. Cependant, il est rarement nécessaire d'obtenir le nombre maximal de solutions du système, et seules les plus représentatives (celles qui déplacent le plus de masse et qui correspondent aux fréquences naturelles de vibration majeur) sont calculées en fonction du nombre indiqué par l'utilisateur comme le nombre de modes intervenant dans l'analyse.

L'obtention des modes de vibration condensés (également appelés vecteurs de coefficients de forme) correspond à la résolution d'un système linéaire homogène des équations (le vecteur de termes indépendants est nul), et indéterminé ( $\omega^2$  est calculé de façon à ce que le déterminant de la matrice de coefficients soit nul). Ce vecteur représente donc une direction ou un mode de déformation, et non des valeurs concrètes des solutions.

A partir des modes de vibration, le programme obtient les coefficients de participation pour chaque direction ( $\tau_i$ ) de la manière suivante :

$$\tau_i = [\phi_i]^T \cdot [M] \cdot \frac{[J]}{[\phi_i]^T} \cdot [M] \cdot [\phi_i], i = 1, \dots, \text{nombre de modes}$$

calculés

Où [J] est un vecteur qui indique la direction d'agissement du séisme. Par exemple pour un séisme de direction x :

$$[J] = [100100100\dots 100]$$

Une fois les fréquences naturelles de vibration obtenues, on entre dans le spectre de forme sélectionnée, avec les paramètres de ductilité, d'amortissement, etc., et on obtient l'accélération pour chaque mode de vibration et chaque degré de liberté dynamique.

Le calcul de ces valeurs est réalisé de la façon suivante :

$$a_{ij} = \phi_{ij} \cdot \tau_i \cdot a_{ci}$$

i : Chaque mode de vibration

j : Chaque degré de liberté dynamique

$a_{ci}$  : Accélération de calcul pour le mode de vibration i

Les déplacements maximaux de la structure, pour chaque mode de vibration i et degré de liberté j en accord avec le modèle linéaire équivalent, sont obtenus comme suit :

$$u_{ij} = \frac{a_{ij}}{\omega_j^2}$$

Donc, pour chaque degré de liberté dynamique, une valeur de déplacement maximum pour chaque mode de vibration est obtenue. Cela équivaut à un problème de déplacements imposés, qui est résolu pour les autres degrés de liberté (non dynamiques), via l'expansion modale ou la substitution « en arrière » des degrés de liberté précédemment condensés.

Finalement, on obtient une distribution des déplacements et des efforts sur toute la structure, pour chaque mode de vibration et pour chaque hypothèse dynamique, ce qui termine l'analyse modale spectrale proprement dite.

Pour la superposition modale, à partir de laquelle sont obtenues les valeurs maximales d'un effort, déplacement,

etc., pour une hypothèse dynamique donnée, le programme utilise la méthode CQC, par laquelle, on calcule un coefficient de couplage modal dépendant de la relation entre les périodes de vibrations des modes à combiner. La formule de cette méthode est la suivante :

$$x = \sqrt{\sum_i \sum_j \rho_{ij} x_i x_j}$$

$$\rho_{ij} = \frac{8\zeta^2 r^{3/2}}{(1+r)(1-r)^2 + 4\zeta^2 r(1+r)}$$

Avec :

$$r = \frac{T_i}{T_j}$$

$\zeta$  : Raison d'amortissement, uniforme pour tous les modes de vibration, et de valeur 0,05

x : Effort ou déplacement résultant

$x_i, x_j$  : Efforts ou déplacements correspondant aux modes à combiner

Dans les cas pour lesquels l'évaluation des efforts concomitants est nécessaire, **CYPECAD** réalise une superposition linéaire des différents modes de vibration, de façon à ce que pour une hypothèse dynamique donnée, on obtienne en réalité n ensembles d'efforts, où n est le nombre d'efforts concomitants nécessaires. Par exemple, si ce qui est calculé est le dimensionnement d'un poteau en béton, le programme travaille simultanément avec trois efforts : l'effort normal et les moments fléchissants des plans xy et xz. Dans ce cas, lorsque la combinaison d'une hypothèse dynamique est sollicitée, le programme fournit pour chaque combinaison qui la contient trois combinaisons distinctes : une pour l'effort normal maximum, une pour le moment fléchissant dans le plan xy et une pour le moment

fléchissant dans le plan xz. De plus, les différentes combinaisons créées sont multipliées par  $\pm 1$ , vu que le séisme peut agir dans les deux sens.

Les effets du second ordre peuvent être considérés, si vous le souhaitez, en activant cette considération. Le programme ne le fait pas automatiquement.

Une fois le calcul réalisé, il est possible de consulter pour chaque mode la période, le coefficient de participation de chaque direction de calcul X et Y et ce qui est nommé coefficient sismique, qui est en fait le spectre des déplacements obtenu comme  $S_d$ .

$$S_d = \frac{\alpha(T)}{\omega^2 \mu}$$

$\alpha(T)$  : Ordonnée spectrale

$\omega$  : Fréquence angulaire =  $2\pi/T$

$\mu$  : Ductilité

### Effets de la torsion

Lorsqu'un calcul dynamique est réalisé, on obtient le moment et l'effort tranchant total dû à l'action sismique sur le bâtiment. En divisant les deux, on obtient l'excentricité par rapport au centre des masses. On la compare à l'excentricité minimale de la norme des actions sismiques sélectionnée et, si elle est inférieure, on augmente le mode de rotation de façon à obtenir au minimum cette excentricité minimum.

Ceci est particulièrement important dans les structures symétriques.

### Effort tranchant de base

Lorsque l'effort tranchant de base obtenu par action sismique dynamique est inférieur à 80% de l'effort tranchant

de base statique, il sera augmenté proportionnellement pour ne pas être inférieur.

### Considération des effets du second ordre (PA)

Il est possible de considérer, lorsqu'une hypothèse de vent ou de séisme est définie, le calcul de l'amplification des efforts produits par l'agissement de ces charges horizontales. Il est conseillé d'activer cette option dans le calcul.

La méthode est basée sur l'effet P-delta dû aux déplacements produits par les actions horizontales. Elle aborde les effets du second ordre simplement à partir d'un calcul du premier ordre, et d'un comportement linéaire des matériaux, avec des caractéristiques mécaniques calculées à partir des sections brutes des matériaux et de leur module d'élasticité sécante.

Sous l'action horizontale, à chaque niveau  $i$ , agit une force  $H_i$ . La structure se déforme, engendrant des déplacements  $\Delta_{ij}$  au niveau de chaque poteau. Dans chaque poteau  $j$ , et au niveau de chaque niveau, agit une charge de valeur  $P_{ij}$  pour chaque hypothèse gravitationnelle, transmise par le poteau  $j$  au niveau  $i$  (Fig.1.14).

On définit un moment de renversement  $M_H$  dû à l'action horizontale  $H_i$ , à la cote  $z_i$  prise respectivement à la cote 0.00 ou niveau sans déplacements horizontaux, dans chaque direction d'action de celui-ci :

$$M_H = \sum H_i \cdot z_i$$

$i$  : Nombre de niveaux

$j$  : Nombre de poteaux

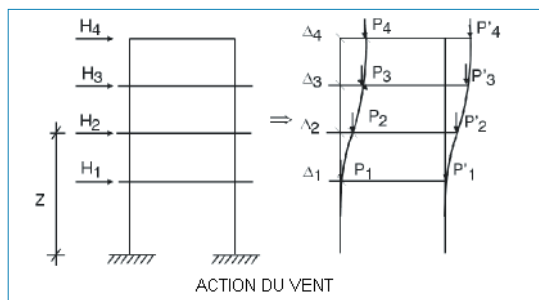


Fig. 1.14

De la même façon, on définit un moment par effet P-delta,  $M_{P\Delta}$ , dû aux charges transmises par les planchers aux poteaux  $P_{ij}$ , pour chacune des hypothèses gravitationnelles ( $k$ ) définies, par les déplacements dus à l'action horizontale  $\Delta_i$ .

$$M_{P\Delta k} = \sum_i \sum_j P_{ij} \Delta_i$$

Avec :

$k$  : Pour chaque hypothèse gravitationnelle (poids propre, surcharge,...)

Si on calcule le coefficient  $C_K = M_{P\Delta k} / M_{HK}$  qui correspond à l'indice de stabilité pour chaque hypothèse gravitationnelle et pour chaque direction de l'action horizontale, il est possible d'obtenir un coefficient amplificateur du coefficient de majoration de l'hypothèse due aux actions horizontales pour toutes les combinaisons dans lesquelles agissent ces actions horizontales. Cette valeur se nomme  $\gamma_z$  et se calcule comme suit :

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \left( \sum \gamma_{fji} \cdot C_i + \sum \gamma_{fqi} \cdot C_i \right)}$$

Avec :

$\gamma_{fji}$  : Coefficient de majoration des charges permanentes de l'hypothèse  $i$ .

$\gamma_{fqi}$  : Coefficient de majoration des charges variables de l'hypothèse  $j$ .

$\gamma_z$  : Coefficient de stabilité globale.

Pour le calcul des déplacements dus à chaque hypothèse des actions horizontales, vous devez vous souvenir qu'un calcul de premier ordre a été réalisé à partir des sections brutes des éléments. Si les efforts pour le dimensionnement en ELU sont calculés, il paraîtrait logique que le calcul des déplacements de rigueur se fasse avec les sections fissurées et homogénéisées, mais ce calcul serait très laborieux, étant donné qu'il suppose la non linéarité des matériaux, de la géométrie et des états de charge. Du point de vue pratique, cela rend le calcul inabordable avec les moyens courants disponibles. Une simplification est donc établie en supposant une réduction des raideurs des sections, ce qui implique une augmentation des déplacements, puisqu'ils sont inversement proportionnels. Le programme nécessite comme donnée l'augmentation ou « facteur multiplicateur des déplacements » pour prendre en compte cette réduction de raideur.

A ce stade, il n'existe pas de critère unique et il est donc laissé à l'utilisateur le choix d'une valeur ou d'une autre selon le type de structure, le degré de fissuration estimé, les autres éléments raidissant, les noyaux, les escaliers, etc., qui dans la réalité peuvent également réduire les déplacements calculés.

Au Brésil, il est habituel de considérer un coefficient réducteur du module d'élasticité longitudinal de 0,90 et de supposer un coefficient réducteur de l'inertie fissurée par rapport à la brute qui est de 0,70. La raideur se réduit donc au produit :

Raideur réduite =  $0,90 \cdot 0,70 \cdot \text{Raideur brute} =$   
 $= 0,63 \cdot \text{Raideur brute}$

Comme les déplacements sont l'inverse de la raideur, le facteur multiplicateur des déplacements sera égal à  $1/0,63 = 1,59$ , valeur qui sera introduite comme donnée dans le programme. Il est habituel de considérer que si  $\gamma_z > 1,20$ , la structure doit être réduite dans cette direction car elle est très déformable et peu stable dans cette direction. Si  $\gamma_z < 1,1$ , l'effet sera très petit et quasiment négligeable.

Dans la nouvelle norme NB-1/2000, il est recommandé d'augmenter les déplacements de  $1/0,7 = 1,43$  et de limiter la valeur de  $\gamma_z$  à 1,3.

Dans le « Código Modelo CEB-FIP 1990 » il est appliqué une méthode d'amplification des moments qui recommande, faute de calcul plus précis, de réduire les raideurs de 50% ou, ce qui revient au même, d'appliquer un coefficient amplificateur des déplacements égal à  $1/0,50 = 2,00$ . Pour cette supposition, on peut considérer que si  $\gamma_z > 1,50$ , il est possible de raidir plus la structure dans cette direction, étant donné que la structure est très stable et peu déformable dans cette direction. Bien que nous recommandons de toujours l'activer, il n'est pas absolument nécessaire de considérer les effets du second ordre si  $\gamma_z < 1,1$ .

Dans la norme ACI-318-95, il existe l'indice de stabilité Q pour chaque niveau, mais non pour l'ensemble du bâtiment, bien qu'il pourrait être établi une relation avec le coefficient de stabilité globale si les niveaux sont très similaires, en les mettant en relation via la formule :

$$\gamma_z : \text{coefficient de stabilité globale} = 1 / (1-Q)$$

En ce qui concerne la limite établie pour la considération du niveau comme indéformable, ou ce qui dans ce cas serait la limite pour sa considération ou non, on prend  $Q = 0,05$ , c'est-à-dire :  $1/0,95 = 1,05$ .

Dans ce cas, il est calculé et pris en compte chaque fois qu'il dépasse cette valeur, ce qui en définitive conduit à considérer presque toujours le calcul et à amplifier les efforts par cette méthode.

En ce qui concerne le coefficient multiplicateur des déplacements, étant donné que les actions horizontales sont temporelles et de courte durée, on peut considérer une réduction de l'ordre de 70% de l'inertie et comme le module d'élasticité est inférieur ( $15100 / 19000 = 0,8$ ), c'est-à-dire un coefficient amplificateur des déplacements de  $1/(0,7 \cdot 0,8) = 1,78$  et, en accord avec le coefficient de stabilité globale, il serait raisonnable de ne pas dépasser la valeur 1,35.

Le critère du « código modelo » est recommandé et facilement mémorable et son application est donc recommandée dans tous les cas :

Coefficient multiplicateur des déplacements = 2

Limite pour le coefficient de stabilité globale = 1,5

Il est vrai que, d'un autre côté, il existe toujours dans les bâtiments, des éléments rigides (façades, escaliers, murs portants, etc.) qui assurent un déplacement plus faible que celui calculé pour les actions horizontales. Le programme laisse donc la valeur 1,00 pour le coefficient multiplicateur des déplacements. Le projeteur peut le modifier selon son critère étant donné que tous les éléments peuvent être discrétisés dans le calcul de la structure.

Une fois le calcul terminé, dans le menu **Données générales – Vent et séisme**, en cliquant sur le bouton **Avec effets du second ordre – Facteurs d'Amplification**, il est possible de consulter les valeurs calculées pour chacune des combinaisons et d'imprimer un rapport avec les résultats des Récapitulatifs, présentant la valeur maximale du coefficient de stabilité globale dans chaque direction.



Le cas où la structure ne serait pas stable peut également être considéré. Dans ce cas, un message avertissant d'un phénomène d'instabilité globale est émis avant de terminer le calcul. Cela se produit lorsque la valeur  $\gamma_z$  tend vers l'infini ou, ce qui revient au même, qu'elle se convertit en 0 ou négatif car :

$$\sum(\gamma_{fji} \cdot C_i + \gamma_{fqi} \cdot C_j) \geq 1$$

Cela peut être étudié pour le vent et/ou pour le séisme et il est conseillé de toujours le calculer comme méthode alternative des effets de second ordre, surtout pour les structures déformables ou légèrement déformables, ce qui correspond à la majorité des bâtiments.

Il convient de se souvenir que l'hypothèse de charge est considérée dans sa totalité, et étant donné que le programme ne réalise aucune réduction de charge automatiquement, il peut être opportun de répéter le calcul en réduisant précédemment la charge, ce qui sera valable pour le calcul des poteaux.

Dans le cas de la norme ACI318, une fois la stabilité du bâtiment étudié, le traitement de la réduction des raideurs pour le dimensionnement des poteaux est réalisé en appliquant la formule indiquée dans l'annexe des normes du programme.

Dans ce cas, étant donné le calcul délicat et pratiquement inabordable requis pour les coefficients de flambement en déterminant les raideurs des barres à chaque extrémité du poteau, il est suffisamment sûr de prendre des coefficients de flambement = 1. Ainsi l'excentricité fictive ou additionnelle de second ordre est calculée comme barre isolée, plus l'effet amplificateur P-delta de la méthode considérée. De cette façon, on obtient des résultats raisonnables dans le champ des élancements établi par chaque norme.

Étant donné qu'il s'agit d'une méthode alternative, le choix est laissé à l'utilisateur. Il pourra opter pour l'application rigoureuse de la norme correspondante.

## 1.6. Matériaux à utiliser

Tous les matériaux sont sélectionnés sur la base des récapitulatifs définis par le nom qui les identifie et dont les caractéristiques sont définies dans un dossier. Les données devant être spécifiées dans chaque cas sont :

### 1.6.1. Béton de fondation, planchers, poteaux et murs

Il existe un fichier contenant une liste des bétons définis par leur résistance caractéristique, leur coefficient de minoration, leur module d'élasticité sécante et leur coefficient de Poisson  $\nu = 0,2$ , définis en accord avec la norme.

Le béton peut être différent pour chaque élément. De plus, les poteaux peuvent être différents à chaque niveau. Ces valeurs correspondent à celles plus couramment admises par la norme.

Lors de la sélection du type de béton, apparaît un diagramme de la contrainte de calcul  $\sigma_c$  – déformation.

### 1.6.2. Acier des barres

Il existe un fichier qui contient une liste des aciers définis par leur limite élastique, leur coefficient de minoration, leur module d'élasticité et définis en accord avec la norme.

Il est toujours considéré par **sa position** et **sa nature**.

$\sigma_s$  : Contrainte de calcul de l'acier. Le diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier apparaît selon la norme sélectionnée. L'acier peut être différent selon qu'il s'agisse de :

- Poteaux, murs, voiles
  - Barres (verticales et horizontales)
  - Cadres
- Poutres et longrines
  - Armatures négatives (supérieures dans les poutres et inférieures dans les longrines)
  - Armatures positives (inférieures dans les poutres et supérieures dans les longrines)
  - Armatures de montage (inférieures dans les longrines)
  - Armatures de peau
  - Cadres
- Planchers et radiers
  - Poinçonnement et effort tranchant
  - Armatures négatives (inférieures dans les planchers et supérieures dans les radiers)
  - Armatures positives (supérieures dans les planchers et inférieures dans les radiers)
  - Armatures négatives dans les planchers réticulés et unidirectionnels
  - Armatures positives dans les planchers réticulés

### 1.6.3. Acier dans les poteaux métalliques, les poutres métalliques et les plaques d'ancrage

**CYPECAD** permet l'utilisation de poutres et de poteaux métalliques. Dans ce cas, vous devez introduire le type d'acier à utiliser. Il existe une bibliothèque d'aciers sélectionnables par leur dénomination, dans laquelle se trouve un dossier où l'utilisateur peut modifier le module d'élasticité, la limite élastique, le coefficient de Poisson et tous les paramètres nécessaires pour le calcul. Il est possible d'utiliser des profils en acier préformés, laminés ou armés. Pour les plaques d'ancrage en amorce d'un poteau métallique, on définit l'acier des plaques et des raidisseurs ainsi que l'acier et le type des boulons d'ancrage. Les aciers et les diamètres utilisables sont prédéfinis dans le programme et ne sont pas modifiables.

Les matériaux utilisés seront définis dans les Structures 3D intégrées pour chaque barre, qu'elle soit en acier ou en bois.

## 1.7. Coefficients de pondération

Les coefficients de pondération sont établis en accord avec les caractéristiques des matériaux à utiliser, les actions sur la structure ainsi que la méthode de calcul qui va être utilisée.

### 1.7.1. Méthode de calcul

Pour calculer les coefficients de pondération, on utilise la méthode des **états limites** ou celle en application pour chaque norme sélectionnée.

### 1.7.2. Matériaux

Les coefficients de minoration qui s'appliquent aux matériaux utilisés sont ceux définis dans chaque norme. Vous pouvez consulter les paragraphes correspondants dans les Normes.

Lors de la sélection du matériau, le niveau de contrôle est indiqué (s'il existe) et donc le coefficient de pondération prédéfini.

### 1.7.3. Actions

Les coefficients de pondération sont appliqués en fonction du niveau de contrôle de l'exécution et des dommages prévisibles, définis dans le projet et réalisés dans l'ouvrage, tel que l'utilisation de la construction.

Doit également être pris en compte le fait que l'effet des actions est favorable ou défavorable, ainsi que l'origine de l'action. Les valeurs peuvent varier.

Ces valeurs devront être établies pour chaque combinaison. Pour cela, les coefficients de pondération et de simultanéité définis seront lus dans le fichier correspondant des combinaisons, en fonction du nombre d'hypothèses de chacune des hypothèses simples selon leur origine. Ce fichier n'est ni éditable ni modifiable par l'utilisateur.

## 1.8. Combinaisons

Les hypothèses simples basiques qui interviennent dans un calcul étant définies selon la norme à appliquer, il est nécessaire de vérifier l'ensemble des états, ce qui peut exiger la vérification de l'équilibre, des contraintes, de la rupture, de la fissuration, des déformations, etc. Tout cela est résumé dans le calcul des états limites, qui peuvent également dépendre du matériau utilisé. Pour chacun de ces états, un ensemble de combinaisons est défini, avec leurs coefficients de pondération correspondants, que le programme génère automatiquement et qu'il faut sélectionner pour le calcul, en vérifiant les états suivants :

**E.L.U. de rupture. Béton. Dimensionnement des sections.**

**E.L.U. de rupture. Béton de fondation. Dimensionnement des sections.**

**Contraintes sur le terrain.** Vérifications des contraintes sur le terrain.

**Déplacements.** Pour l'obtention des déplacements maximaux de la structure.

**E.L.U. de rupture.** Acier laminé et armé. Dimensionnement de sections.

**E.L.U. de rupture.** Acier préformé. Dimensionnement de sections.

**E.L.U. de rupture.** Bois. Dimensionnement de sections.

Il est possible de définir des groupes de combinaisons, d'activer les états que vous désirez vérifier lors du calcul

pour la norme activée et de définir les coefficients de pondération à utiliser. Dans les normes de chaque pays, il est habituel d'établir la considération des états décrits par la suite.

### 1.8.1. Etats limites ultimes

Ils sont définis pour la vérification et le dimensionnement des sections et il est habituel d'indiquer des groupes de combinaisons, cités précédemment, pour le béton, les aciers et le bois. Dans les normes qui utilisent des contraintes admissibles, ils ne sont pas considérés.

#### Situations de projet

Pour les différentes situations de projet, les combinaisons des actions sont définies en accord avec les critères suivants :

- Situations non sismiques
  - Avec coefficients de combinaison
 
$$\sum_{j \geq 1} \gamma G_j G_{kj} + \gamma_{Q,1} \psi_{p,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \psi_{a,i} Q_{k,i}$$
  - Sans coefficients de combinaison
 
$$\sum_{j \geq 1} \gamma G_j G_{kj} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} Q_{k,i}$$
- Situations sismiques
  - Avec coefficients de combinaison
 
$$\sum_{j \geq 1} \gamma G_j G_{kj} + \gamma_A A_E + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \psi_{a,i} Q_{k,i}$$
  - Sans coefficients de combinaison
 
$$\sum_{j \geq 1} \gamma G_j G_{kj} + \gamma_A A_E + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} Q_{k,i}$$

Avec

$G_K$  : action permanente

$Q_K$  : action variable

$A_E$  : action sismique

$\gamma_G$  : coefficient partiel de sécurité des actions permanentes

$\gamma_{Q,1}$  : coefficient partiel de sécurité de l'action variable principale

$\gamma_{Q,i}$  : coefficient partiel de sécurité des actions variables d'accompagnement

( $i > 1$ ) pour les situations non sismiques

( $i \geq 1$ ) pour les situations sismiques

$\gamma_A$  : coefficient partiel de sécurité de l'action sismique

$\psi_{p,1}$  : coefficient de combinaison de l'action variable principale

$\psi_{a,i}$  : coefficient de combinaison des actions variables d'accompagnement

( $i > 1$ ) pour les situations non sismiques

( $i \geq 1$ ) pour les situations sismiques

### Coefficients partiels de sécurité ( $\gamma$ ) et coefficients de combinaison ( $\psi$ )

Pour chaque situation de projet et état limite, les coefficients utilisés sont ceux indiqués pour chaque matériau et chaque norme en application. Le programme les génère automatiquement.

Pour le béton armé, des vérifications de déformation et de fissuration sont effectuées optionnellement. Les options correspondantes doivent être consultées là où se situe la manière de combiner les hypothèses définies que le programme réalise internement.

## 1.8.2. Actions caractéristiques

Ce nom fait référence aux combinaisons d'actions caractéristiques pour les états à vérifier qui sont en application dans la norme correspondante. Les actions sont considérées comme nominales et servent pour créer des groupes de combinaison afin de vérifier les états de contraintes admissibles ou de déplacements selon la norme. Cela est appliqué dans les normes de contraintes admissibles pour le dimensionnement de sections, des déformations, des contraintes et des déplacements pour le béton comme pour l'acier.

La sélection des groupes de combinaisons doit être validée pour le calcul, elle est importante et dépend de l'utilisation du bâtiment.

## 1.9. Données d'entrée

Les données devant être introduites pour le calcul d'un ouvrage sont :

### 1.9.1. Données générales de l'ouvrage

Les données 3 à 6 se sélectionnent par type dans la liste des matériaux.

1. Normes à appliquer pour le béton, l'acier, le bois, les murs en blocs et les dalles mixtes.
2. Description de l'ouvrage (2 lignes).
3. Béton dans les planchers.
4. Béton en fondation. Données de la fondation.
5. Béton dans les poteaux et les voiles. Il peut être différent à chaque niveau.
6. Béton dans les murs. Il peut être différent à chaque niveau.
  - 6.1. Caractéristiques des murs de maçonnerie :  
Module d'élasticité E

Module d'élasticité transversale  $G$   
 Poids spécifique  
 Contrainte de calcul en compression et en traction  
 Considérer la raideur à l'effort tranchant  
 Pour les blocs en béton, on sélectionne le mortier et la résistance de la maçonnerie.

7. Acier dans les barres de renfort en béton armé.
  - 7.1. Dans les poteaux, les voiles et les murs :
    - Barres verticales
    - Cadres
  - 7.2. Poutres
    - Armatures négatives
    - Armatures positives
    - Armatures de montage
    - Armatures de peau
    - Cadres
  - 7.3. Planchers
    - Renforts au poinçonnement et à l'effort tranchant
    - Armatures négatives dans les dalles mixtes
    - Armatures positives dans les dalles mixtes
    - Armatures négatives dans les planchers réticulés et unidirectionnels
    - Armatures négatives dans les planchers réticulés et in situ
8. Acier dans les profils pour poutres et poteaux métalliques.
  - 8.1. Aciers préformés à froid
  - 8.2. Aciers laminés à chaud
9. Action du vent.
10. Action de séisme.
11. Hypothèses additionnelles (charges spéciales).
12. Etats limites (combinaisons).
  - 12.1. Béton
  - 12.2. Béton en fondation
  - 12.3. Aciers préformés
  - 12.4. Aciers laminés
  - 12.5. Déplacements

- 12.6. Contraintes du terrain
13. Coefficients de flambement par niveau dans chaque direction
  - 13.1. Poteaux en béton
  - 13.2. Poteaux en acier

Ces coefficients peuvent être définis indépendamment par niveau et par poteau. Par défaut, le programme assume la valeur  $\alpha = 1$  (également appelée  $b$ ), cette valeur doit être modifiée par l'utilisateur s'il le juge utile pour le type de la structure et les unions des poteaux avec les poutres et les planchers dans les deux directions.

On observe le cas suivant (Fig.1.15), en analysant les valeurs du coefficient de flambement dans un poteau qui, s'il se trouve être sans coactions dans plusieurs niveaux consécutifs, pourrait flamber sur toute sa hauteur.

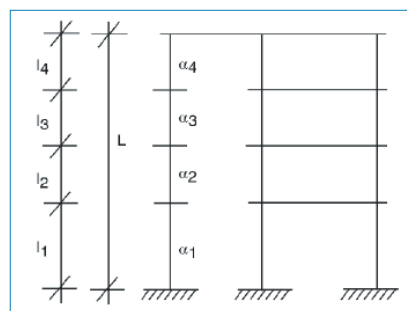


Fig. 1.15

Lorsqu'un poteau est déconnecté dans les deux directions et en plusieurs niveaux consécutifs, il est dimensionné pour chaque tronçon ou niveau. Donc, pour l'élançement et pour la longueur de flambement  $l_0$ , le programme prendra la valeur maximale de  $\alpha$  de tous les tronçons consécutifs déconnectés, multipliée par la longueur totale = somme de toutes les longueurs.

$$\alpha = \text{MAX}(\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \dots)$$

$$l = \sum l_j = (l_1 + l_2 + l_3 + l_4 \dots)$$

$l_0 = \alpha \cdot l$  (dans la direction X comme dans la direction Y locale du poteau, avec leurs valeurs correspondantes).

Lorsque le poteau est déconnecté en une seule direction dans plusieurs niveaux consécutifs, le programme prend pour chaque tronçon, à chaque niveau  $i$ ,  $l_{0i} = \alpha_i \cdot l_i$ , sans connaître la déconnection. Donc, si vous désirez la rendre effective, vous devez suivre la valeur de chaque  $\alpha_i$  dans la direction où il est déconnecté de façon que :

$\alpha$  soit la valeur correspondante pour le tronçon complet  $l$ .

La valeur de chaque tronçon sera :

$$\alpha_i = \frac{\sum_{j=1}^n l_j}{l_i} \cdot \alpha$$

Dans l'exemple, pour  $\alpha_3 = \frac{l_1 + l_2 + l_3 + l_4}{l_3} \cdot \alpha$ .

Ainsi, lorsque le programme calcule la longueur de flambement au niveau 3, il calcule :

$$l_{03} = \alpha_3 \cdot l_3 = \frac{l_1 + l_2 + l_3 + l_4}{l_3} \cdot \alpha \cdot l_3 = (l_1 + l_2 + l_3 + l_4) \cdot \alpha = \alpha \cdot l$$

Qui coïncide avec ce qui est indiqué pour le tronçon complet déconnecté, bien que le calcul soit réalisé à chaque niveau, ce qui est correct, mais sera toujours réalisé avec la longueur  $\alpha \cdot l$ .

La hauteur considérée pour les effets de flambement est la hauteur libre du poteau, c'est-à-dire la hauteur du niveau moins la hauteur de la poutre ou du plancher de plus grande hauteur arrivant au poteau.

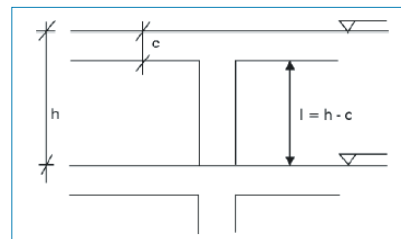


Fig. 1.16

La valeur finale de  $\alpha$  d'un poteau est le produit du  $\alpha$  du niveau par le  $\alpha$  du tronçon.

L'évaluation de la variation des valeurs de  $\alpha$  dans chacune des directions des axes locaux des poteaux est laissée à l'utilisateur, étant donné que les différentes normes ne précisent en général pas la détermination de ces coefficients plus que dans le cas des portiques, et le comportement spatial d'une structure ne correspondant pas aux modes de flambement d'un portique, il est préférable de ne pas donner des valeurs qui pourraient être inexactes.

#### 14. Définition du nombre de niveaux et de groupes.

14.1. Nombre de groupes, charges d'exploitation et charges mortes.

14.2. Cote du niveau de la fondation, noms des niveaux et hauteurs entre eux.

Lorsque les hauteurs ( $h$ ) sont indiquées, la différence entre les niveaux supérieurs (ou plan moyen supérieur de référence) des planchers est indiquée. Les cotes sont calculées par le programme à partir des données indiquées.

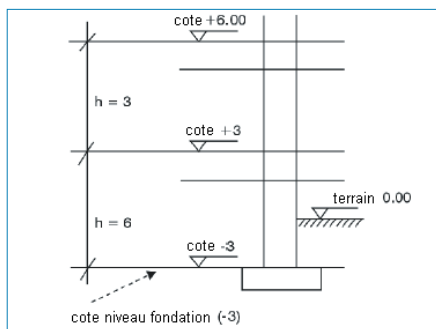


Fig. 1.17

### 1.9.2. Actions. Charges Spéciales. Groupes de combinaisons. Niveaux/groupes

Ce paragraphe contient la considération ou non des actions horizontales, vent et/ou séisme, ainsi que la norme à appliquer dans chaque cas. Le programme choisit interne-ment la combinaison pour chaque état limite.

Les coefficients de pondération sont validés selon les matériaux employés et les actions qui interviennent. Les hypothèses additionnelles et l'assignation de leur origine à chaque hypothèse sont sélectionnées.

Vous devez également indiquer dans les données de chaque groupe quelles sont les charges mortes et surcharges d'exploitation globales à chaque niveau. Le poids propre du plancher est indiqué dans le dossier qui contient sa description et par le programme les planchers dalles, poutres, poteaux voiles et murs.

### 1.9.3. Vent

Il faut sélectionner la norme à appliquer. Consultez le paragraphe correspondant.

### 1.9.4. Séisme

S'il existe un séisme, les données seront fonction de la norme appliquée. Consultez le paragraphe sur les normes.

Rappelez-vous que dans les hypothèses additionnelles, il est possible de définir des charges associées aux hypothèses de vent et/ou de séisme, si elles n'ont pas déjà été générées automatiquement.

### 1.9.5. Hypothèses additionnelles (charges spéciales)

Il est possible de définir automatiquement les hypothèses additionnelles (charges spéciales) et elles sont différentes de celles définies avec un caractère général.

- Charges permanentes (poids propres + charges mortes) = (charge permanente)
- Charge d'exploitation définie dans les données de groupes (surcharge)
- Vent selon la norme (Vent)
- Séisme selon la norme (Séisme)

Si vous désirez définir des charges (ponctuelles, linéaires ou surfaciques) qui s'incorporent à ces hypothèses générales, vous devez les créer en premier. Les charges permanentes et d'exploitation sont toujours définies par défaut.

Si vous désirez créer des hypothèses de charge en alternance, c'est-à-dire qui n'agissent pas simultanément dans une combinaison, vous devez définir autant d'hypothèses additionnelles que de charges indépendantes à considérer. Vous pouvez également utiliser les dispositions de charges à l'intérieur de chaque hypothèse.

Les combinaisons sont générées automatiquement à partir des hypothèses définies et de leur combinaison.

Lors de l'introduction de charges spéciales, qu'elles soient linéaires, ponctuelles ou surfaciques, n'oubliez pas de sélectionner l'hypothèse à laquelle est associée cette charge, c'est-à-dire l'hypothèse à laquelle elle appartient.

### 1.9.6. Etats limites (combinaisons)

Le groupe correspondant à chaque état à calculer est sélectionné

- Béton
- Béton en fondation
- Aciers préformés
- Aciers laminés
- Bois
- Déplacements
- Contraintes sur le terrain

### 1.9.7. Données générales des poteaux, amorces et voiles (entrée des poteaux)

Vous devez définir la géométrie au niveau et le tracé des poteaux en indiquant :

1. Type de poteau (en béton et métalliques).
2. Sections à chaque niveau.
3. Référence.
4. Angle de rotation.
5. Amorce en fondation (avec articulation extérieure) ou arpentage (sans articulation extérieure) et le niveau jusqu'auquel il monte. Si le poteau démarre sur une longrine ou un radier, il doit être défini sans articulation extérieure.

6. Coefficients d'encastrement en tête et en pied.
7. Coefficients de flambement à chaque niveau et dans les deux directions x et y locales (voir ce qui est indiqué dans **Données générales de l'ouvrage**).
8. Si le poteau est métallique, le type et la série de la bibliothèque de profils sélectionnée est indiquée. La plaque d'ancrage peut également être calculée en amorce, auquel cas la qualité de l'acier de la plaque et des boulons sera indiquée.
9. Dénivelé et épaisseur d'appui, au cas où il existe, de façon à inclure l'amorce dans les détails.

### Amorces

Il est possible de définir uniquement l'amorce du poteau (avec hauteur nulle), de façon à pouvoir calculer les éléments de fondation, sans définir plus que les charges en tête du poteau.

### Voiles B.A. (Parois)

On définit tout d'abord une série du noyau type, en indiquant :

- Nom
- Groupes initial et final
- Côtés et sommets
- Epaisseurs dans chaque niveau à gauche et à droite de l'axe de côté

Le premier sommet défini est le point fixe d'intersection, bien qu'il soit possible de varier sa position. Par la suite, on définit les voiles sélectionnés :

- Noyau type
- Référence
- Angle

Les voiles possèdent la même géométrie en niveau, seule leur épaisseur peut varier en hauteur. Ils ne peuvent pas



reposer dans les poteaux et les poteaux ne peuvent pas démarrer sur eux. Ils sont de géométrie constante et conçus comme des éléments d'étaieement horizontaux du bâtiment.

### Charges horizontales dans les poteaux

On définit le type de charge, l'origine de l'hypothèse et le point d'application.

Il est possible de définir des charges horizontales dans les poteaux avec les caractéristiques suivantes :

- Type de charges : ponctuelles, réparties uniformément et en bande.
- Origine de l'hypothèse : celles définies dans l'ouvrage (**poids propre, surcharge, vent, séisme**).
- Point d'application : à n'importe quelle cote du poteau.
- Direction : dans les axes locaux et généraux, selon **X** ou **Y**.
- Charges verticales dans les poteaux

Il est possible de définir en tête du dernier niveau de n'importe quel poteau (celui où il se termine), des charges ( $N$ ,  $M_x$ ,  $M_y$ ,  $Q_x$ ,  $Q_y$ ,  $T$ ) définies sur les axes généraux, pour n'importe quelle hypothèse, additionnelle à celles obtenues par le calcul et avec la convention de signe suivante :

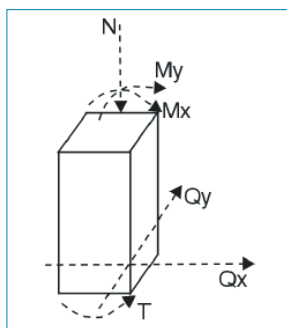


Fig. 1.18

### 1.9.8. Données du plancher (Entrée des poutres)

Dans chaque groupe, il faut préciser graphiquement la géométrie dans le niveau et les poteaux et voiles seront visualisés à l'écran. L'ordre logique d'entrée des données est le suivant :

#### Poutres, appuis sur murs et longrines

Une fois la typologie choisie, il faut introduire leurs dimensions.

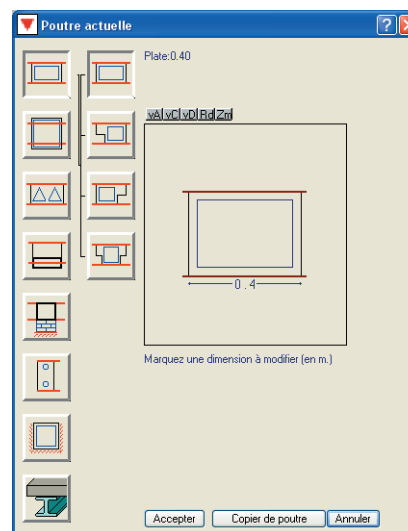


Fig. 1.19

Il est possible de définir un coefficient **d'encastrement aux bords** des poutres. Sa valeur varie entre 0 (articulation) et 1 (encastrement). Tout plancher uni à ce bord de poutre sera affecté par ce coefficient.

Il est également possible d'introduire des **articulations** aux extrémités de n'importe quel tronçon de poutre, au niveau de sa liaison avec les poteaux, les voiles ou les autres poutres.

Si la poutre est une longrine, le module de réaction et la contrainte admissible du terrain seront demandés.

## Murs

Il est possible de définir deux types de murs :

**Murs en sous-sol en béton armé.** Ce sont des murs en béton armé qui peuvent recevoir les poussées horizontales du terrain.

**Murs en maçonnerie.** Ce sont des murs de maçonnerie en brique ou en blocs de béton qui reçoivent et transmettent des charges mais pas de poussées.

Les données suivantes sont indiquées :

- Groupe initial d'où il démarre
- Groupe final où il se termine
- Epaisseurs moyennes à chaque niveau (à gauche et à droite)
- Poussées du terrain (seulement avec des murs en sous-sol) en indiquant :
  - Hypothèse à associer à la poussée
  - Cote de la roche (si elle existe)
  - Cote du niveau phréatique (s'il existe)
  - Cote du remblai, en indiquant :
    - Pourcentage d'évacuation par drainage
    - Densité apparente
    - Densité submergée
    - Angle de frottement interne
  - Charge sur le terrain (si elle existe)
- Longrine ou appui en fondation
  - Longrine (sans articulation extérieure)
  - Semelle filante (sans articulation extérieure)
  - Avec articulation extérieure (avec ou sans semelle)
  - Poutre sans articulation extérieure (arpentage)

Dans le cas des semelles, leurs dimensions sont indiquées.

- Module de réaction du terrain. Par défaut, une valeur élevée de 10000 T/m<sup>3</sup> est donnée, car s'il existe des poteaux avec articulation extérieure, on peut être confronté à des tassements différentiels, ce qui n'est pas réel si un calcul postérieur sur les semelles isolées des poteaux est réalisé. Si l'ensemble de la fondation est flottante, le module de réaction utilisé est celui correspondant au type de terrain et aux dimensions des fondations. Ne mélangez pas des appuis avec et sans articulation extérieure ; si vous le faites, un avis sera émis.
- Contrainte admissible du terrain.
- Type de plancher

Les planchers sont définis par un nom et une série de données.

## Planchers Unidirectionnels

Les différents types de planchers sur poutrelles suivants peuvent être sélectionnés :

- Poutrelles en béton
- Poutrelles armées
- Poutrelles précontraintes
- Poutrelles in situ
- Poutrelles métalliques
- Poutrelles Joist
- Classification des poutrelles, selon le moment résistant de façon à pouvoir visualiser les types au lieu des moments. La valeur est donnée en kp × m (ou en dN × m dans le système S.I.), par mètre de largeur, par poutrelle, avec ou sans majoration selon ce qui est sélectionné par l'utilisateur.

Chaque plancher peut être d'un type différent. Leur position dans le niveau peut être perpendiculaire ou parallèle aux poutres ou encore passer par deux points déterminés.

Il est possible d'obtenir l'existence ou l'absence de continuité entre les poutrelles et les planchers adjacents. Lorsque les planchers sont copiés, une continuité entre eux est obtenue. En variant le pas entre les poutrelles, il est possible d'éliminer la continuité entre les planchers contigus, chaque fois que la distance entre les extrémités des poutrelles de planchers adjacents est supérieure à la longueur de **barre courte** (valeur par défaut 0,20m, qui peut être modifiée dans l'option de **Coefficients réducteurs de raideur à la torsion**). Le même effet de continuité se produit si la prolongation d'une poutrelle croise une poutre ou un chevêtre, avec une séparation entre les axes mineurs que coupe la longueur de la barre.

Après avoir défini un groupe, il est possible de copier un des précédents et de le modifier.

Dans **Données du plancher**, il est possible de définir des dénivelés entre planchers avec dessin et détail des armatures des planchers et des poutres affectant la hauteur des éléments porteurs qui passent par la poutre de changement de cote. Si la poutre est plate elle sera convertie en poutre avec une épaisseur. Cette option doit être utilisée avec précaution car le programme ne calcule pas la flexion transversale dans la poutre, et il est donc conseillé de consulter les détails constructifs et de vérifier manuellement les étriers et l'ancrage de l'armature transversale de la poutre.

Dans **Données du plancher**, il est possible de consulter et de modifier les moments minimaux négatifs et positifs pour poutrelles. Il est important de les consulter et de les attribuer correctement.

Il est possible d'introduire des poutrelles doubles, triples,...

Dans ce cas, le poids défini, limité aux poutrelles triples, sera pris en compte. Dans cette situation, une barre ou poutrelle parallèle est introduite à une distance égale à la hauteur de la poutre définie dans la fiche du plancher.

## Planchers-dalles

Consultez le paragraphe **9. Planchers-dalles** de ce mémoire de calcul.

## Plaques allégées

Pour la définition d'une plaque allégée, qu'il s'agisse d'une plaque alvéolaire, PI, ou de n'importe quel autre type de plaque de section quelconque ou plancher de poutrelles et entrevous, il est nécessaire de définir leurs données géométriques et leurs caractéristiques mécaniques.

Les données contenues dans la fiche des caractéristiques peuvent être obtenues des autorisations d'utilisation des fabricants ou à partir de l'introduction des valeurs d'une plaque déterminée ou du plancher que vous désirez préfabriquer ou construire in situ. Il existe également des données sollicitées et qu'il convient d'éclaircir.

**Clé.** Pour identifier la fiche par huit digitaux.

**Description.** C'est le nom de la plaque.

**Épaisseur totale du plancher.** C'est l'épaisseur totale de la plaque plus la couche de compression si elle existe.

**Largeur de la plaque.** C'est la largeur de la plaque, ou l'entraxe pour un plancher de poutrelles et entrevous.

**Épaisseur de la couche de compression.** Si elle existe, c'est l'épaisseur de la couche de compression.

**Largeurs minimales de plaques.** C'est la plus petite valeur permettant d'obtenir une plaque type par coupe longitudinale, comme conséquence des dimensions du plan-

cher, en arrivant à un bord, étant normalement une plaque spéciale d'épaisseur inférieure à celle d'une plaque type. L'épaisseur obtenue de cette plaque spéciale est comprise entre la valeur type ou la largeur de la plaque et cette épaisseur minimale.

**Distance minimale et maximale.** Lorsque la plaque est déviée par rapport à la normale de l'appui, la distance est différente à chaque bord de la plaque. Si la valeur maximale est dépassée, la plaque se biseaute.

**Distance latérale.** C'est la valeur pouvant recouvrir la plaque latéralement avec un appui parallèle ou légèrement dévié dans la direction longitudinale de la plaque.

**Poids propre.** C'est le poids par mètre carré de plancher complet.

**Volume de béton.** C'est le volume de béton en remblai, entre les plaques et la couche de compression, si elle existe.

**Béton de la plaque.** C'est une donnée informative pour connaître les matériaux avec lesquels seront calculées les données résistantes de la section.

**Béton de couche et de liaison.** De même que précédemment.

**Aciers de négatifs.** De même que précédemment.

Les données résistantes de la section sont définies ci-après :

**1. Flexion positive du plancher.** Ce sont les données de la plaque avec le béton de remplissage des jonctions et de la couche de compression si elle existe.

- Moment ultime. C'est le moment résistant maximum (ultime).

- Moment de fissuration. Pour le calcul de flèche par la méthode de **Branson**.
- Raideur totale de la section composée plaque-béton. Elle est utilisée pour former la matrice de raideur des barres dans lesquelles est discrétisé le plancher.
- Raideur fissurée, pour le calcul de la flèche par la méthode de **Branson**.
- Moment de service. Moment résistant selon la classe du béton précontraint, qui n'est pas le même que celui du milieu ambiant. L'équivalence est  
Milieu ambiant I = Classe III (structures en intérieur de bâtiments ou semi extérieur de basse humidité)  
Milieu ambiant II = Classe II (structures en extérieur normal non agressif, ou en contact avec des eaux normales ou un terrain ordinaire)  
Milieu ambiant III = Classe I (structures en atmosphère agressive industrielle ou marine, ou en contact avec des terrains agressifs ou des eaux salines ou légèrement acides).

Le moment de service dû au calcul est comparé avec celui de la fiche selon le milieu ambiant défini pour la plaque. Il doit être inférieur. Dans le cas contraire, le programme recherche dans la table une plaque qui convient et s'il n'y en a pas, il émet un message d'erreur à la fin du calcul.

- Effort tranchant ultime. Effort tranchant ultime auquel résiste la section totale. Il est différent selon que le moment de calcul soit supérieur ou inférieur au moment de compression (Mg), ce qui donne lieu à deux colonnes de données.

Le moment de décompression est le moment correspondant à la classe II, et le moment de service positif est donc comparé avec celui de la table, en élisant la colonne correspondante.

## 2. Flexion négative du plancher

- Diamètre / Diamètre / Séparation : deux colonnes de diamètres sont indiquées. Elles permettent de combiner deux diamètres différents à une séparation donnée. Les caractéristiques mécaniques de la section sont indiquées dans chaque ligne avec ce pourcentage réparti dans la zone des moments négatifs.
- Moment ultime de la section type. C'est le moment négatif résisté par la section pour une armature donnée.
- Moment de fissuration, pour le calcul de la flèche par la méthode de **Branson**.
- Raideur totale, pour le calcul de la flèche par la méthode de **Branson**.
- Raideur fissurée, pour le calcul de la flèche par la méthode de **Branson**.
- Effort tranchant ultime. Effort tranchant résisté par la section pour l'armature donnée.

A partir de l'armature calculée, la valeur de l'effort tranchant résisté par la plaque est connue et peut être comparée avec l'effort tranchant de calcul.

S'il ne satisfait pas, un message d'erreur est émis à la fin du calcul. Il apparaît à l'écran et dans les plans (INSUF). S'il n'existe pas de valeurs dans la fiche, la vérification à l'effort tranchant ne sera pas vérifiée.

**Processus de calcul appliqué.** Connaissant le moment positif de calcul  $M_d$ , on cherche dans la colonne de flexion positive du plancher M. ULT., une valeur supérieure à celle de calcul. Parallèlement, et en fonction du milieu ambiant défini pour le plancher, on cherche également une valeur dans la colonne M. SER. (1, 2 ou 3), et avec la valeur du moment de service (obtenue avec les combinaisons des déplacements). Elles sont comparées jusqu'à ce qu'il soit trouvé une valeur satisfaisante. On choisit ensuite un type de plaque qui vérifie les deux conditions. S'il n'y en a pas,

un message d'erreur avertissant que le type ne se trouve pas dans les tables sera émis.

De la même manière, et pour la plaque sélectionnée par flexion et milieu ambiant, il est vérifié dans la colonne d'effort tranchant de flexion négative et positive du plancher que l'effort tranchant de calcul est inférieur à celui résisté par le plancher. S'il ne convient pas, un message d'erreur est émis.

Les longueurs des barres sont déterminées en fonction de l'enveloppe des moments, et les longueurs minimales sont définies dans les options.

Les courbes enveloppes sont obtenues en accord avec les efforts agissants, redistribution considérée et moments minimaux appliqués.

Lorsque les données n'ont pas été définies pour le calcul des flèches, milieu ambiant ou effort tranchant, cette vérification n'est pas réalisée.

Dans **Données du plancher**, il est possible de sélectionner le milieu ambiant ainsi que les coefficients d'encastrement aux bords, et les moments minimaux pour chaque type de tronçon, extrémité, intermédiaire, isolé ou débord.

**Procédé constructif.** Vous pouvez sélectionner le calcul avec étaieement ou comme autoportant.

### A. Avec étaieement

Lorsque la continuité est considérée avec une valeur d'encastrement aux bords égale à 1, le programme réalise un calcul statique soumis à la charge totale = charge permanente + charge d'exploitation, ce qui équivaut à construire un plancher sur étais et lorsqu'on les retirent, le plancher reste soumis à cette charge totale.

Dans ce calcul, les moments négatifs sont normalement supérieurs aux moments positifs.

## B. Comme autoportant

Les planchers de plaques préfabriquées allégées sont normalement construits sans étayage, et l'état final des efforts se compose donc de deux états :

1. La plaque soumise au poids propre du plancher  $p$ , en obtenant un diagramme des efforts isostatique ( $M = pl^2/8$ ).
2. Le plancher en continuité soumis à la charge additionnelle postérieure à l'exécution du plancher, formé par les charges mortes et la charge d'exploitation.

La superposition des deux états mène à des efforts qui, dans la majorité des cas, donnent des moments positifs supérieurs aux moments négatifs.

Dans la présente version, le calcul n'est pas réalisé en deux phases, donc si le plancher est construit sans étais (cas B), il est possible d'obtenir, de façon assez approchée, des résultats en accord avec ceux attendus, en modifiant les coefficients d'encastrement des planchers en continuité.

La valeur du coefficient d'encastrement à attribuer aux planchers dépend de la relation entre le poids propre du plancher et la charge totale, en supposant un état des charges uniforme.

La valeur du coefficient d'encastrement serait :

$$\text{Coef. Encastr.} = 1 - (p. \text{ propre plancher} / \text{ charge totale})$$

Par exemple, si vous avez un plancher qui pèse  $400 \text{ kg/m}^2$ , un revêtement de  $100 \text{ kg/m}^2$  et une charge d'exploitation de  $500 \text{ kg/m}^2$ , vous obtiendrez :

$$\text{Poids propre du plancher} = 400$$

$$\text{Charge totale} = 400 + 100 + 500 = 1000$$

$$\text{Coef. Encastr.} = 1 - (400/1000) = 1 - 0,4 = 0,6$$

On attribuera donc la valeur 0,6 comme coefficient d'encastrement aux planchers en continuité. Le programme l'attribue automatiquement à chaque plancher de plaques allégées lorsque le calcul comme autoportant est activé.

Quoi qu'il en soit, il est recommandé de consulter le fabricant pour le processus constructif et de lui demander conseil pour le calcul, en vérifiant que la plaque de la première phase, soumise au poids propre et la surcharge de construction (normalement égale à  $100 \text{ kg/m}^2$ ), résiste en phase de construction.

En ce qui concerne l'obtention de la flèche, elle se calcule avec les caractéristiques métalliques indiquées dans la fiche du plancher et à partir de la moyenne des diagrammes des moments de l'état final, desquels peuvent être consultés les valeurs en fonction des limites de flèche établies dans les options pour plaques allégées.

## Planchers-dalles

L'épaisseur du plancher est définie. Chaque plancher peut avoir une épaisseur différente. Il est possible d'appliquer un coefficient d'encastrement pour n'importe quel type de plancher-dalle au niveau de son union au bord des poutres sur lesquelles il s'appuie, et qui peut varier entre 0 (articulé) et 1 (encastré), en passant par des valeurs intermédiaires (semi-encastré). Les dénivelés entre planchers peuvent également être définis, avec les mêmes observations que pour les planchers unidirectionnels.

Il est possible de définir une armature de base dans chaque direction, supérieure ou inférieure, qui sera considérée dans le calcul et le dimensionnement de l'armature.

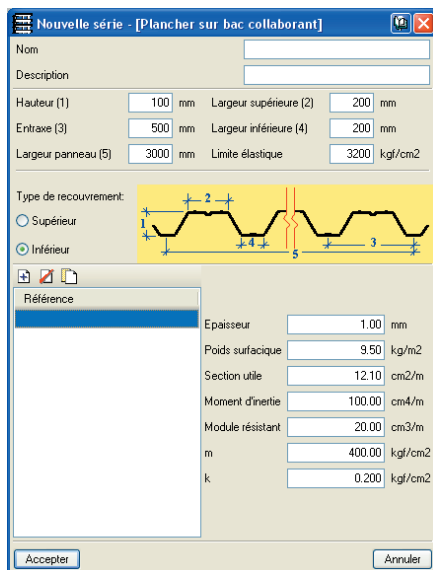


Fig. 1.20

**Très important** : si vous considérez une armature de base, n'oubliez pas qu'il existe une option de calcul intitulée **Détailler armature base**. Si elle n'est pas activée, l'armature de base n'est pas visualisée et vous verrez seulement les renforts. Celle-ci ne sera donc pas prise en compte dans les récapitulatifs ni dans les cadres de mesure des plans. De plus, vous devez faire particulièrement attention lors de l'impression des plans afin que leur considération et leur existence restent constantes. Revoyez les plans et mettez les détails nécessaires pour indiquer les longueurs de recouvrement et les zones où elles peuvent se réaliser.

Si vous activez l'option, vous pourrez voir l'armature de base comme un renfort supplémentaire, ainsi que l'éditer et la modifier. L'armature de base inférieure est toujours continue, avec recouvrements dans les zones de moment négatif maximal. L'armature de base supérieure n'est pas

continue, elle est seulement placée là où elle est nécessaire, comme s'il s'agissait d'une armature supérieure supplémentaire. Dans les radiers, les positions sont inversées. L'armature sera mesurée dans les récapitulatifs et sera dessinée dans les plans comme un renfort supplémentaire.

La direction de l'armature mise en place peut également être indiquée.

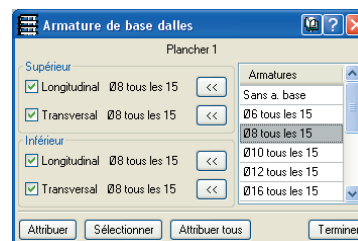


Fig. 1.21

Les planchers-dalles peuvent être des radiers. Dans ce cas, il faut indiquer l'épaisseur, le module de réaction et la contrainte admissible. L'armature de base dans les radiers est déterminée en fonction du pourcentage géométrique minimum défini dans les options des dalles.

### Planchers Réticulés

Les planchers réticulés sont formés de zones allégées et de zones massives.

La **zone allégée** doit être définie en premier, en la sélectionnant dans la bibliothèque spécifique ou en l'éditant. Les données contenues sont les suivantes :

- Nom descriptif
- Epaisseur totale
- Epaisseur de la couche de compression
- Type d'allégement : récupérable ou perdu
- Nombre de pièces formant le bloc allégeant

- Géométrie de la section transversale : interaxe ou distance entre nervures, pouvant être égales ou différentes en X et en Y, et de largeur de la nervure, qui peut être variable.
- Poids du plancher
- Volume de béton par mètre carré (indicatif)

N'oubliez pas d'indiquer le poids total car le programme ne demande rien sur le bloc allégeant et ne montre initialement que le poids indicatif du béton de remplissage des nervures et de la couche de compression.

Après avoir introduit ces données, vous devez indiquer le point de passage de la maille, qui peut varier. La direction des nervures peut être quelconque. Les dénivelés entre planchers peuvent être définis avec les mêmes observations que pour les planchers unidirectionnels.

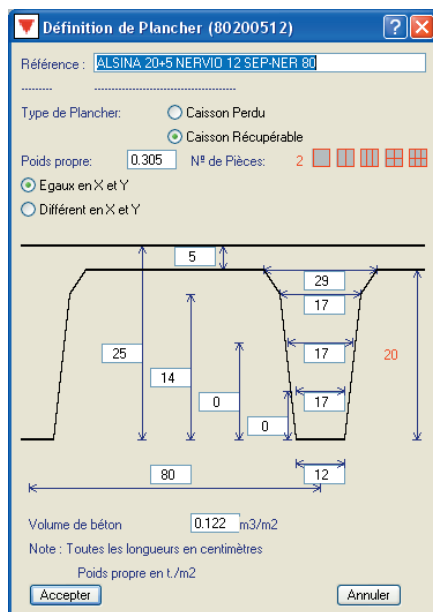


Fig. 1.22

Il est possible de définir une armature de base dans n'importe quelle direction, supérieure et inférieure, qui sera considérée dans le dimensionnement de l'armature. Cette armature de base peut être dessinée et mesurée optionnellement, en sélectionnant (x) **Détailler** dans **Options**. Le programme réalise la mesure seulement dans le cas où l'option de détailler l'armature de base est activée, auquel cas elle est dessinée et est donc mesurable en connaissant les longueurs de coupe.

**Très important** : si vous considérez une armature de base, n'oubliez pas qu'il existe une option de calcul intitulée **Détailler armature base**. Si elle n'est pas activée, l'armature de base n'est pas visualisée et vous verrez seulement les renforts. Celle-ci ne sera donc pas prise en compte dans les récapitulatifs ni dans les cadres de mesure des plans. Vous devez faire particulièrement attention lors de l'impression des plans afin que leur considération et leur existence restent constantes. Revoquez les plans et mettez les détails nécessaires pour indiquer les longueurs de recouvrement et les zones où elles peuvent se réaliser.

Si vous activez l'option, vous verrez l'armature de base comme un renfort supplémentaire, qui peut être édité et modifié. L'armature de base inférieure est toujours continue, avec recouvrements dans les zones de moment négatif maximal. L'armature de base supérieure n'est pas continue, elle est seulement placée là où elle est nécessaire, comme s'il s'agissait d'une armature supérieure supplémentaire. Dans les radiers, les positions sont inversées. L'armature sera mesurée dans les récapitulatifs et sera dessinée dans les plans comme un renfort supplémentaire.

Dans le cas où les poutres entre les planchers sont plates, elles prendront l'épaisseur du plus épais des planchers de ses deux côtés. Pour les poutres en retombée, la retombée se mesure à partir de la plus grande épaisseur. Il est possible d'appliquer un coefficient d'encastrement aux bords du plancher qui varie entre 0 (articulé) et 1 (encastré).



Les **zones massives** peuvent être générées automatiquement sur les poteaux, ou dans n'importe quelle zone du plancher en prenant pour épaisseur celle du plancher allégée qu'elles rencontrent. Il est possible d'appliquer une retombee inférieure pour lui appliquer une plus grande épaisseur.

Lorsque les zones massives sont générées automatiquement, les dimensions dans chaque direction sont ajustées au 1/6 de la distance du poteau le plus proche, selon un angle de vision de 40°. Dans le cas où aucun autre poteau n'est vu (par exemple dans les poteaux de bord) la valeur prise est celle obtenue dans le sens opposé à cette direction. Les dimensions de la zone massive sont au minimum 2.5 fois et au maximum 5 fois l'épaisseur. Il existe une option pour configurer automatiquement les zones massives, avec possibilité de varier les paramètres.

Si elles sont générées manuellement, vous pouvez introduire des zones massives en les ajustant au nombre de pièces allégées. Ne les utilisez pas pour simuler des poutres. Dans ce cas, définissez des poutres. Faites le toujours aux bords libres.

Les zones massives possèdent toujours une armature de base entre les nervures qui est considérée et réduite dans le calcul des renforts de nervures. Elle n'est pas mesurée et il n'est pas possible de l'indiquer et il convient donc de renforcer la révision des plans, y compris la légende qui indique son existence et les détails constructifs pertinents pour sa mise en place dans l'ouvrage.

Optionnellement, il est possible de dessiner les allègements et les pièces des caissons.

### Armature prédéterminée

Il est possible de déterminer des armatures dans n'importe quelle position et direction qui sont déduites du renfort nécessaire dans la zone d'agissement.

Elles peuvent être déterminées pour des planchers-dalles ou des planchers réticulés.

### Vides

Les emplacements de planchers où n'est introduit aucun plancher restent vides, symbolisés par des lignes discontinues formant une croix.

Les poutres qui se rencontrent entre les deux ouvertures ou entre un vide et un contour extérieur, dans le cas où elles ont été définies comme plates et ne possèdent pas de plancher latéral, n'ont pas d'épaisseur définie et doivent donc être changées en un type de poutre possédant une épaisseur, ses dimensions étant indiquées.

Si le type de poutre considéré possède un entrevous réduit sur le côté, c'est-à-dire qu'il rencontre une ouverture, il ne sera pas pris en compte et le programme avertira que les données sont incorrectes.

Si, dans un niveau d'un groupe, il reste une zone indépendante formée par un contour fermé de poutres formant un vide intérieur, bien qu'il n'existe pas de plancher, l'hypothèse de raideur ou indéformabilité relative du niveau est maintenue pour tous les effets.

Dans le cas où il existe des charges horizontales, les résultats obtenus ne seront pas corrects. Dans ce cas, il est conseillé d'utiliser des poutres inclinées définies dans le même groupe car ces éléments, possédant 6 degrés de liberté, ne prennent pas en compte l'hypothèse d'indéformabilité du plan du niveau.

Si des murs en sous-sol ont été définis avec des poussées et possèdent des planchers de poutrelles parallèles au mur, elles doivent être suffisamment rigides pour se comporter comme diaphragme rigide, ce qui nécessitera les zones massives et détails correspondants, que le programme ne fait pas automatiquement, les détails additionnels opportuns devant être faits.

Ainsi, s'il existe dans les planchers des vides à côté du mur et des poutres libres perpendiculaires au mur, vous devrez les mettre en place comme des poutres inclinées afin qu'elles soient dimensionnées à la flexion-compression, car les poutres normales et les planchers sont seulement dimensionnés à la flexion simple.

**Fondation.** Dans les poteaux et voiles « avec articulation extérieure » au niveau de l'amorce, il est possible de définir des semelles isolées et des semelles sur pieux reliées par des longrines de redressement ou de liaison, qui peuvent également relier les semelles filantes sous mur.

Les semelles rectangulaires se calculent comme des solides rigides et admettent sur elles plusieurs poteaux et/ou voiles. Il en est de même pour les semelles sur pieux, en accord avec une typologie définie de cas résolus.

Les longrines de redressement sont définies de façon à absorber les moments transmis à la semelle superficielle ou sur pieux sur laquelle elles agissent. Plusieurs longrines peuvent agir pour absorber les moments dans une direction donnée, auquel cas les raideurs respectives seront réparties proportionnellement.

### 1.9.9. Données de charges. Poutres inclinées

En plus des charges superficielles au niveau général, il est possible d'introduire des charges ponctuelles, des charges linéaires et des charges surfaciques. Toutes s'introduisent graphiquement et peuvent être visualisées et modifiées à tout moment.

Chaque type de charge possède un schéma graphique facilement identifiable et une couleur différente pour chaque hypothèse différente.

Dans le cas des **poutres inclinées**, vous devez indiquer leurs dimensions, ainsi que les charges qui peuvent agir

sur elles (ponctuelles, linéaires, en bandes, triangulaires,...) et d'où à où elles vont (groupe initial et final). Elles possèdent toujours 6 degrés de liberté.

## 1.10. Calcul de la structure

Une fois que toutes les données ont été introduites, il est possible de calculer la structure. Durant le processus, des messages informatifs apparaissent à propos de la phase de calcul dans laquelle se trouve le programme. D'autre part, des messages d'erreur sont émis s'il y a des données incompatibles avec le calcul.

La première phase du programme correspond à la génération des structures géométriques de tous les éléments, constituant la matrice de raideur de la structure. Si le programme détecte des données incorrectes, il émettra des messages d'erreurs et arrêtera le processus. Cette phase peut être exécutée indépendamment pour un groupe ou pour tout l'ouvrage.

La seconde phase consiste à convertir la matrice de raideur par des méthodes frontales. Dans le cas où la matrice serait singulière, un message d'erreur avertissant d'un mécanisme sera émis, si cette situation est détectée dans un élément ou une partie de la structure. Dans ce cas, le processus est arrêté.

Dans la troisième phase, les déplacements de toutes les hypothèses définies sont obtenus. Un message indiquant les déplacements excessifs aux points de la structure dépassant une valeur est émis car cela est dû à une conception structurale incorrecte ou aux raideurs de torsion définies dans chaque élément.

S'il existe des problèmes de stabilité globale, la structure doit être révisée une fois les effets du second ordre considérés.

La quatrième phase consiste à obtenir les courbes enveloppes de toutes les combinaisons définies, pour chacun des éléments : poutres, planchers, poteaux, etc.

Dans la cinquième et dernière phase, il est procédé au dimensionnement et à l'armement de tous les éléments définis, en accord avec les combinaisons et les courbes enveloppes, la géométrie, les matériaux et les tables d'armatures existantes. Dans le cas où la résistance du béton par compression oblique est dépassée dans une poutre, un message indiquant un effort tranchant excessif est émis. Le programme termine le processus et affiche un compte rendu.

Si une ou plusieurs **Structures 3D intégrées** ont été créées, n'oubliez pas qu'elles peuvent être considérées individuellement et indépendamment dans tous les groupes de niveaux, et qu'il est bon que les profils introduits soient dimensionnés. Ainsi lorsqu'est réalisé le calcul complet de la structure, avec les **structures 3D intégrées** définies, il est plus proche de la solution finale de tous les profils.

Il est possible qu'en de nombreux cas, surtout avec les poteaux, les poutres métalliques et les structures 3D intégrées de profils métalliques, les profils prévus doivent être changés lors du calcul et que, en variant significativement leur inerties, le calcul doit être répété.

Ceci est tout à fait normal dans les structures métalliques et ne doit pas inquiéter l'utilisateur. Il est habituel de devoir répéter plusieurs fois le calcul jusqu'à obtenir tous les profils dans un dernier calcul qui sera pris comme définitif. Cela arrive souvent, excepté pour le béton armé car on travaille avec des sections brutes, et si les sections ne varient pas ou peu, elles sont généralement acceptées telles quelles.

A la fin du calcul, il est possible de consulter toutes les erreurs et les problèmes survenus dans les différents éléments. Il est possible de les consulter à l'écran, de les en-

registrer sous différents formats et de les imprimer, selon le type d'erreur. Les autres erreurs doivent être consultées par élément : poteaux, poutres, dalles, etc.

## 1.11. Obtention des résultats

Une fois le calcul terminé, vous pouvez consulter les résultats à l'écran, obtenir les récapitulatifs en fichiers textes ou les imprimer et copier l'ouvrage en n'importe quelle unité.

Les éléments de fondation définis « avec articulation extérieure » : semelles superficielles, sur pieux, longrines de liaison et de redressement peuvent être calculés simultanément ou en différé. Tous ces éléments de fondation peuvent être édités, modifiés, redimensionnés ou vérifiés de manière isolée par rapport au reste de la structure.

### 1.11.1. Consultation à l'écran

Les données suivantes peuvent être consultées à tout moment.

#### Données générales de l'ouvrage

Il est intéressant de réviser les données introduites : données des poteaux, des groupes (charges d'exploitation, charges mortes), hauteur des niveaux, actions du vent et des séismes, matériaux utilisés, options, tables d'armatures, etc. Les options contenues dans ce paragraphe sont enregistrées avec l'ouvrage, tout comme les tables d'armatures converties en tables spéciales, ce qui est pratique pour enregistrer sur un support magnétique et le recalculer après un certain temps. Si vous ne le faites pas ainsi et que les options ou les tables ont changées, vous pourriez obtenir des résultats différents.

Si ces données sont modifiées, il faut recalculer l'ouvrage. Si elles sont valables, vous pouvez continuer à consulter les résultats. Il est possible de changer des options et des tables et de réarmer pour obtenir un nouveau résultat.

### Résultats des poutres et des longrines

Toutes les données des poutres et des longrines peuvent être consultées :

- Flèche active et autres flèches, relation flèche/portée, considération des moments minimaux.
- Courbes enveloppes dans les poutres avec ou sans séisme, avec les moments fléchissants, les efforts tranchants et les moments de torsion. Tout cela peut être mesuré graphiquement et numériquement.
- Armatures des poutres, en considérant le nombre de barres, le diamètre, les longueurs et les armatures transversales avec leurs longueurs. Ces résultats peuvent être modifiés. Les zones de renforts supérieurs et inférieurs, nécessaires et de calcul, longitudinales et transversales peuvent être calculées.
- Erreurs de poutres : flèche excessive, séparation entre les barres, longueurs des ancrages, armature comprimée et compression oblique par effort tranchant et/ou torsion et toutes les données de dimensionnement ou d'armatures inadéquates. Des codes de couleurs peuvent être appliqués pour évaluer leur importance.
- Coefficient d'encastrement aux bords des poutres.
- Profils calculés dans les poutres métalliques et profil de la série de profils convenant. Dans les poutres métalliques mixtes, le dimensionnement des boulons de connexion est également réalisé.

Il est possible de modifier la section des poutres. Si les dimensions des poutres ont changé, l'option **Réarmer** pour obtenir une nouvelle armature avec les efforts du calcul initial. Dans ce cas, les erreurs doivent être vérifiées de nouveau.

Il est possible de réarmer seulement les portiques qui ont changé de dimensions et de conserver ceux où seule l'armature a été retouchée ou de les réarmer tous, auquel cas

il est procédé au calcul de l'armature de toutes les poutres qui ont changé.

Si les variations des dimensions sont grandes, il est vivement recommandé de recalculer l'ouvrage.

Vous pouvez retoucher les armatures des poutres, si vous le jugez utile. Le programme affiche un code de couleurs pour vérifier leur adaptation. Si dans **Erreurs**, des dimensions ont changé, étudiez la possibilité de réarmer, pour obtenir une nouvelle armature.

### Charges

Il est possible de visualiser graphiquement les valeurs de toutes les charges introduites : ponctuelles, linéaires et superficielles. Chaque ensemble de charges associées à des hypothèses différentes possède un code de couleur différent. De cette façon, il est possible de vérifier que les données sont correctes. Si une modification est réalisée dans les charges, il faut relancer le calcul.

### Résultats des planchers unidirectionnels

En ce qui concerne les planchers unidirectionnels, il est possible de consulter les données suivantes :

- Courbes enveloppes des moments et efforts tranchants dans les alignements de poutrelles (valeurs majorées et par poutrelle).
- Armature de moments négatifs dans les poutrelles. On considère leur nombre, diamètre et longueurs.
- Moments fléchissants et efforts tranchants aux extrémités, majorés par mètre de largeur dans les poutrelles ou types de poutrelles.

Il est possible d'uniformiser les moments et les efforts tranchants de poutrelles et les armatures de négatifs en fonction des valeurs moyennes, des pourcentages de diffé-

rences ou des maximums. Toutes les valeurs précédentes peuvent être modifiées pour l'obtention des plans (exceptés les efforts tranchants). Consultez le paragraphe **6. Planchers unidirectionnels de poutrelles** pour obtenir plus d'information sur les données et résultats.

### Résultats des dalles mixtes

Consultez le paragraphe **9. Dalles mixtes** de ce mémoire de calcul.

### Résultats des plaques allégées

Vous pouvez consulter :

- Courbes enveloppes des moments et efforts tranchants de la bande du plancher sélectionné et considérée par mètre de largeur.
- Type de plaque sélectionné par calcul.
- Armature supérieure de négatifs en appuis, étant indiqués selon les vues : le nombre, le diamètre, la séparation et la longueur des barres.
- Informations des flèches.
- Erreurs du calcul, qu'il s'agisse du moment, de l'effort tranchant, de la flèche ou du milieu ambiant.

Il est possible de modifier le type de plaque et l'armature de négatifs.

### Résultats des planchers-dalles, des planchers réticulés et des radiers

Données des planchers introduits.

- Armature de base définie et éventuellement modifiée par le calcul.
- Maille des éléments discrétisés (voir Modèle 3D).

- Diagramme des courbes enveloppes des aires de renfort nécessaires par mètre de largeur, dans les directions d'armature définies, supérieure ou inférieure.
- Déplacements en mm. Par hypothèse de n'importe quel nœud.
- Efforts par hypothèse de n'importe quel nœud et pourcentage d'armature nécessaire par calcul dans chaque direction. La méthode de calcul pour l'obtention des efforts de calcul est la méthode de Wood, internationalement connue, et nécessaire pour la considération correcte des moments des deux signes et des torseurs.
- Déplacement maximal pour les planchers et par hypothèse. Il ne doit pas être confondu avec les flèches. Dans le cas des radiers, les tassements sont indiqués. S'ils sont positifs, il existe un décollement, et le calcul n'est pas correct avec la théorie appliquée.
- Consultation des armatures obtenues dans chaque direction longitudinale, transversale, supérieure et inférieure et, si elle existe, de l'armature de base.
- Vérification et armement au poinçonnement et à l'effort tranchant dans les zones massives et les nervures de la plaque allégée.
- Egalisation des armatures dans chaque direction aux valeurs maximales en pourcentages et longueurs.
- Modification de l'armature longitudinale dans toutes les directions si nécessaire, pour ce qui est du nombre, des diamètres, des séparations des longueurs et des pattes d'ancrage.
- Contraintes excessives dans les radiers.

Si des lignes de flexion ont été introduites avant le calcul, sont appliquées des longueurs minimales de renfort et de poinçonnement recouvrant l'armature de positifs, suivant ce qui est indiqué dans l'option des longueurs minimales des planchers dalles et réticulés. Il est **recommandé** de réaliser cette introduction avant le calcul car si vous le faites

après, les recouvrements seront constructifs (30 cm) et ne seront pas recalculés.

Toutes ces modifications sont effectuées à l'écran et selon les critères de l'utilisateur.

Il est possible de réarmer les planchers dalles et réticulés après le premier calcul. Pour cela, il suffit de lancer l'option Réarmer (en introduisant une ligne d'égalisation) pour obtenir une nouvelle armature avec les efforts du calcul initial.

### Résultats des poteaux

Il est possible de consulter les armatures des poteaux et de varier leurs dimensions de façon à obtenir une nouvelle armature. Il est également possible de modifier leurs armatures. D'autre part, vous pouvez consulter à l'écran les « Efforts dans poteaux par hypothèse » (effort normal, moments, effort tranchant et torseur) en n'importe quel point de n'importe quel niveau sur toute la hauteur du poteau ainsi que visualiser les diagrammes des efforts.

Ainsi, vous pouvez consulter les efforts majorés les plus défavorables de chaque tronçon qui déterminent l'armature mise en place (n'oubliez pas que pour chaque armature vérifiée, il peut exister plusieurs combinaisons défavorables, c'est-à-dire que l'armature convient mais pas celle immédiatement en dessous). Vous pouvez également consulter les diagrammes des déformations et les contraintes du béton et de l'acier suivant une droite perpendiculaire à la ligne neutre. Pour finir, vous pouvez consulter les moments résultants par amplification dus à l'excentricité accidentelle et à celle de second ordre (flambement) qui apparaissent au pied du cadre des efforts défavorables en rouge.

Si le poteau ne convient pas, il sera indiqué qu'il y a une section insuffisante en utilisant le code informatif (p.e. **Ee** = élancement excessif). Ce message peut apparaître dans d'autres cas, par exemple **Pe** = pourcentage excessif, car

elle dépasse les limites maximales de la norme, bien que dans ce cas, une armature soit laissée.

D'autres messages que vous devez consulter peuvent apparaître.

Si l'armature ou les dimensions sont modifiées et ne conviennent plus, vous verrez apparaître à gauche un signe indicatif de dépassement des limites ou des quantités maximales.

Si les modifications sont importantes, il est bon de recalculer l'ouvrage, car les raideurs auront changé.

Une fois les données consultées, on passe à la phase suivante pour obtenir les résultats graphiques.

S'il reste un poteau dont la section est insuffisante, il ne sera ni dessiné ni mesuré.

Avec l'option **Cadre des poteaux**, il est possible de grouper les poteaux entre eux. Ceux ne convenant pas seront dessinés en **rouge**.

### Résultats des écrans en B.A. (Parois), murs en sous-sol et murs en maçonnerie

Les diagrammes des contraintes normales et tangentielles sur toute la hauteur du noyau ou mur pour chaque combinaison calculée et les diagrammes des déplacements pour toutes les hypothèses définies peuvent être consultés.

Les isodiagrammes sont représentés en couleurs et échelonnés selon les valeurs, les minimum et maximum étant indiqués.

L'armature et les épaisseurs peuvent être consultées et modifiées par le projeteur. Lorsqu'elles ne conviennent pas, elles s'affichent en rouge et il est possible de les redimensionner.

Il existe un cadre informatif codé contenant des messages expliquant l'état de calcul.

Il est également possible de consulter le facteur d'utilisation en pourcentage de l'armature mise en place et les zones à renforcer, s'il y en a.

Vous pouvez lister les efforts défavorables dans le tronçon.

### Résultats du calcul des efforts du second ordre

Si des effets du second ordre ont été considérés, que ce soit pour l'action du vent ou du séisme, les résultats du calcul peuvent être consultés et les valeurs des facteurs d'amplification des efforts appliqués peuvent être visualisés à l'écran ainsi que le coefficient de majoration résultant de l'action horizontale dans chaque combinaison où il intervient. Tout cela se remplit dans l'entrée des données et il est possible d'imprimer un récapitulatif des résultats.

### Résultats de vent

Il est possible de consulter les valeurs de la charge de vent X et de la charge de vent Y à chaque niveau et d'imprimer les résultats.

### Résultats de séisme

Il est possible de consulter les valeurs de la période de la vibration pour chaque mode considéré, le coefficient d'utilisation des masses mobilisées dans chaque direction, et le coefficient sismique correspondant au spectre des déplacements résultants.

### Isodiagrammes et isolignes dans les planchers dalles et les planchers réticulés

Dans ce paragraphe, pour les planchers dalles et réticulés, il est possible de visualiser les déplacements, les efforts et les quantités en  $\text{cm}^2/\text{m}$  dans tous les planchers de n'importe quel groupe.

## 1.12. Récapitulatifs pour impression

Les données introduites et les résultats de calcul peuvent être sortis par imprimante ou fichiers texte. Les données suivantes peuvent être imprimées :

- Récapitulatifs généraux. Ils incluent le nom de l'ouvrage, les groupes, les niveaux, les hauteurs, les coordonnées et dimensions des poteaux et leur articulation, les voiles, les données des actions de gravité, le vent, le séisme, les matériaux utilisés, les niveaux de contrôle, les planchers introduits, la géométrie et le poids propre.
- Récapitulatifs des combinaisons utilisées dans le calcul.
- Récapitulatifs des armatures des poutres. Ils contiennent les courbes enveloppes des capacités mécaniques nécessaires, des moments tranchants, des torseurs, de l'armature disposée, de la flèche active.
- Récapitulatifs des courbes enveloppes, avec le dessin des courbes enveloppes des moments, efforts tranchants et torseurs.
- Récapitulatifs des mesures des poutres.
- Récapitulatifs des étiquettes : détails des armatures des poutres.
- Récapitulatifs des échanges. Il s'agit d'un fichier texte qui inclut l'information de l'armature des poutres.
- Récapitulatifs des mesures des surfaces et volumes des planchers et des poutres.
- Récapitulatifs des mesures des poutrelles par types et longueurs.
- Récapitulatifs des mesures des entrevous.
- Récapitulatifs des mesures des armatures de renforts de négatifs de poutrelles.
- Récapitulatifs des quantités par mètre carré de l'ouvrage.

- Récapitulatifs des armatures des planchers dalles et réticulés.
- Récapitulatifs des efforts dans les poutres inclinées, avec les courbes enveloppes des moments, des efforts normaux, des efforts tranchants et de l'armature placée.
- Récapitulatifs des poteaux et voiles, incluant le récapitulatif des armatures, des efforts au niveau des amorces, des efforts par hypothèse et des efforts défavorables dans les poteaux et les voiles.
- Récapitulatifs des déplacements par hypothèse dans chaque poteau et à chaque niveau.
- Récapitulatifs des effets de second ordre.
- Récapitulatifs des charges de vent.
- Récapitulatifs des coefficients de participation de séisme, incluant la période des modes, le coefficient d'utilisation des masses mobilisées et le coefficient sismique résultant dans chaque direction (analyse dynamique).
- Récapitulatifs des déplacements maximaux dans les poteaux, à chaque niveau pour tous les poteaux, suivant la combinaison la plus défavorable pour chaque direction (ils ne sont pas concomitants).
- Récapitulatifs des distorsions maximales des poteaux.
- Récapitulatifs des fondations. Il est possible d'obtenir des listes des données des matériaux, des actions et de la géométrie des semelles superficielles et sur pieux et des longrines de liaison et de redressement, ainsi que leurs mesures.
- Récapitulatifs des consoles courtes.
- Récapitulatifs des structures 3D intégrées.

Les récapitulatifs complètent l'information graphique qui peut être obtenue à l'écran, ainsi que les plans, qui définiront la géométrie et les armatures du projet.

## 1.13. Dessin des plans

Les plans du projet peuvent être configurés en différents formats et différentes tailles de papier, standards ou définis par l'utilisateur. De plus, il est possible de les dessiner à travers différents périphériques : imprimante, plotter ou fichiers DXF ou DWG. Il sera nécessaire de les configurer dans Windows afin d'assurer un fonctionnement correct et d'avoir les drivers correspondants installés.

Dans les plans, il est possible d'inclure tout type de détail constructif dessiné au format DXF ou DWG, en plus d'utiliser les ressources d'édition que permet le programme : textes, lignes, arcs, DXF. Il est possible d'appliquer n'importe quelle échelle, grosseur de trait, taille de lettre, cadre, etc. de façon à personnaliser complètement le dessin du plan, y compris le fond de plan DXF ou DWG activé.

Tous les éléments sont définis sur des calques et pour chaque dessin, les éléments désirés peuvent être sélectionnés. Rapidement, il est possible de dessiner les plans suivants :

- 1. Plan du niveau.** Dessin et cotes de tous les éléments par niveau et références aux axes du plan. Inclut comme option les aires et volumes des planchers et les quantités d'acier, visibles dans le cadre informatique.
- 2. Niveaux de la structure.** Géométrie de tous les éléments des niveaux : poutres, poteaux, voiles, murs, planchers unidirectionnels (avec indication des moments positifs et des efforts tranchants extrêmes dans les poutrelles, des longueurs et des renforts de négatifs), armatures dans les dalles et dans les planchers réticulés, avec détail dans un cadre de l'armature de base des dalles et des zones massives et nervures, renfort au poinçonnement, zones massives et allégées.
- 3. Détails des poutres.** Dessin des alignements des poutres, y compris le nom, les escaliers, les dimensions, les cotes, le numéro, le diamètre et les longueurs



des armatures, la position, les cadres, le type, le diamètre et la séparation. Il est possible de détailler les armatures et l'ensemble des mesures dans un cadre de résumé.

4. **Cadre des poteaux et plaques d'ancrage.** Schéma des sections des poteaux, dans lequel est indiqué leur numéro, position, armature transversale, type, diamètre, longueur, profil métallique. Ils sont regroupés par profils. Est inclus un cadre des plaques d'ancrage en amorce des poteaux métalliques, avec leurs dimensions, boulons et géométrie. Il est possible de dessiner ou sélectionner par niveau et d'inclure un résumé de la mesure.
5. **Détail des poteaux et des voiles.** Dessin détaillé des éléments des poteaux et des voiles, y compris le tracé avec les longueurs et un cadre contenant les longueurs de toutes les barres.
6. **Actions en fondation.** Dessin des amorces de fondation avec les charges en amorce (par hypothèse) et exprimées sur les axes généraux. Les poteaux et les voiles sont inclus.
7. **Murs en sous-sol.** Tracé de chaque tronçon du mur, avec table d'armature pour chaque tronçon par niveau, y compris les mesures approchées.
8. **Plan des charges.** Les charges spéciales appliquées par hypothèse sont dessinées pour chaque groupe.
9. **Plan des consoles courtes.** La géométrie et l'armature sont dessinées.
10. **Isolignes.** Représentation des isolignes et des isovaleurs dans les planchers-dalles et dans les plancher réticulés.
11. **Structure 3D.** Elle est représentée si vous possédez CYPE 3D et que vous avez créé des structures 3D intégrées.

## 1.14. Vérification et dimensionnement des éléments

Pour le dimensionnement des sections de béton armé en état limite ultime, on utilise la **méthode de la parabole-rectangle et le diagramme rectangulaire**, avec les diagrammes contrainte – déformation du béton et pour chaque type d'acier, en accord avec la norme en vigueur (voir le paragraphe **Implémentation de la norme**).

Sont utilisées les limites exigées par les quantités minimales et maximales indiquées par les normes, qu'elles soient géométriques ou mécaniques, et les dispositions indiquées faisant référence au nombre minimal d'arrondis, diamètres minimaux et séparations minimales et maximales. Ces limites peuvent être consultées et modifiées à l'écran dans **Options**. D'autres sont enregistrées dans des fichiers internes.

### 1.14.1. Poutres de plans horizontaux et inclinés

#### Armature longitudinale par flexion

L'armature est déterminée en effectuant un calcul à la flexion simple en, au moins, 14 points de chaque tronçon de poutre, délimité par les éléments en contact, qu'il s'agisse de poutrelles, de dalles ou de planchers réticulés. En chaque point, et à partir des courbes enveloppes des moments fléchissants, les armatures supérieures et inférieures nécessaires (de traction ou compression selon le signe des moments) sont déterminées et sont vérifiées avec les valeurs minimales géométriques et mécaniques de la norme, en prenant la plus grande valeur. Elles sont déterminées pour les courbes enveloppes, sismiques ou non, et la plus grande quantité des deux est mise en place.

## Armature inférieure

Connaissant l'aire nécessaire pour le calcul en tous les points calculés, on cherche dans la table d'armature de positifs, la séquence d'armature immédiatement supérieure à celle nécessaire. Il est possible de disposer des armatures possédant jusqu'à trois longueurs de coupe. Les tables d'armatures sont définies par la largeur et l'épaisseur spécifiée dans ces dernières.

Les tables d'armature se composent de trois termes. Chacun d'eux peut avoir un diamètre différent. Le premier terme représente l'armature passante entre appuis, ancrée de manière constructive. C'est-à-dire que l'axe d'appui s'étend jusqu'à la face opposée moins trois centimètres sauf si, par nécessité de calcul (car les positifs sont proches ou arrivent à l'appui ou par nécessité d'une armature de compression aux appuis), il est nécessaire d'ancrer la longueur réduite de l'ancrage à partir de l'axe. Les tables d'armatures fournissent par défaut une armature passante (1er terme) dont la quantité est toujours supérieure au tiers ou au quart de l'armature totale dans les tables d'armatures par défaut du programme. Si les tables sont modifiées, il faut tâcher de conserver cette proportion, les modifications étant laissées à la charge de l'utilisateur.

Les 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> termes peuvent être de plus petite longueur, toujours symétriques, vérifiant des longueurs minimales en pourcentage (d et e dans le dessin) de la portée de travée spécifiée dans **Options**.

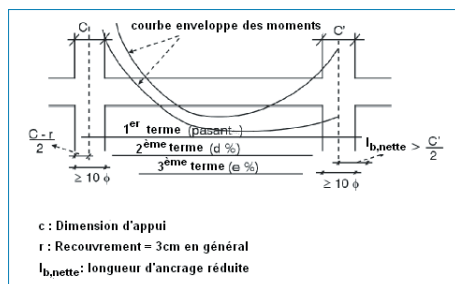


Fig. 1.23

**NOTE :** Le 1<sup>er</sup> terme est toujours supérieur à 10 diamètres mesurés à partir de la face de l'appui.

Lorsqu'aucune combinaison d'armature couvrant celle nécessaire par rapport aux dimensions de la poutre n'est trouvée dans les tables d'armature, on mettra en place des diamètres  $\phi 25$ . Le programme émettra le message : « ARMATURE INFÉRIEURE en dehors de la table ».

## Armature supérieure

On distingue deux classes d'armature supérieure :

Renfort supérieur (dans les poutres normales, inférieur dans les longrines). L'aire nécessaire en tous les points calculés étant connue, on cherche dans la table d'armature de négatifs la séquence d'armature immédiatement supérieure à celle nécessaire. Des armatures peuvent être disposées avec jusqu'à trois longueurs de coupes différentes et dans les options des **Armatures des poutres**, il est possible de définir un minimum en % de la portée, pour chaque groupe. Les tables d'armatures sont définies par la largeur et l'épaisseur spécifiées pour ces dernières. Les tables d'armatures se composent de 3 termes. Chacun d'eux peut avoir un diamètre différent.

**Montage : continue ou porte-cadres.** L'armature de montage continue est utilisée lorsqu'est monté en atelier le ferrailage des poutres d'appui à appui, conjointement avec l'armature de positifs et les armatures transversales, le renfort supérieur (ou inférieur dans les longrines) restant à placer aux appuis dans l'ouvrage. Vous pouvez optionnellement considérer les effets collaborants de l'armature supérieure. Lorsque l'armature de compression supérieure est nécessaire, elle est toujours définie comme collaborante. L'ancrage de cette armature de montage est optionnel, en patte d'ancrage ou en prolongation droite, à partir de son extrémité ou de l'axe et apparaît clairement dans le dialogue des options.

- Dans les sections en T, on met en place une armature additionnelle pour fixer les extrémités des cadres en tête du profil.

- L'armature de montage porte-cadres est utilisée pour le montage « in situ » de la ferraille. Elle est mise en place entre les extrémités des renforts supérieurs, en utilisant des barres de petits diamètres et en recouvrement constructif avec les renforts. Cela est nécessaire pour avoir une armature qui fixe au moins les cadres. Il peut également s'agir de zones sismiques dans lesquelles vous désirez éloigner les recouvrements des nœuds. Il est conseillé de les consulter et de choisir celle habituellement utilisée.

Lorsqu'aucune armature des tables ne convient, le nombre nécessaire de barres de diamètre 25 est mis en place. Le programme émet le message « en dehors de la table », qu'il s'agisse d'une armature de montage ou d'un renfort.

Lorsque les longueurs des armatures de négatifs sont unies des deux côtés d'un tronçon (consultez les **Options**), celles-ci deviennent automatiquement collaborantes.

### Autres considérations dans l'armature longitudinale

A l'intérieur de la zone d'appui du support ou du poteau, on considère une variation linéaire de l'épaisseur de la poutre (1/3), ce qui conduit à une réduction de l'armature nécessaire, qui sera la plus grande obtenue entre les faces des bords du support, sans avoir à coïncider avec l'axe de l'appui, car il est normal qu'il soit proche ou sur le même bord de l'appui.

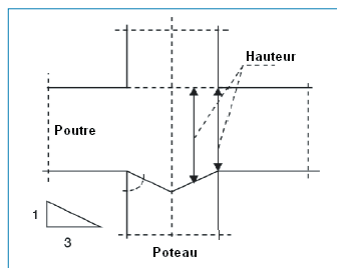


Fig. 1.24

En ce qui concerne les voiles et murs, et selon la largeur du côté arrivant à la poutre, on calcule une longueur ou portée de calcul égale à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- La distance entre les axes des voiles (ou point milieu de l'axe de la poutre coupée)
- La portée libre (entre les faces) plus deux fois l'épaisseur

Avec ce critère, on obtient les courbes enveloppes à l'intérieur du noyau, et la longueur de coupe des armatures, qui ne dépassent pas la portée de calcul de plus de deux épaisseurs.

Si l'armature de peau est nécessaire, du fait de l'épaisseur de la poutre, qui est définie dans **Options**, elle sera disposée dans les faces latérales avec le diamètre et la séparation minimale définie, selon la norme et ce qui est indiqué dans les options.

### Armature longitudinale par torsion

L'armature longitudinale par flexion connue, on calcule l'armature nécessaire par torsion dans chaque section, selon la norme. Si l'armature réelle mise en place dans les coins est capable d'absorber cette augmentation par rapport à celle nécessaire par flexion, elle convient. Dans le cas contraire, il sera nécessaire d'augmenter l'armature longitudinale et une armature additionnelle dans les faces latérales, comme s'il s'agissait d'une armature de peau.

La vérification à la compression oblique par torsion et effort tranchant est effectuée à une épaisseur utile du bord de l'appui en accord avec la formule de chaque norme.

### Coupe des armatures longitudinales

Une fois la courbe enveloppe des capacités nécessaires dans chaque section (supérieure et inférieure) connue, un

diagramme déplacé d'une hauteur utile plus la longueur nette réduite (= longueur d'ancrage · aire nécessaire/aire réelle) est déterminé pour chaque point en fonction de leur position ( $II$  = mauvaise adhérence,  $I$  = bonne adhérence). La longueur maximale pour leur zone étant déterminée pour chacun des groupes d'armature disposés dans la direction défavorable ou décroissante des efforts. Ces longueurs peuvent optionnellement être ajustées à des minimums définis en fonction d'un pourcentage de la portée et multiples de 5 cm. Aux extrémités, l'armature est ancrée suivant sa patte d'ancrage, en calculant la branche d'ancrage nécessaire, et en respectant un minimum si cela est indiqué dans les options. Aux appuis intermédiaires, l'armature de positifs est ancrée de chaque côté à partir de l'axe d'appui, en plus d'un minimum de 10 diamètres mesurés depuis la face du support.

Lorsque la longueur maximale des barres est dépassée, celles-ci sont coupées et superposées avec une valeur double de la longueur d'ancrage. Avec séisme, il existe une option dans laquelle, l'armature est ancrée et recouverte en dehors de la zone confinée à côté des appuis.

### Armature transversale (Cadres, étriers et épingles)

Pour le dimensionnement à l'effort tranchant, on effectue la vérification à la compression oblique réalisée au bord de l'appui direct, et le dimensionnement des armatures transversales à partir du bord de l'appui mentionné ou optionnellement à une distance en pourcentage de la hauteur utile, depuis le bord de l'appui (Fig. 1.25). En ce qui concerne l'armature transversale, ou renfort à l'effort tranchant, il est possible de sélectionner les diamètres minimaux et les séparations en fonction des dimensions de la poutre, ainsi que la symétrie dans leur disposition et l'emploi de différents calibres selon la zone de la poutre. Il est possible de définir des cadres seuls (toujours du périmètre de la section), doubles ou triples ainsi que des étriers et

des épingles. Il est également possible de disposer une combinaison de ces derniers, jusqu'à deux ou trois dans la même section.

Il existe des tables définissables par l'utilisateur et dans lesquelles il est possible d'utiliser des cadres, des étriers et des épingles comme il a été dit.

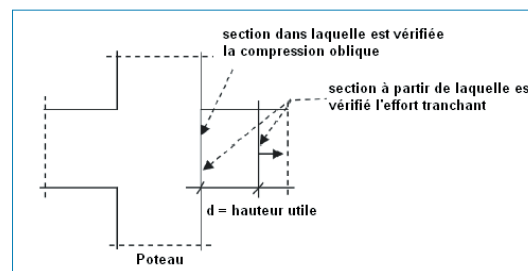


Fig. 1.25

En premier lieu, on détermine l'armature minimale selon la norme, en fonction de la section de la poutre et de la table d'armature, en vérifiant la longueur qui peut être couverte avec la courbe enveloppe des efforts tranchants dans la zone centrale.

Dans les zones latérales, à gauche et à droite, on détermine l'armature transversale nécessaire jusqu'aux appuis et on la place avec leur longueur nécessaire plus la moitié de la hauteur utile. Il est vérifié que ces longueurs sont supérieures aux minimums indiqués dans les **Options**.

Pour finir, et s'il y a de la torsion, l'armature transversale nécessaire pour la torsion est calculée, les minimums selon la norme étant établis (séparation minimale, cadres) et elle est ajoutée à celle obtenue pour l'effort tranchant, donnant comme résultat final des armatures transversales dont les diamètres, les séparations et les longueurs couvrent la somme des deux effets. Dans ce dernier cas, la vérification conjointe (compression oblique) des contraintes tangentielles d'effort tranchant plus torsion est réalisée.

### Poteaux sans liaison extérieure. Charges proches des appuis. Poutres de grande hauteur et poutres larges.

Dans le cas particulier des poteaux reposant sur une poutre (sans liaison extérieure), on dimensionne les armatures verticales avec la valeur de l'effort tranchant au bord de l'appui de ce tronçon. Il est important de ne pas oublier que, dans le cas particulier des poteaux sans liaison extérieure ou de charges ponctuelles proches des appuis, c'est-à-dire à une distance inférieure ou égale à la hauteur utile, il se produit une transmission de la charge par des bielles inclinées de compression et de traction qui nécessite une armature horizontale, dans les mêmes conditions que pour une console courte, dont les critères de dimensionnement ne sont pas considérés dans le programme. Dans ce cas, vous devez réaliser une vérification et une armature manuelle du tronçon ou des tronçons dans lesquels cela arrive, en accord avec ce qui est indiqué dans la norme pour ces cas, en plus de considérer les dessins des plans des poutres avec les détails additionnels correspondants. Il est également possible de résoudre des barres inclinées.

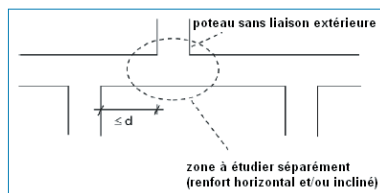


Fig. 1.26

Etant donnée l'importance que possède ce type d'appui et la fragilité qu'il présente, il est fondamental de renforcer son contrôle, tant au niveau de sa conception qu'au niveau de son exécution.

Il est vérifié que la séparation des cadres concorde avec ce qui est inscrit dans la norme lorsque l'armature longitudinale est comprimée, ce qui affecte le diamètre et la séparation maximale, en fonction de l'armature longitudinale comprimée.

Les amorces des poteaux sans liaison extérieure doivent être révisées, en vérifiant leurs conditions d'ancrage dans la poutre. Il est recommandé de réduire autant que possible le coefficient d'encastrement au pied du poteau dans son premier tronçon afin d'éviter de grands diamètres qui conduisent à de grandes longueurs d'ancrage de l'amorce.

Lorsqu'il y a des tronçons courts ou des poutres de grande épaisseur, la condition selon laquelle la portée est inférieure à deux fois l'épaisseur peut être donnée, auquel cas on se trouve devant une poutre de grande épaisseur ou poutre-paroi, dont les critères de dimensionnement ne sont pas considérés dans le programme. Dans ce cas, une vérification et une armature manuelle doivent être réalisées de tronçon à tronçon.

Il est également possible que, dans un tronçon de poutre, l'épaisseur soit supérieure à deux fois sa portée. Dans ce cas, cette poutre large, réellement n'est pas une poutre ou élément linéaire, mais un élément plat bidimensionnel ou dalle et il convient donc de réviser la discrétisation et de l'introduire comme dalle au lieu de poutre, étant donné que les critères de dimensionnement sont différents.

Pour finir, n'oubliez pas que les poutres plates dans lesquelles, du fait de leur largeur, la largeur de l'appui est dépassée en plus d'une épaisseur, une vérification manuelle au poinçonnement doit être effectuée, ainsi qu'une vérification des armatures transversales dans l'appui, en la renforçant si nécessaire.

S'il existe des charges suspendues appliquées sous la fibre neutre de la section, ou des charges ponctuelles de poutres appuyées sur d'autres poutres, l'armature nécessaire pour supporter ces charges devra être ajoutée manuellement car le programme ne le réalise pas.

### Vérification de la fissuration des poutres

La largeur de fissure peut optionnellement être limitée. La formule utilisée correspond au « Código Modelo CEB-FIP ». La largeur caractéristique est caractérisée comme :

$$W_k = 1,7 \cdot S_m \cdot E_{sm}$$

$$S_m = 2c + 0,25 + K_1 K_2 \frac{\phi A_{c,efficace}}{A_s}$$

$$E_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[ 1 - \frac{K_3}{2,5 K_1} \left( \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \leq 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Avec :

c : Recouvrement de l'armature de traction

s : Séparation entre barres. Si  $s > 15d$ ,  $s = 15\phi$

$K_1$  : 0,4 (barres haute adhérence)

$K_2$  : 0,125 (flexion simple)

$A_s$  : Aire totale des barres dans l'aire efficace

$A_{c,efficace}$  : Aire efficace entourant les armatures, sur une hauteur de  $\frac{1}{4}$  de la hauteur de la poutre.

$\sigma_s$  : Contrainte de service de l'armature

$\sigma_{sr}$  : Contrainte de l'armature au moment de la fissuration

$E_s$  : Module d'élasticité de l'acier

$K_3$  : 0,5

Cette formule s'applique en général, sauf pour la norme NB-1 et l'Eurocode 2 qui possèdent des formules spécifiques.

Si la vérification n'est pas satisfaisante, les barres sont élargies et leur quantité augmentée. Un avis est émis (ce n'est pas une erreur) dans les erreurs des poutres.

### 1.14.2. Poutres inclinées

Ces éléments sont dimensionnés à la flexion compression déviée à partir des courbes enveloppes des moments fléchissants et des efforts normaux, et l'armature transversale à l'effort tranchant. C'est un calcul dans lequel l'armature est dimensionnée pour les deux plans parallèles aux faces de la poutre, c'est-à-dire pour le plan vertical et le plan horizontal.

Les armatures longitudinales supérieure et inférieure indiquées sont les maximums ou courbes enveloppes de toutes les sections calculées le long de la poutre inclinée. Pour ce type de poutre, l'armature est dessinée en plan et peut uniquement être consultée à l'écran. Le projeteur doit réaliser un plan détaillé à part des armatures pour les rencontres avec les nœuds externes.

La courbe enveloppe de ces efforts peut être récapitulée si vous désirez réaliser des coupes de barres et une étude des nœuds de l'union.

### 1.14.3. Poutres métalliques

Elles sont dimensionnées en accord avec la norme correspondante et le type d'acier et sont fournies dans la série de profils optimaux. Elles sont dimensionnées à la flexion simple, étant donné que l'effort normal n'est pas considéré. Le déversement peut être vérifié optionnellement.

Comme critère de dimensionnement, on applique les limites de flèche et de voilement. Le coefficient d'utilisation est exprimé en % par rapport aux limites de contraintes et de flèche.

Vous pouvez consulter comment est réalisé le dimensionnement des poutres mixtes en consultant le chapitre **Poutres mixtes**.

Les poutres Boyd ont la forme des poutres Vierendel et sont dimensionnées comme acier laminé avec la norme correspondante.

#### 1.14.4. Poteaux, voiles et murs en béton armé

Le dimensionnement des poteaux de béton est réalisé en flexion compression déviée. A partir de la table d'armature sélectionnée pour l'ouvrage, les armatures définies sont vérifiées de manière séquentielle croissante de quantités. Elles peuvent être symétriques sur deux faces, sur quatre ou avec un pourcentage de différence. On contrôle également que toutes les combinaisons possibles vérifient cette armature en fonction des efforts. La compatibilité des efforts et des déformations est établie et il est vérifié que l'armature ne dépasse pas les contraintes du béton et de l'acier ni leur limites de déformation, étant donné que la position des armatures est connue par la table.

On considère l'excentricité minimale ou accidentelle, ainsi que l'excentricité additionnelle de flambement selon la norme, en limitant la valeur de l'élançement mécanique, en accord avec la norme. Étant donné que les formules appliquées ont un champ d'application limité par l'élançement, s'il est dépassé, la section est insuffisante (bien que l'utilisateur puisse introduire une armature manuellement) et affiche un message d'élançement excessif (Ee).

Pour chaque norme, les limites et quantités minimales et maximales (géométriques et mécaniques) sont définies dans un fichier occulté et seront automatiquement vérifiées.

Si une armature ne convient pas et que les limites maximales sont dépassées, cela sera indiqué dans les récapitulatifs et à l'écran par un message de pourcentage excessive (Pe).

Dans ce cas, il faut augmenter la section de béton. Si aucune armature des tables ne convient vis à vis des efforts de calcul, le programme cherchera à calculer une armature jusqu'à ce qu'elle ne rentre plus en une couche, auquel cas un message « ARMATURE MANUELLE » est émis. Il faut alors augmenter les types d'armature dans les tables et relancer le calcul du poteau. Il est possible de réarmer seulement les poteaux sans recalculer l'ouvrage complet. Vous pouvez également augmenter la section et elle sera recalculée automatiquement.

Souvenez-vous que, si les modifications de dimensions sont grandes, il est vivement conseillé de recalculer complètement l'ouvrage, à cause des variations de raideur. Les diamètres et séparations des étriers sont réalisés en accord avec la norme par défaut, à partir de typologies pré-définies dans les tables d'armatures modifiables par l'utilisateur, et toujours avec des séparations et des diamètres en fonction de l'armature longitudinale qui sont également modifiables.

Il existe des tables d'armature dans lesquelles, en fonction de l'armature verticale, il est possible de définir différentes configurations des cadres, étriers et épingles en fonction des dimensions transversales, différentes tables pouvant être sélectionnées suivant l'ouvrage. Si une section ne possède pas d'armature transversale définie dans la table, seul un cadre est obtenu.

Les longueurs de recouvrement se calculent comme la longueur d'ancrage dans la position I (de bonne adhérence) en fonction du type d'acier, de béton et en considérant les actions dynamiques. Optionnellement, il est possible d'appliquer une réduction de la longueur d'ancrage indiquée en fonction de l'armature nécessaire et de l'armature réelle. Ces longueurs sont éditables et modifiables.

On suppose qu'un poteau travaille majoritairement en compression, donc dans le cas où on a des poteaux travaillant en traction (tirants), il est nécessaire d'augmenter manuellement les longueurs des ancrages et d'étudier en détail les unions et ancrages correspondants, en réalisant les détails complémentaires pertinents manuellement.

En ce qui concerne l'armature verticale d'un poteau, ses avant-dernier et dernier tronçons sont armés selon leurs efforts puis chaque tronçon en se déplaçant vers le bas, de manière que l'armature du tronçon du bas ne soit jamais inférieure à celle du tronçon immédiatement supérieur, dans le cas où le critère de continuité des barres correspondantes serait adopté dans les **Options**.

Les sections vérifiées pour obtenir l'armature d'un niveau sont celles indiquées dans la Fig.1.27, en tête et en pied du tronçon supérieur. Si des charges horizontales ont été définies dans les poteaux, elles se feront dans des sections intermédiaires, et vous pourrez augmenter les lois des efforts.

Lorsqu'il y a des dénivelés, elle sera appliquée systématiquement pour chaque tronçon dans lequel le poteau du niveau est divisé par dénivellation.

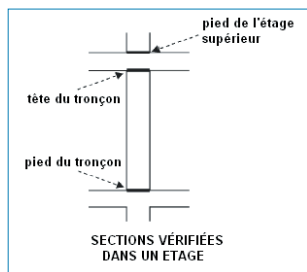


Fig. 1.27

Il est possible de choisir la continuité ou non de l'armature, ainsi que la conservation du diamètre des armatures de coin ou le nombre et le diamètre dans les faces.

Si vous modifiez les tables d'armature, vous devez réviser la disposition des armatures transversales. S'il n'y a pas d'armature transversale définie, ni d'armature pour la section du poteau, complétez les tables avec les cadres, épingles et étriers nécessaires. Revoquez les efforts tranchants. L'armature transversale est vérifiée et, dans le cas où elle ne convient pas, un message « Te » est émis et vous devez donc réaliser une des indications suivantes jusqu'à ce qu'elle convienne :

- Diminuer la séparation des cadres
- Augmenter le diamètre des armatures verticales
- Proposer d'autres dispositions des cadres, épingles et étriers. Dans ce cas, vous devez aller dans les tables d'armatures et recalculer les poteaux
- Dans certains cas, augmenter l'armature verticale

## Poteaux métalliques

Si des poteaux métalliques ont été définis, ils sont calculés en accord avec la norme sélectionnée pour le type d'acier, qu'ils soient laminés ou préformés. Les coefficients de flambement déjà mentionnés précédemment doivent être introduits par l'utilisateur. Si vous choisissez de maintenir le profil existant, n'oubliez pas de vérifier qu'il convient.

Si, au contraire, vous permettez au programme de choisir le profil nécessaire, n'oubliez pas que les efforts de dimensionnement ont été obtenus à partir du profil introduit initialement, et donc, si la variation a été importante, il est bon de recalculer l'ouvrage, étant donné que les efforts peuvent varier substantiellement.

Pour finir, les plaques d'ancrage sont calculées en amorce des poteaux métalliques, en vérifiant les contraintes générales et locales dans l'acier, le béton et les boulons, ainsi que le poinçonnement et le soulèvement.



Si le poteau est sans liaison extérieure, revoyez manuellement la longueur du boulon et les conditions d'ancrage.

N'oubliez pas non plus de revoir ces dernières à chaque niveau avec les poutres et les dalles car c'est un détail constructif important qui n'est pas considéré dans le calcul.

### Voiles et murs en béton armé

L'état de contrainte étant connu et tous les efforts pour chaque combinaison calculés, les contraintes et déformations du béton et de l'acier pour les armatures à disposition dans les tables sont vérifiées dans chaque face de l'armature, verticale et horizontale, en augmentant séquentiellement jusqu'à en trouver une qui convient. Ainsi, le sens transversal est vérifié, en calculant le renfort si nécessaire. Ce processus est répété pour chaque côté du noyau ou du mur.

Les vérifications des quantités et des séparations minimales et maximales sont réalisées en accord avec la norme appliquée. Sont également vérifiées les dimensions des côtés (la largeur d'un côté est supérieure à 5 fois son épaisseur), si elles ne sont pas correctes, le message ( $D_p$ ) est émis et on applique les limites imposées pour les poteaux. Les limites d'élançement dans les voiles et les murs sont vérifiées pour chaque face et un message est émis si elles sont dépassées.

Pour finir, il est possible de consulter à l'écran l'armature obtenue ainsi que les erreurs de dimensionnement. Si l'armature et/ou l'épaisseur change, une vérification est réalisée. Le programme émettra des messages d'erreurs pertinents. Il est possible de relancer le dimensionnement si les sections varient et d'obtenir une nouvelle armature à partir de vérifications pertinentes.

Dans le dimensionnement des murs, il a été inclus ce qui s'appelle le **Facteur d'utilisation**. Cette valeur est par dé-

faut égale à 90% mais peut être modifiée. Si vous introduisez une plus petite valeur (par exemple 80%) et que le redimensionnement est lancé, une armature légèrement inférieure est obtenue et vous pourrez observer en rouge les 20% de la superficie qui ne vérifient pas entièrement les données avec cette armature.

En utilisant la commande **Voir renforts**, vous pourrez consulter en chaque point **rouge** l'armature nécessaire de renfort supplémentaire à mettre en place dans cette zone, si vous le désirez. La décision concernant la mise en place du renfort devant être ajouté manuellement aux résultats édités dans les plans sera laissée au projeteur.

Il est également possible de modifier l'armature directement et de calculer le facteur d'utilisation pour la nouvelle armature.

Lorsqu'une armature ne convient pas, en plus de l'avis donné par le programme, elle apparaît en **rouge**.

Les recouvrements de chaque niveau sont éditables et sont calculés avec des longueurs différentes selon qu'on soit face à de la traction ou à de la compression.

### Murs en maçonnerie

Les limites de contraintes en compression et en traction (10% de la compression) sont vérifiées avec un facteur d'accomplissement de 80%.

S'il y a des erreurs, un avis est émis dans le rapport final de calcul.

L'hypothèse de diaphragme rigide dans les niveaux limite les déformations et produit des pics d'efforts qui sont parfois peut représentatifs et conduisent à une armature élevée, d'où l'utilité du facteur d'utilisation, qui permet d'éviter que certaines zones ne pénalisent l'armature de l'ensemble du mur puisque l'armature est supposée la même sur un niveau.

### 1.14.5. Planchers unidirectionnels

Le calcul des planchers unidirectionnels est réalisé individuellement pour chaque poutre en flexion simple. La valeur maximale du moment positif MF est obtenue et s'exprime en  $k_p \times m$  ( $dN \times m$  en unités S.I.) et par mètre de largeur, majoré. Il est possible de réaliser une égalisation par plancher aux valeurs maximales ou moyennes en fonction d'un pourcentage de différence entre les poutrelles adjacentes, et ainsi de parvenir à uniformiser les valeurs par plancher.

Il est possible de classer les valeurs des moments, en les exprimant par un numéro type, si des valeurs résistantes du moment ont été indiquées pour chaque type pour ce plancher. Si la valeur indiquée dans la table est dépassée, 'INSUF' apparaît. Dans ce cas, la table classée doit être agrandie.

Le calcul des moments négatifs est réalisé à la flexion simple et des armatures négatives sont obtenues en accord avec la table d'armature. Leurs longueurs vérifient des longueurs minimales spécifiées dans **Options**, ainsi que des quantités géométriques minimales. Il est possible de modifier et d'égaliser les armatures négatives en fonction d'un pourcentage de différence de longueurs.

Lorsqu'une armature de compression est nécessaire dans la zone de négatifs, on retirera les entrevous jusqu'au point où elle n'est plus nécessaire. Cela sera indiqué dans le niveau par une ligne pleine des poutrelles.

Les courbes enveloppes des moments et des efforts tranchants par poutrelle et majorées sont consultables à l'écran. Aux extrémités d'alignement des poutrelles, bien que la valeur du moment négatif soit nulle, l'armature est dimensionnée pour un moment qui est un pourcentage du maximum positif de la travée (voir **Options**).

Il est possible de définir des moments minimums positifs et négatifs pour tout l'ouvrage ou pour un plancher en particulier.

Pour plus d'information, consultez le paragraphe **6. Planchers unidirectionnels de poutrelles** de ce mémoire de calcul.

Etant donné que la valeur des moments positifs peut être consultée, la vérification permettant de savoir si une armature de compression est oui ou non nécessaire dans la travée n'est pas réalisée. Pour finir, n'oubliez pas que la valeur exprimée pour les efforts tranchants aux extrémités des poutrelles dans les plans est majorée et donnée par mètre de largeur.

### 1.14.6. Planchers-dalles

Consultez le paragraphe **9. Planchers-dalles** de ce mémoire de calcul.

### 1.14.7. Plaques allégées

Le processus de calcul a été expliqué dans le paragraphe **Données d'entrée** de ce manuel.

### 1.14.8. Planchers massifs

#### Armature de base

Il est optionnellement possible de définir des armatures de base supérieures et inférieures, longitudinales et transversales, qui peuvent être différentes, définissables et modifiables selon une table d'armature. Cette armature collaborera toujours si elle est définie. Il est possible de l'augmenter, si cela est nécessaire pour le calcul, à la flexion, que ce soit pour son travail en tant qu'armature comprimée ou pour la vérification des moments des quantités spécifiées dans **Options**.

Il est possible de la détailler ou non dans les plans selon son importance, qu'il s'agisse du plan de ferrailage ou des mesures. Dans le cas où elle est détaillée, elle sera représentée avec les renforts, en les recoupant et en les recouvrant dans les zones nécessaires, comme s'il s'agissait d'une armature supplémentaire. Il est possible d'obtenir ses mesures et les longueurs de coupe. Si elle n'est ni détaillée, ni dessinée, ni mesurée, il est uniquement possible d'indiquer le diamètre et la séparation. Dans ce cas, elle doit être considérée avec les détails jugés opportuns, dans le niveau et dans le cadre de mesure.

### Armature longitudinale de renfort

Dans chaque nœud de la maille, on connaît les moments fléchissants dans les deux directions et le moment de torsion. En général, les directions principales de la dalle ne coïncident pas avec les directions de l'armature imposée par cette dernière. En appliquant la méthode de **Wood**, internationalement connue et qui considère l'effet de torsion pour obtenir le moment de l'armature dans chaque direction spécifiée, une distribution transversale est effectuée en chaque nœud et leurs adjacents à gauche et à droite sur une bande de un mètre. Les efforts du nœud sont ajoutés à ceux de la distribution et les aires nécessaires supérieures et inférieures sont obtenues dans chaque direction et sont spécifiées par mètre de largeur en divisant par la taille de la maille ou distance entre nœuds, pour obtenir une valeur homogène et comparable dans tous les nœuds.

Il est vérifié que les quantités géométriques minimales supérieures, inférieures et totales sont respectées, ainsi que les quantités géométriques et mécaniques de la face de traction. Il est également vérifié que l'armature dans une direction est un pourcentage de l'autre, tout cela étant en accord avec les options activées.

Avec tout cela, on obtient des courbes enveloppes de quantités et d'aires nécessaires dans chaque direction par

mètre de largeur et on calcule des renforts longitudinaux en accord avec les tables d'armatures définies. Le point de coupe des barres est réalisé en ajoutant à cette longueur la longueur nette réduite d'ancrage selon leur position (I ou II) et le décalage du diagramme en fonction de l'épaisseur utile et selon la norme.

Le respect des diamètres maximaux et des séparations est effectué au moyen des tables d'armatures, dans lesquelles sont spécifiés les diamètres et séparations selon leurs épaisseurs. La considération de la torsion est optionnelle bien qu'il soit conseillé de toujours la prendre en compte.

### Armatures prédéterminées

Avec ce nom, on définit la possibilité d'introduire des armatures, qu'elles soient supérieures ou inférieures et dans n'importe quelle direction. Leur diamètre et leur longueur sont prédéterminés par l'utilisateur et elles sont déduites dans leur zone d'influence de l'armature de renfort à mettre en place. Cela est assez utile dans les zones où sont concentrés des efforts déjà connus, telles que la zone supérieure dans les éléments porteurs, ce qui permet au reste de l'armature d'être plus uniforme.

Le traitement des radiers est identique aux planchers-dalles normaux quant à la conception des armatures.

### Armature transversale

**Poinçonnement.** Dans les surfaces parallèles aux bords des appuis, en considérant comme tels les poteaux, voiles, murs, poutres et appuis dans les murs, et situées à une distance égale à la hauteur utile moyenne ( $0,5 d$ ), on vérifie le respect de la contrainte limite au poinçonnement, en accord avec la norme. Il ne doit pas être oublié que la vérification au poinçonnement correspond à une vérification des contraintes tangentielles, qui est ce qui est réalisé par le programme, en obtenant la valeur des contraintes tan-

gentielles à partir des efforts tranchants dans les nœuds les plus proches et en interpolant linéairement aux points de coupe du périmètre de poinçonnement.

Cet exposé est correct du point de vue théorique : vérification des contraintes tangentielles, qui résout le problème dans son ensemble mais ne coïncide pas avec les formules des différentes normes qui ont pour habitude d'appliquer une formule dépendant de l'effort normal et du moment agissant, avec des formules simplifiées qui résolvent seulement certains cas particuliers.

S'il n'est pas respecté, une ligne rouge et le message 'INSUF' apparaissent, indiquant que la limite de contrainte maximale par poinçonnement a été dépassée. Dans ce cas, vous devez augmenter l'épaisseur, la taille de l'appui ou la résistance du béton.

Si la contrainte limite sans armature transversale est dépassée, il est nécessaire de mettre en place une armature de renfort transversale. Vous devez indiquer le nombre et le diamètre du renfort à mettre en place comme barres verticales, et la séparation nécessaire en fonction du nombre de branches mises en place sur une certaine longueur.

Le projeteur doit, dans ce cas, disposer les branches verticales de la manière qu'il juge la plus constructive pour l'ouvrage, ce peut être des pattes, des renforts en escaliers, des étriers, etc. (Fig. 1.28), de façon que leur séparation ne dépasse pas 0,75 fois l'épaisseur utile ou la section équivalente, et qu'elles soient disposées entre l'armature supérieure et l'armature inférieure.

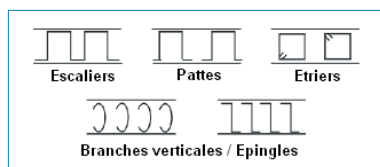


Fig. 1.28

Dans les zones où sont disposées des poutres, plates ou avec une certaine épaisseur, les efforts tangentiels seront contrôlés par les cadres de la poutre. Les contraintes tangentielles se calculent donc seulement dans la dalle et dans les surfaces parallèles aux côtés des poutres.

Effort tranchant. A partir de la section vérifiée au poinçonnement ( $0,5 d$ ) et dans les surfaces parallèles à une distance égale à  $0,75 d$ , on réalise la vérification à l'effort tranchant dans toute la surface de la dalle, jusqu'à trouver toutes les surfaces touchées à partir des bords de l'appui. S'il est nécessaire de renforcer, on indique le nombre et le diamètre des renforts à mettre en place avec la même typologie que celle indiquée pour le poinçonnement.

Analogiquement, s'il n'est pas respecté, une ligne rouge accompagnée du message 'INSUF' apparaît, indiquant que la limite de contrainte maximale par poinçonnement a été dépassée. Dans ce cas, vous devez augmenter l'épaisseur, la taille de l'appui ou la résistance du béton.

Les radiers sont traités de la même façon que les dalles pleines normales quant à la conception des armatures.

## Egalisation des armatures

Avant ou après le calcul, il est possible de définir des lignes ou des rectangles dans n'importe quelle direction, supérieure et inférieure, qui permet d'égaliser l'armature au maximum dans cette zone, en quantité et en longueur. Il existe une option pour l'**égalisation automatique** sur les poteaux d'armature supérieure en bandes adjacents aux poteaux indiqués.

Il est possible de définir des lignes de flexion qui doivent être utilisées avant le calcul et de les introduire suivant les directions des appuis.

Ces lignes sont considérées comme s'il s'agissait de points maximums des moments négatifs en accord avec les minimums en pourcentages de la distance entre les lignes (portée de travée) et en recouvrant les positifs, si cela est possible sur ces lignes.

Pour finir, le projeteur peut toujours modifier le diamètre et la séparation de l'armature de renfort ainsi que modifier et placer des pattes d'ancrage supérieures et inférieures.

**Ancrage des armatures dans les poutres ou les appuis.** Les longueurs d'ancrage sont mesurées à partir du bord d'appui de la dalle. Revoyez les longueurs lorsque les bords sont larges : il est possible qu'ils ne croisent pas toute la poutre et restent partiellement ancrés. Ceci est important et vous devez les prolonger lorsque vous utilisez des poutres larges.

Les radiers sont traités comme les dalles mixtes normales quant à la conception des armatures.

Il existe une option qui, dans les dalles rectangulaires appuyées sur les poutres, donne une armature partagée uniforme dans chaque direction.

### 1.14.9. Planchers réticulés

Les critères pour les planchers réticulés sont les mêmes que ceux indiqués pour les dalles massives, avec les différences suivantes :

#### Armature base

Il est possible de définir ou non une armature de base, en distinguant pour cela la zone massive de la zone allégée.

#### Armature de base dans la zone massive (panneaux).

Par défaut, on considère une armature de base formée de deux ronds, selon les tables, qui s'étend de bord à bord

des panneaux, distribuée entre les axes des nervures et qui collabore chaque fois qu'elle est considérée.

Cette armature ne se mesure pas et ne se dessine pas dans la version actuelle de **CYPECAD**. C'est donc le projeteur qui doit fournir un détail type de cette armature de base, également appelée 'de montage des panneaux,' qui complète l'information contenue dans les plans, bien que le cadre des caractéristiques puisse spécifier cette armature de base.

**Armature de base des nervures.** Par défaut, elle n'est pas considérée. Il faut donc la choisir et la déterminer dans chaque direction. Il existe des tables d'armature qui permettent de la définir avec ses combinaisons possibles dans les renforts additionnels à placer dans les nervures. Si elle est indiquée dans les **Options** détaillées, elle sera dessinée et mesurée. Dans le cas contraire, il sera uniquement possible de placer une rotule au niveau général sans mesure ni dessin dans le cadre des caractéristiques.

#### Armature longitudinale de renfort

On applique les mêmes critères que dans le cas des dalles massives, excepté que l'armature se trouve concentrée dans les nervures. Les courbes enveloppes des éléments adjacents à la nervure doivent au préalable être groupés pour le calcul concentré de l'armature dans la position de la nervure.

#### Armature transversale

Dans la zone des abaques ou zone massive, un calcul identique à celui des dalles massives est effectué pour l'effort tranchant et le poinçonnement.

Dans les nervures de la zone allégée, on effectue la vérification à l'effort tranchant dans les nervures chaque 0,75 d. S'il est nécessaire de renforcer, mettez en place des branches verticales du diamètre nécessaire à la séparation et en nombre qui se dessine dans les plans et à l'écran.

Souvenez-vous que, pour l'effort tranchant comme pour le poinçonnement, on obtient un renfort local qui doit être révisé de manière à l'uniformiser et le rendre constructif, que ce soit au moyen de branches verticales, étriers ou barres inclinées. Il convient de consulter les détails constructifs de CYPE Ingenieros.

## Egalisation des armatures

Il est possible d'effectuer les mêmes égalisations que pour les dalles massives, en concentrant l'armature dans les nervures désignées.

### 1.15. Déformations des poutres

Il est optionnellement possible de définir les limites de flèche suivantes :

- Flèche instantanée :
  - Poids propre
  - Surcharge
  - Totale
- Flèche totale à long terme
- Flèche active

Pour chacune d'entre elles, il est possible de limiter la valeur relative  $L/xxx$  ou  $L/xxx + xx$  cm ; ou la flèche absolue en centimètres.

Chaque norme peut établir différentes limites et l'utilisateur peut fixer ce qu'il considère pertinent pour le calcul.

La plus habituelle est la flèche active.

Pour la détermination des flèches active et totale à long terme, il est indiqué dans les options la définition des coefficients à appliquer en fonction du processus constructif, pour la charge permanente comme pour la charge d'exploitation, qu'elles seront multipliées par les flèches instantanées pour obtenir les flèches différées.

La flèche totale sera la somme des flèches instantanées et des flèches différées dans chaque cas.

On détermine la flèche maximale active et totale dans les poutres en utilisant la méthode de la double intégration des courbures. En analysant une série de points, on obtient l'inertie brute, homogénéisée, fissurée et l'angle par hypothèse, calculé à partir de la loi de variation des courbures.

Le programme calcule les renforts et les déplacements par hypothèse, à partir de la valeur du module d'élasticité longitudinal sécant du béton. La réduction de ce module d'élasticité en fonction du climat, sec, etc., devra donc être corrigé au moyen des coefficients de fluage correspondants à appliquer aux déformations instantanées et différées.

La première flèche obtenue, appelée flèche active, correspond à la somme de la flèche différée et de la flèche instantanée due aux charges permanentes (après la pose des cloisons) et des charges variables. Les coefficients dépendant du processus constructif (ou multiplicateurs de la flèche instantanée) pour le calcul des déformations dans les poutres peuvent être consultés dans les options générales. Il en va de même pour les valeurs par défaut.

La flèche est calculée par la méthode indiquée en utilisant les charges permanentes ( $f_G$ ) et les charges variables ( $f_Q$ ). La flèche active totale sera :

$$f_A = \alpha_g \cdot f_G + \alpha_q \cdot f_Q$$

Avec

$\alpha_g$  : Coefficient multiplicateur pour les charges permanentes

$\alpha_q$  : Coefficient multiplicateur pour les charges variables

Ces valeurs peuvent varier en fonction des pourcentages de chaque fraction des charges définies comme perma-

nelles et variables dans le dialogue des options de Poutres, Flèche **active et totale à long terme – Processus constructif**, ainsi que les coefficients qui sont définis pour leur effet instantané ou différé.

La flèche totale à long terme sera la flèche active plus celle produite jusqu'à la construction de l'élément préjudiciable (les cloisons généralement).

Il est recommandé de consulter la norme en application à respecter, la bibliographie spécifique, et de se renseigner auprès des entreprises de contrôle des projets pour une définition correcte de ces coefficients, étant donné que le processus constructif, le degré d'humidité et la température à la date de bétonnage, le séchage du béton, la durée de désencoffrage, le moment de mise en place de la charge, etc., sont des facteurs déterminants qui peuvent faire que la valeur de la flèche soit la moitié ou le double, et les valeurs données dans le programme sont donc indicatives et peuvent servir pour des conditions favorables habituelles de construction.

## 1.16. Déformations des planchers

### 1.16.1. Planchers unidirectionnels

Pour les plaques allégées comme pour les planchers unidirectionnels, on applique ce qui a été indiqué pour les poutres. Les options pour chaque type se trouvent dans **Options de plancher**. Dans les éléments préfabriqués, les raideurs considérées sont obtenues à partir de leurs fiches caractéristiques. Dans les autres cas, les inerties équivalentes sont calculées.

### 1.16.2. Dalles mixtes

Reportez-vous au paragraphe **9. Dalles mixtes** de ce mémoire de calcul, comme indiqué dans le point précédent.

### 1.16.3. Planchers de dalle mixte et réticulés

Les valeurs des déplacements par hypothèses simples (celles définies dans le projet : permanente ou poids propre ; variables, qui incluent des charges d'exploitation générales, séparées... ; vent et séisme) sont fournies en tout nœud de la maille de tous les niveaux. Il est en particulier possible d'obtenir le déplacement maximal par hypothèse de chaque plancher.

L'estimation de la flèche active, avec les coefficients d'influence jugés opportuns et, à partir de la détermination manuelle des flèches instantanées connues, déduites des déplacements verticaux par hypothèse que fournit le programme, est laissé au projeteur.

Il est rappelé que dans une dalle, les déplacements verticaux sont absolus, c'est-à-dire que si vous les consultez au niveau d'un nœud joint à un poteau ou à un élément porteur, vous verrez qu'ils ont également des déplacements verticaux (selon l'axe z). Ensuite pour déterminer la flèche entre deux supports, vous devez soustraire les déplacements des éléments porteurs, étant donné que la flèche est une descente relative par rapport aux appuis extrêmes, ou points d'inflexion dans chaque direction du fait de la déformation. Cet effet est plus accusé dans les niveaux hauts des bâtiments à cause du raccourcissement élastique des poteaux en béton.

Si les déplacements des poteaux sont très petits, il est possible d'estimer la somme des déplacements dus aux charges gravitationnelles verticales (poids propre + surcharges) et multipliées par une valeur entre 2,5 et 3, selon le processus constructif. De cette façon, on obtient des valeurs approchées dans la pratique habituelle de calcul des bâtiments.

La flèche absolue étant connue, on pourra déterminer la flèche relative ( $L/XXX$ ), en observant les appuis des zones adjacentes au point de flèche absolue maximale et en prenant la plus petite portée des voisines.

Dans les dalles massives et réticulées, respecter des épaisseurs raisonnables pour les portées habituelles et les charges normales de construction dans les élancements qu'indiquent généralement les normes (plus petits si possible), ainsi qu'une distribution d'éléments porteurs avec des portées compensées, est la meilleure garantie pour éviter les problèmes de déformation. Une exécution adéquate avec recouvrements corrects assure également un bon comportement face aux déformations excessives.

Utilisez les isovaleurs pour visualiser les déplacements verticaux, avec les indications données précédemment.

#### **1.16.4. Eléments de fondation**

Consultez le paragraphe correspondant aux semelles superficielles et sur pieux, aux longrines de liaison et de redressement.



## 2. Radiers et Longrines

### 2.1. Discrétisation

La discrétisation effectuée pour les radiers et les longrines est la même que pour les planchers :

**Radiers** : maille d'éléments type barre de taille 0,25x0,25 m (treillis avec ressorts au niveau des nœuds).

**Semelles et longrines** : Eléments linéaires type barre, avec nœuds aux intersections avec d'autres éléments. Division en 14 tronçons avec nœuds s'il n'y a pas d'intersection avec d'autres éléments. Ressorts au niveau des nœuds.

On considère la fondation appuyée sur un sol élastique (méthode du coefficient de réaction), en accord avec le modèle de Winkler, basé sur une constante de proportionnalité entre forces et déplacements, dont la valeur est le coefficient de réaction. On rappelle que cette méthode n'étudie pas l'interaction entre des fondations proches.

$$p = K \cdot y$$

Avec :

$p$  : Contrainte (T/m<sup>2</sup>)

$K$  : Coefficient de réaction (T/m<sup>3</sup>)

$y$  : Déplacement (m) vertical

La validité de cette hypothèse est applicable aux sols homogènes. Pour une même contrainte transmise au terrain, le tassement est différent pour une petite ou une grande fondation, et il doit donc être appliqué avec prudence. On sait également que le comportement des sols cohésifs et des sols granulaires est différent.

Normalement, des résultats de laboratoire sont joints au rapport géotechnique. Connaissant la taille de la fondation ou les tailles moyennes des longrines (largeurs) ou semelles (côtés), il est possible de déterminer le coefficient de réaction à appliquer.

Si vous disposez du module oedométrique du terrain  $E_0$ , déterminé en laboratoire, et que vous connaissez la largeur de la semelle, du radier, de la longrine ou de la plaque d'essai de charge, il est possible de déterminer le coefficient de réaction  $K$ , en supposant infinie et homogène la couche compressible du terrain :

$$K = \frac{2E_0}{b}$$

Avec :

$E_0$  : Module oedométrique

$b$  : Dimension de la fondation

Dans certains cas, il se peut que le coefficient de réaction du terrain soit obtenu à partir d'un essai à la plaque d'une taille donnée.

### 2.2. Module de réaction dans les radiers et longrines

Le module de réaction est une donnée à introduire dans le programme. Sa détermination est réalisée par des méthodes empiriques avec essais à la plaque.

Normalement, si une étude géotechnique a été réalisée, celle-ci doit fournir la valeur exacte de ce module pour les dimensions du radier, semelle ou longrine.

Si l'étude a été réalisée mais que le module de réaction fourni correspond à une plaque de 30 × 30 cm (ou une autre dimension de plaque) et non à la dimension totale du radier, vous devez prendre en compte que :

$$K_1 \cdot d_1 = K_2 \cdot d_2$$

C'est-à-dire que les modules de réaction  $K_1$  et  $K_2$  déterminés avec des plaques de diamètre  $d_1$  et  $d_2$  vérifient la relation précédente.

Cependant, on peut approximativement admettre dans les sols sableux :

$$K_1 = \frac{K_p \cdot (b + 30)^2}{(2 \cdot b)^2}$$

Avec :

$K_1$  : Coefficient de réaction du radier ou de la longrine

$K_p$  : Coefficient de réaction de la plaque 30 × 30 cm

$b$  : Plus petit côté (largeur) de la semelle ou longrine (en cm)

Pour les semelles rectangulaires, on peut utiliser :

$$K' = \frac{2}{3} \cdot K_1 \cdot \left(1 + \frac{b}{2l}\right)$$

Et dans les sols argileux :

$$K_1 = \frac{K_p (n + 0.5) \cdot 30}{1.5 \cdot n \cdot b}$$

Avec :

$K_1$  : Coefficient de réaction du radier ou de la longrine

$K_p$  : Coefficient de réaction de la plaque 30 × 30 cm

$b$  : Plus petit côté (largeur) du radier, semelle ou longrine (en cm)

$n$  : Relation longueur/largeur du radier

Dans le cas des radiers, il est conseillé d'appliquer ce qu'indique le **Professeur Rodríguez Ortiz**, en prenant comme largeur  $b$  le côté de l'aire tributaire équivalente moyenne des poteaux, qui est approximativement égale à **0,70 L**, avec  $L$  la portée quadratique moyenne des distances entre les poteaux, dans les deux directions du radier. Pour les semelles et les longrines, en particulier sur les sols argileux, il est possible d'utiliser :

$$K_1 = \frac{K_p \cdot 30}{b}$$

Avec la même signification que dans les formules précédentes.

Si vous ne disposez pas de l'étude géotechnique, vous pouvez choisir parmi les coefficients de réaction indicatifs suivants :

0,5 kp/cm<sup>3</sup> pour des mauvais sols

4,0 kp/cm<sup>3</sup> pour des sols moyens

12,0 kp/cm<sup>3</sup> pour de bons sols

Ces valeurs étant considérées comme fournies par un essai de plaque 30 × 30 cm.

Les sols boueux ou bourbeux sont considérés comme mauvais. Une terre argileuse humide est un sol moyen. Les sols très bons sont des sols graveleux.

**Exemple** : soit un sol moyen, sablo-argileux, dont le coefficient de réaction est connu et égal à  $K = 4$  kp/cm<sup>3</sup>, pour un essai à la plaque de 30 × 30 cm. Les dimensions du radier sont 2,00 m en largeur et 8 m en longueur.

On sait que le sol est sablo-argileux. On calculera donc les deux pour ensuite faire une moyenne pondérée :

- Sol sableux :

$$K_a = K_p \cdot \frac{(b + 30)^2}{(2b)^2}$$

$K_p$  : Coefficient de réaction plaque 30x30

$b$  : Plus petite dimension (largeur) de la semelle en cm

$$K_a = 4 \cdot \frac{(200 + 30)^2}{(2 \cdot 200)^2} = 4 \cdot 0,33 = 1,32 \text{ kp/cm}^3 [0,1]$$

- Sol argileux :

$$K_a = \frac{K_p (n + 0,5) \cdot 30}{1,5 \cdot n \cdot b}$$

$n$  : Relation longueur/largeur = 4

$b$  : Plus petite dimension

$$K_a = 4 \cdot \frac{(4 + 0,5) \cdot 30}{(1,5 \cdot 4 \cdot 200)^2} = 4 \cdot 0,1125 = 0,45 \text{ kp/cm}^3$$

Logiquement, les tassements sont plus importants dans l'argile que dans le sable : le coefficient de réaction est inversement proportionnel au tassement.

Comme dans ce cas, on ne connaît pas la proportion, on prendra la moyenne :

$$K_a = \frac{(1,32 + 0,45)}{2} = 0,89 \text{ kp/cm}^3$$

Soit  $K_a = \frac{10^{-3}}{10^{-6}} \cdot 0,89 = 890 \text{ T/m}^3$

Et dans le système international (SI):  $\approx 8850 \text{ kN/m}^3$

On ajoute une liste indicative des valeurs du coefficient de réaction en fonction de la classe de sol pour une plaque rectangulaire 30 x 30 m :

| Type de sol                                       | Coefficient de réaction (kg/cm <sup>3</sup> ) |
|---|---|
| Sol tourbeux ou bourbeux léger                    | 0,5 - 1,0                                     |
| Sol tourbeux ou bourbeux pesant                   | 1,0 - 1,5                                     |
| Sable fin de rive                                 | 1,0 - 1,5                                     |
| Sable d'humus, sable et grave                     | 1,0 - 2,0                                     |
| Terre argileuse mouillée                          | 2,0 - 3,0                                     |
| Terre argileuse humide                            | 4,0 - 5,0                                     |
| Terre argileuse sèche                             | 6,0 - 8,0                                     |
| Terre argileuse sèche dure                        | 10,0 -  |
| Humus stratifié avec du sable et quelques pierres | 8,0 - 10,0                                    |
| La même chose avec beaucoup de pierres            | 10,0 - 12,0                                   |
| Grave fine avec beaucoup de sable fin             | 8,0 - 10,0                                    |
| Grave moyenne avec du sable fin                   | 10,0 - 12,0                                   |
| Grave moyenne avec du sable grossier              | 12,0 - 15,0                                   |
| Grave grossière avec sable grossier               | 15,0 - 20,0                                   |
| Grave grossière avec peu de sable                 | 15,0 - 20,0                                   |
| Grave grossière avec peu de sable, très stratifié | 20,0 - 25,0                                   |

Pour résoudre l'équation différentielle de la fondation flottante, en connaissant le coefficient de réaction  $K$  et la largeur  $b$  de la fondation, soumise à un système de charges  $q(x)$  :

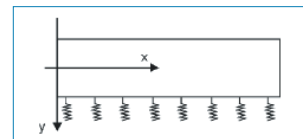


Fig. 2.1

$$\frac{d^2M}{dx^2} = -b(q(x) - p(x))$$

$$Q = -\frac{dM}{dx} \text{ obtenue en dérivant l'équation précédente}$$

$y(x)$  est la déformée de la pièce.

De plus,

$$M = -EI \frac{d^2 y}{dx^2}$$

En remplaçant, on obtient :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + bK \cdot y(x) = b \cdot q(x)$$

Qui est la solution générale sans déformation par effort tranchant. En la résolvant, on obtient la solution du système.

En général, on détermine le facteur de déformation par effort tranchant :

$$\phi = \frac{24I(1+\nu)}{A_{\text{tranch}} \cdot L^2}$$

I : Inertie de la pièce

$\nu$  : Coefficient de Poisson

$A_{\text{tranch}}$  : Aire coupée par effort tranchant

L : Longueur de la pièce

Si le facteur  $\phi$  est inférieur à 0,1, la déformation par effort tranchant n'est pas considérée et la solution générale, en plus d'être valable, est exacte. S'il est supérieur à 0,1, on obtient une solution approchée en décomposant la matrice de raideur en une matrice de raideur de la barre et en une autre du sol.

Pour obtenir une solution approchée de cette dernière, on prend des fonctions polynômes du 3<sup>ème</sup> degré pour obtenir une solution approchée de l'intégration, ce qui donne la matrice de raideur finale en superposant les deux.

En général, les radiers se décomposent en éléments courts de 0,25 m de longueur, dans lesquels  $\phi$  est normalement supérieur à 0,1, et l'approximation avec déformation par effort tranchant est donc appliquée. La même chose arrive aux longrines sur lesquelles s'appuient les planchers, étant donné que des nœuds intermédiaires, et donc des barres courtes, sont générés. Dans les longrines larges pour lesquelles  $\phi$  est inférieur à 0,1, la formule exacte sera appliquée.

Une fois la déformée obtenue, on connaît les déplacements aux nœuds, et on peut donc obtenir les efforts pour chaque hypothèse.

## 2.3. Options de calcul

Toutes les options de calcul, les paramètres définissables, redistribution, moments minimaux, ratios, tables d'armatures, etc. définissables pour les longrines et les radiers sont en application dans les fondations flottantes.

## 2.4. Actions à considérer

Les longrines et radiers font partie de la globalité de la structure et interagissent entre eux et avec le reste de la structure, étant donné qu'ils font partie de la matrice globale de raideur de cette dernière. Il est donc possible d'appliquer des charges sur ces éléments comme sur n'importe quelle poutre ou dalle.

## 2.5. Matériaux à utiliser

Les matériaux à utiliser sont définis de façon spécifique, béton et acier, comme un élément supplémentaire de la structure, seulement différenciés par le fait que ce sont des éléments reposant sur le terrain.

## 2.6. Combinaisons

Les états limites à vérifier sont ceux correspondants au dimensionnement des éléments de béton armé (états limites ultimes), et à la vérification des contraintes, équilibre et décollement (états limites de service).

**Décollement.** Lorsque le déplacement vertical en un nœud de radier ou de longrine se fait vers le haut, cela signifie qu'il y a un décollement, lequel peut se produire pour une ou plusieurs combinaisons de déplacements. Cela arrive parfois dans les ouvrages où il y a de fortes actions horizontales. Si cela arrive vous devez réviser la structure, en raidissant plus la base si possible, et en augmentant les dimensions et/ou l'épaisseur de la fondation par niveau.

**Equilibre.** Il est vérifié dans les longrines. Si, dans la section transversale, on calcule la résultante des contraintes et qu'elle se trouve en dehors de la poutre, il n'y a pas équilibre et un message d'erreur est émis. Ce message inclue les erreurs des longrines.

**Contraintes.** Connaissant les déplacements des nœuds pour chaque combinaison, on calcule les contraintes en multipliant par le coefficient de réaction :

$$p = K \cdot y$$

Dans le cas d'une longrine, on calcule la contrainte aux bords à partir du déplacement vertical plus le produit de la rotation de la section et de la distance de l'axe introduite à chaque bord. Les points et les contraintes de tous les nœuds dépassant la contrainte admissible définie pour le terrain et ceux qui dépassent de 25% sur les bords sont inclus dans un fichier texte.

## 2.7. Calcul des radiers et des longrines

Comme il a été commenté précédemment, les radiers et longrines sont calculés comme des éléments supplémentaires de la structure, en réalisant pour cela un calcul intégré de la fondation avec la structure.

Si des poteaux ont été définis avec des liaisons extérieures dont les déplacements sont co-actionnés, ou si des poutres ont été définies avec appui sur mur, dont les déplacements sont également co-actionnés, soyez prudent lors de l'utilisation avec les radiers et des longrines.

C'est un cas semblable à l'utilisation de fondations profondes et superficielles, ou simplement de semelles superficielles ou sur pieux isolées qui se calculent sur appuis avec articulation extérieure, et coexistent avec des longrines et des radiers dans la même fondation.

Exemple d'un niveau de fondation d'un petit bâtiment :

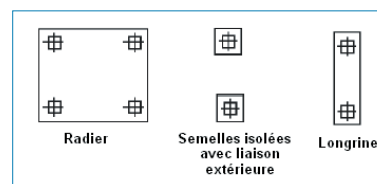


Fig. 2.2

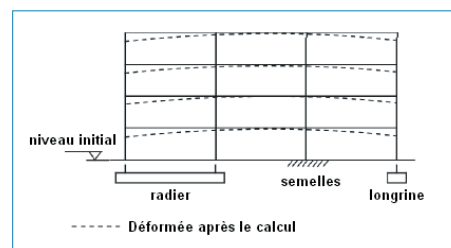


Fig. 2.3

Observez que les poteaux avec liaison extérieure (semelles isolées) ne tassent pas (déplacements verticaux = 0), alors que les longrines et les radiers tassent selon leurs états de charge, leurs dimensions, la géométrie de la structure et le coefficient de réaction, donnant comme résultat une déformée de la structure qui n'est pas celle réelle.

Si le terrain est bon, avec une valeur du coefficient de réaction élevée, ces tassements différentiels ne sont pas préoccupants car ils seront très petits. Cependant, lorsque le sol est mauvais et qu'en plus le nombre de niveaux, et donc les charges, augmentent, les précautions supplémentaires suivantes doivent être prises.

Tout d'abord, calculer les dimensions des semelles isolées. Connaissant celles-ci, les introduire comme de petites dalles rectangulaires autour des poteaux, en ayant préalablement éliminé la liaison extérieure.

De cette façon, tous les éléments de fondation sont calculés sur une couche élastique et il existera une compatibilité des déformations sans liens externes qui empêchera les mouvements de celle-ci.

Les pannes de liaison entre les semelles (petites dalles) ne sont pas introduites. Si vous désirez réellement les considérer dans le calcul, vous avez deux possibilités :

**En tant que longrine de liaison**, auquel cas elles ne collaborent pas et ne transmettent pas de contrainte au terrain.

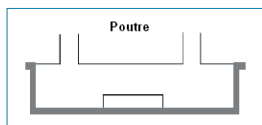


Fig. 2.4

**En tant que longrine de redressement**, auquel cas elles collaborent et transmettent des contraintes au terrain.

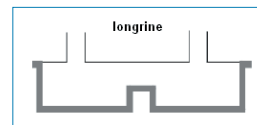


Fig. 2.5

Les résultats sont différents dans les deux cas.

Cela fait, on recalcule l'ouvrage. On obtiendra un calcul intégré de la fondation avec la totalité de la structure dans le second cas. Dans le premier cas, comme la longrine de liaison ne fait rien, le dessin est facilité.

Vous pourrez connaître les résultats des armatures et des tassements prévus (avec le coefficient de réaction considéré) par hypothèse des radiers introduits, en consultant l'option **Déplacements maximaux et en un nœud** dans **Courbes enveloppes** comme dans n'importe quelle dalle, ou encore dans l'onglet des **Isovaleurs**.

De la même manière dont vous avez été mis en garde sur les précautions à prendre lors de l'utilisation des poteaux et des voiles dont l'amorce peut être avec ou sans liaison extérieure, on commentera la problématique que peut entraîner l'emploi de la simulation d'appui sur mur, pour des murs en sous-sols ou similaires.

Les précautions pour l'utilisation des appuis sur murs ont déjà été mentionnées dans d'autres paragraphes, illustrées par un exemple : dans un bâtiment, la dalle des machines de l'ascenseur est appuyé en périmètre d'un mur en maçonnerie de briques ou de béton.

L'erreur pouvant être commise lors de l'utilisation d'une articulation à la place d'une rotule peut être importante face aux actions horizontales.

Face aux mouvements verticaux, si le bâtiment est élevé (> 15 niveaux), il se produit une erreur dans les deux cas : le raccourcissement élastique du béton dans les poteaux

serait significatif, et les parties de la structure liées à l'appui ne se recouperaient logiquement pas (mouvements verticaux = 0), créant un effet non réel de tassements différentiels.

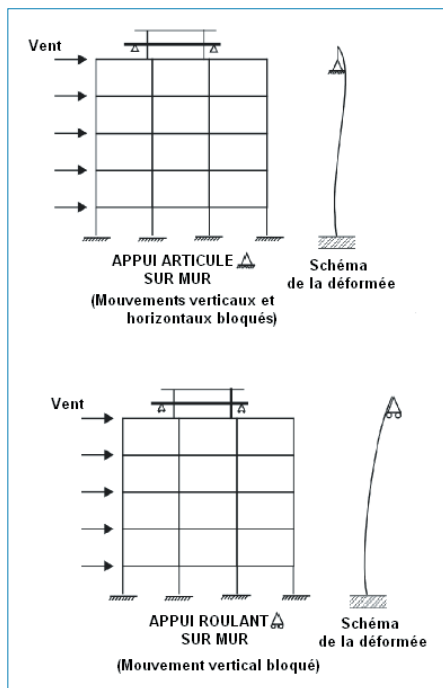


Fig. 2.6

Dans le cas de l'utilisation conjointe des appuis sur mur (simulation de poutres) dans les niveaux inférieurs par existence de murs en sous-sol, et de radiers et longrines, les précautions suivantes doivent être adoptées, en distinguant 2 cas :

### 1. L'appui sur mur passe par les poteaux

- Si le mur n'a pas été déconnecté des poteaux, l'articulation du poteau au mur est telle qu'il ne peut pas se déplacer verticalement, et transmet la charge qui

descend sur l'appui sur mur qui, en définitive, est une liaison extérieure, et ne transmet donc aucune charge au niveau inférieur.

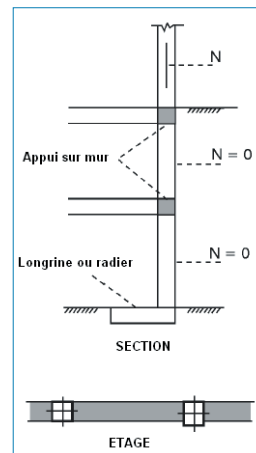


Fig. 2.7

Dans ce cas, le programme n'admettra pas l'existence d'une fondation par radier ou longrine aux niveaux inférieurs des poteaux traversés par un appui sur mur, et émettra un message informatif.

Lorsqu'il s'agit d'une liaison extérieure, le programme ne prévient pas. Cependant il ne serait pas convenable de calculer par la suite une semelle, étant donné que l'effort normal s'annule ( $N=0$ ) au rez-de-chaussée et au niveau de l'appui sur mur.

- Si l'appui sur mur est activé pour tous les poteaux qui le touchent et qu'il n'y a pas de liaison avec le plancher, par exemple :

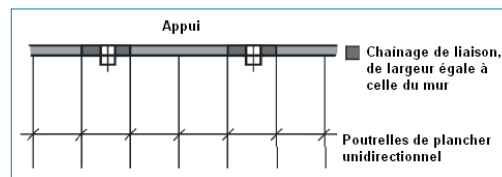


Fig. 2.8

La charge du poteau descend aux niveaux inférieurs et il est possible d'introduire une fondation par longrines ou radier.

De plus, et afin qu'il n'y ait pas de transmission des charges ou de suspension de la structure du mur, on définit un bord articulé dans ce plancher en contact avec le mur. Vous pouvez également utiliser l'option articuler/déconnecter.

- Dans ce cas, égal au précédent, et si le plancher est réticulé ou en dalle massive, bien que la charge soit connectée aux poteaux, il est possible de suspendre la dalle et de l'enjamber jusqu'à l'appui du mur :

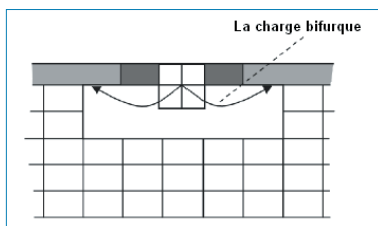


Fig. 2.9

Cela s'observe plus clairement dans l'exemple où le poteau est supérieur à l'épaisseur du mur.

Dans ce cas, il est possible qu'une partie de la charge descende jusqu'à des niveaux inférieurs et qu'une autre partie l'enjambe. Mais dans tous les cas, le calcul ne sera pas convenable si des longrines ou radiers sont introduits à la base de ces poteaux, ce qui peut aussi arriver s'il y a une liaison extérieure.

## 2. L'appui sur mur ne passe pas par des poteaux ni par des voiles

En général, ce cas ne présente pas de problème, mais les considérations suivantes doivent être faites :

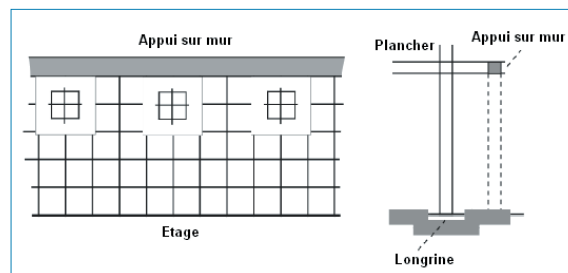


Fig. 2.10

- L'appui sur mur est très proche des poteaux.

Dans ce cas, il est possible qu'une partie de la charge des poteaux des niveaux supérieurs bifurque au niveau de l'appui du mur et que toute la charge ne descende pas à l'éventuelle longrine ou radier. Il suffit de consulter le diagramme des efforts tranchants ou les efforts tranchants dans les nœuds entre les poteaux et l'appui sur mur et de vérifier qu'il n'y a pas de changement de signe dans le diagramme des efforts tranchants et qu'ils ne soient pas trop élevés, ce qui est une preuve manifeste de transmission de charge au mur.

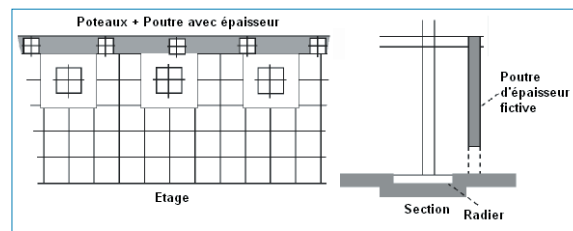


Fig. 2.11

Si vous rencontrez ce problème, il est conseillé d'éliminer l'appui sur mur et de le simuler de façon fictive en utilisant des poteaux et une poutre de grande épaisseur entre eux. Mettez à ces poteaux fictifs le même type de fondation que la ligne de poteaux parallèle de la structure et, s'ils sont vraiment très proches, faites une fondation d'ensemble, en effectuant par la suite les



corrections opportunes dues à la non considération de la raideur du mur.

- L'appui du mur est à une distance approchée des portées normales du bâtiment.

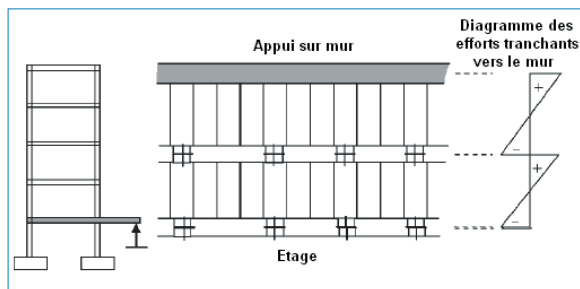


Fig. 2.12

Si vous observez, comme dans cet exemple, que les diagrammes des efforts tranchants changent de signe dans les poutrelles perpendiculaires au mur, aucune précaution spéciale n'est nécessaire, les longrines et radiers pouvant être définis au niveau des poteaux.

## 2.8. Résultats du calcul

Ils se consultent de la même façon que pour les poutres et les dalles normales. Ils peuvent être modifiés et des plans peuvent être obtenus avec la même méthodologie.

## 2.9. Vérification et dimensionnement des éléments

### 2.9.1. Longrines

On réalise le dimensionnement de la même façon que pour une poutre normale, en prenant en compte les paramètres, les ratios et les tables définies dans les options pour les longrines.

Dans le cas particulier des poutres en T ou en L, on calcule la flexion transversale des ailes et on obtient une armature à la flexion  $A_{sf}$ . On obtient l'armature par effet d'épingle  $A_{sp}$ , et l'armature de couture est vérifiée dans l'union aile-âme  $A_{sa}$ , la plus grande des deux étant mise en place et ajoutée à la flexion.

$$A_{TOTAL} = \text{MAX}(A_{sp}, A_{sa}) + A_{sf}$$

Cette armature est comparée à celle obtenue par effort tranchant dans l'âme et on prend la plus grande des deux que l'on place dans l'âme et dans les ailes, avec des diamètres et des séparations identiques.

Optionnellement, il est possible de réaliser la vérification à l'effort tranchant et au poinçonnement dans une section située à une demie hauteur utile du bord du poteau, avec une largeur égale au poteau plus une hauteur utile.

On vérifie que la contrainte tangentielle dans cette section n'est pas dépassée, ni la contrainte limite sans nécessité de renfort au poinçonnement. Si cette contrainte est dépassée, un message d'erreur est émis. Dans ce cas, la hauteur proposée par le programme doit être augmentée afin de ne pas avoir à renforcer au poinçonnement.

### 2.9.2. Radiers

Le dimensionnement des radiers est identique à celui des dalles normales, et les mêmes critères sont appliqués, en particulier les options définies pour les éléments de fondation, ratios, disposition des armatures, tables, etc. (Consultez le **Mémoire de calcul** et les options particulières du programme).

## 2.10. Recommandations générales

### 2.10.1. Radiers

Le choix de l'épaisseur minimale est important. Celle-ci ne doit pas être inférieure à un dixième de la portée de calcul entre appuis plus 20 cm. S'il est possible de donner un débord en périmètre, cela sera plus rentable et donnera des contraintes inférieures sur les bords, en plus d'éviter des problèmes de poinçonnement.

### 2.10.2. Longrines

Pour que l'hypothèse de déformation plane soit valable, choisissez des sections transversales possédant une rigidité minimale, surtout dans les sections de type T et L, en limitant la relation débord/épaisseur à 2.

Consultez les erreurs dans les longrines pour terminer le calcul. Consultez également les fichiers de décollement et de contraintes aux points présentant des erreurs.

## 3. Murs

### Murs en maçonnerie et blocs de béton, murs en béton armé, enterrés (avec poussées des terres) ou non

Deux types de murs ou parois portantes peuvent être sélectionnés :

- Mur en sous sol
- Mur en maçonnerie

**Discrétisation.** Dans les deux cas, elle est réalisée avec des éléments finis triangulaires de 6 nœuds de portions grossières, comme indiqué dans le mémoire de calcul.

La fondation peut être définie avec ou sans liaison extérieure.

La semelle ou la longrine, aux effets longitudinaux et de torsion, est considérée sur une couche élastique (Winkler), lorsqu'il n'y a pas de liaison extérieure.

Avec liaison extérieure, il est possible de calculer une semelle filante. Le mur peut reposer sur une poutre ou un plancher-dalle lorsqu'il est défini sans liaison extérieure, sur un autre élément.

Par la suite, les particularités de chaque type sont expliquées.

#### 3.1. Murs en maçonnerie

Ce sont les murs construits par des méthodes traditionnelles telles que les maçonneries résistantes en briques ou en blocs de béton.

Le comportement de telles maçonneries n'est pas linéaire, et donc la discrétisation effectuée et la considération de l'élément linéaire ne sont pas adéquates. Cependant, ce sont les seules disponibles dans le programme. Chaque fois que les efforts et les contraintes ne sont pas trop élevés, les résultats du calcul peuvent être acceptés, en ayant à l'esprit que les 'tractions' qui peuvent apparaître ne sont pas réelles et doivent donc être consultées comme des valeurs des **Courbes enveloppes**, des **Efforts dans les murs**. Il convient de vérifier qu'ils sont nuls ou très petits.

L'exemple suivant permet de clarifier cela :

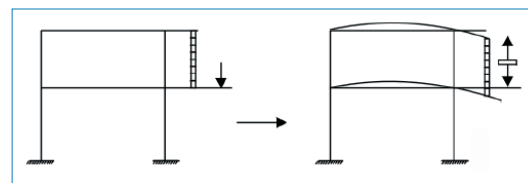


Fig. 3.1

La maçonnerie se met en traction, comme s'il s'agissait d'un tirant, ce qui n'est pas réel, mais peut être calculé afin d'obtenir des résultats. Une attention spéciale doit donc être apportée au contrôle de ces résultats.

##### 3.1.1. Caractéristiques des murs en maçonnerie

Les valeurs sollicitées pour définir les propriétés mécaniques des murs en maçonnerie sont les suivantes :

- Module d'élasticité  $E = 10000 \text{ kg/cm}^2$  (valeur par défaut). En général,  $E$  s'exprime par le rapport suivant :

$$E = \frac{\sigma_C}{\varepsilon}$$

Avec :

$\sigma$  : Contrainte de calcul en compression du mur en maçonnerie

$\varepsilon$  : Déformation unitaire du matériau

La valeur par défaut fournie par le programme peut être estimée en considérant une contrainte de calcul de 10 kg/cm<sup>2</sup> et une déformation unitaire de 1‰, avec :

$$E = \frac{10}{0,001} = 10000 \text{ kg/cm}^2$$

Coefficient de Poisson : estimé à 0,2

Poids spécifique : 1,5 T/ m<sup>3</sup>

Résistance de calcul : 20 kg/cm<sup>2</sup>

La raideur transversale est considérée comme nulle, bien qu'elle puisse optionnellement être prise en compte.

Le programme vérifie l'état de contrainte du mur en maçonnerie, en accord avec les combinaisons de béton définies, et en supposant que la résistance à la traction correspond au 10% de la compression et, si ces valeurs dépassent 10% de l'aire du mur, un message est émis à la fin du calcul prévenant de compressions ou tractions excessives.

Dans les murs en blocs de béton, ce sont les valeurs données par le fabricant ou l'utilisateur qui sont considérées. Pour l'armement vertical et/ou horizontal, des options de dimensionnement sont à disposition. La norme de dimensionnement et de vérification sera généralement l'Euro-code.

### 3.1.2. Introduction des murs en maçonnerie

Les données suivantes doivent être indiquées :

1. Groupe initial et final
2. Epaisseur du mur (demies épaisseurs gauche et droite)
3. Poussées
4. Type d'appui
  - Longrine
  - Semelle filante
  - Avec liaison extérieure (avec ou sans semelle)
  - Sans liaison extérieure (poutre d'appui)

Pour les poutres et les semelles, on définit les débords gauche, droit et leur épaisseur ; on indique si elles s'appuient sur le terrain, le coefficient de réaction (Winkler) et la contrainte admissible du terrain.

### 3.1.3. Utilisation correcte des murs en maçonnerie

Les murs en maçonnerie doivent être utilisés avec prudence, étant donné que le modèle introduit s'ajuste à la réalité physique.

Dans les cas habituels des bâtiments, il est possible de les utiliser comme commentés par la suite. Il est conseillé de suivre les recommandations suivantes.

#### Planchers sanitaires

Ce sont ceux qui sont construits sur le plan de fondation à une hauteur minimale (< 1 mètre) laissant une chambre d'air qui remplit une fonction isolante.

Il est habituel de construire une semelle filante ou longrine qui soutient le mur en maçonnerie de petite hauteur et qui sert d'appui aux poutres du plancher sanitaire. Normalement, le plancher est autoportant car il n'est en général pas

possible de placer des étais ou des appuis sur d'autres éléments et de les retirer, faute d'espace. Les différents cas possibles sont étudiés ci-après.

### La direction des murs en maçonnerie coïncide avec les alignements des poteaux de la structure

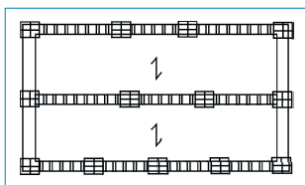


Fig. 3.2

1. La fondation des poteaux est réalisée avec des **semelles isolées** qui seront calculées conjointement avec **CYPECAD**. Dans le cas où les poteaux ont été définis avec appui fixe en fondation, c'est-à-dire avec liaison extérieure, pour qu'ils soient compatibles, il faut définir l'appui du mur en maçonnerie 'avec liaison extérieure', avec semelle filante, en fixant les dimensions minimales que vous désirez.

De cette façon la charge des poteaux n'est ni diffusée ni transmise par pont au niveau de la connexion avec le mur en maçonnerie. Il est possible de vérifier l'ensemble en consultant les courbes enveloppes, les efforts dans les poteaux, en observant l'effort normal du premier tronçon qui devra être supérieur ou égal à celui du niveau immédiatement supérieur.



Fig. 3.3

2. La fondation du bâtiment est un radier

Il est dans ce cas conseillé de l'introduire 'sans liaison extérieure', étant donné que le mur en maçonnerie s'appuie sur le radier, mais qu'une longrine doit être introduite sous le mur.

Il est conseillé d'introduire la poutre d'appui, qui réellement sera intégrée au radier, avec des débords égaux à zéro (sans débords) et avec une épaisseur égale à celle de la dalle.

Dans ce cas, il peut apparaître une singularité ou un effet de raidissement du propre mur en maçonnerie avec la dalle, en particulier si vous utilisez un mur haut ou que vous augmentez le module d'élasticité du mur en maçonnerie. Si cet effet se produit, essayez de réduire le module d'élasticité du mur au minimum ( $E = 1000$ ) et vérifiez les résultats par un nouveau calcul. Pour pouvoir détecter cet effet, ce qui est possible avec un peu d'expérience en observant les armatures, vous pouvez également faire une copie de l'ouvrage, éliminer le plancher autoportant, substituer les murs par des charges linéaires sur la dalle, calculer puis comparer les résultats.

Etant donné que la fondation est un radier, vous pourrez obtenir tous les résultats et les dessins des plans dans le programme.

3. La fondation des poteaux du bâtiment est réalisée avec des longrines coïncidant sur les murs en maçonnerie.

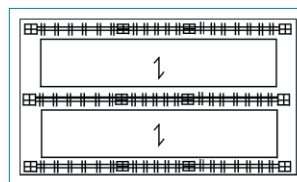


Fig. 3.4

Les réactions du plancher sanitaire doivent être calculées en tant que charges linéaires et les longrines du bâtiment doivent être introduites.

Créez un autre ouvrage et introduisez seulement le plancher autoportant (et les poteaux) en le définissant 'avec liaison extérieure' comme indiqué au point 1.

Vous ne devez jamais définir le mur en maçonnerie avec une longrine ou une semelle en l'utilisant comme une fondation d'ensemble des poteaux définis 'sans liaison extérieure' car, bien que le calcul des contraintes puisse être acceptable, l'armature de la longrine ou de la semelle du mur en maçonnerie serait incorrecte et pencherait de plus vers l'insécurité, avec des armatures inférieures à celles nécessaires dû au regroupement de la longrine avec le mur en maçonnerie et le plancher sanitaire, qui produit un effet 'Vierendel' de l'ensemble, transmettant directement une partie de la charge au mur en maçonnerie, et déchargeant le poteau à sa base, à partir desquels s'obtiennent des résultats inadaptés à la réalité physique de la construction.

#### 4. La fondation du bâtiment est conjointe et mixte, avec semelles, radiers et longrines.

Dans ce cas, le problème est complexe, et il est conseillé de consulter ce qui est indiqué dans les paragraphes 1 à 3 précédents, ainsi que le paragraphe Radiers et longrines.

Dans tous les cas, souvenez-vous que vous ne devez pas mélanger les poteaux naissant 'avec liaison extérieure' et ceux 'sans liaison extérieure' car il peut se produire des tassements différentiels et l'implication des résultats de calcul, par exemple d'un modèle inadéquate.

Dans ces cas, il peut être intéressant de réaliser un premier calcul de tous les poteaux 'avec liaison extérieure', puis d'introduire les radiers et longrines suivant les charges transmises et les contraintes du terrain, en tâchant de les homogénéiser. Pour finir, vérifiez que les contraintes et les tassements (déplacements) sont compatibles et de valeurs raisonnables.

**La direction des murs en maçonnerie ne coïncide pas avec les poteaux.** Dans ce cas il n'y a évidemment pas de problèmes de connexion des murs en maçonnerie avec les poteaux.

Tout ce qui a été dit dans le cas précédent reste valable en insistant sur l'importance de ne pas mélanger les éléments structuraux définis comme appuis 'sans liaison extérieure' et 'avec liaison extérieure'.

#### Murs en maçonnerie entre planchers

Si vous utilisez des murs en maçonnerie pour appuyer en partie un plancher supérieur sur un autre inférieur, ce qui est le cas courant, n'oubliez pas de vous assurer que, du fait de la conception structurale réalisée et des charges appliquées, le mur en maçonnerie travaille réellement en compression et transmet la charge au lieu de se comporter comme un tirant, et sera donc un élément structural inadéquate, comme il a été indiqué dans la Fig. 3.1 de ce paragraphe.

Vous devez pousser le contrôle des résultats des contraintes à l'extrême, afin que le mur travaille normalement en compression, qu'en tout cas il puisse apparaître de petites tractions, dans ce cas négligeables, du fait de la propre imperfection du model structural utilisé.

De ce point de vue, ils sont toujours définis 'sans liaison extérieure', les débords et les épaisseurs jugés opportuns étant donnés à la poutre d'appui.

En général, les débords seront nuls, et l'épaisseur à considérer sera celle du plancher sur lequel il s'appuie, en s'assurant qu'il en soit ainsi. Lorsqu'un mur en maçonnerie s'appuie sur un plancher unidirectionnel, perpendiculairement aux poutrelles, en théorie la charge se répartira proportionnellement sur les poutrelles.

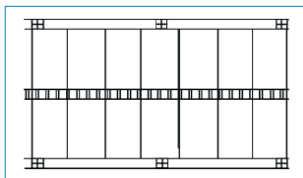


Fig. 3.5

Si le diagramme des moments des poutrelles reflète la transmission des charges, il en sera comme sur la figure suivante.

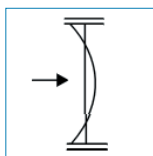


Fig. 3.6

Si, au contraire, il se produit un effet d'appui, cela signifiera qu'il y a des tractions dans le mur en maçonnerie, les diagrammes des moments dans les poutrelles étant donnés comme suit :

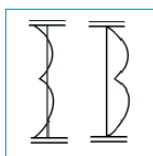


Fig. 3.7

Dans ce cas, revoyez 'pourquoi' un mur en traction.

Il peut également arriver que le mur agisse comme une poutre-paroi, si des poutres se croisent perpendiculairement au mur, lequel s'appuiera sur ces dernières, suspendant le plancher inférieur.

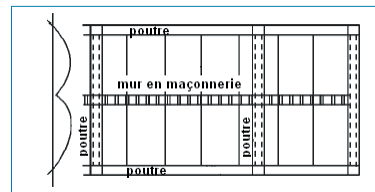


Fig. 3.8

Dans ce cas, l'effet de transmission de la charge sera invalidé, car la raideur longitudinale du mur n'est pas réelle.

Pendant, ils doivent être utilisés avec prudence entre les planchers, et les résultats doivent être analysés dans les éléments soutenant et soutenus.

Etant donnée la complexité des structures et la diversité des cas permettant l'entrée des données du programme, il est conseillé de ne les utiliser que dans les cas nécessaires, en contrôlant adéquatement les résultats.

L'application des murs en maçonnerie est très ample car ils peuvent être utilisés pour des structures peu hautes comme pour des parois chargées, appuis des dalles de machines des ascenseurs et tout type de paroi portante dans l'ensemble de la structure d'un bâtiment.

**Lorsqu'un mur en maçonnerie s'appuie en fondation, n'oubliez pas qu'il collabore à l'absorption des actions horizontales,** circonstance inévitable puisqu'ils sont rigides. Par la suite, ce fait devra être considéré, si vous ne voulez pas que cela se produise, comme ce peut être le cas pour les planchers sanitaires et les murs en maçonnerie des premiers niveaux du bâtiment.

En relation avec les planchers sanitaires, lorsque le vent agit dans la direction des murs en maçonnerie, les poteaux restent quasiment encastés au niveau du plancher sanitaire, ce qui est en partie logique.

La figure suivante représente un cas différent :

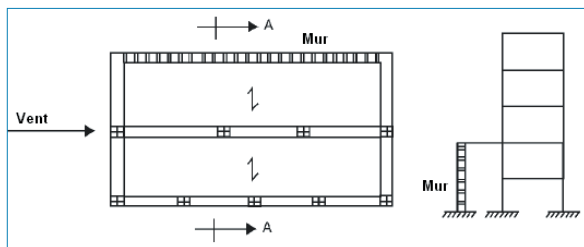


Fig. 3.9

Lorsque le vent agit, le mur en maçonnerie, qui présente une grande rigidité dans la direction du vent, absorbera pratiquement toute l'action horizontale.

Si vous ne désirez pas qu'il en soit ainsi, réalisez un calcul en éliminant la partie du plancher et du mur concernés mais en introduisant leurs réactions. Dans une copie, ajoutez le mur et le plancher restant et calculez ce plancher, pour pouvoir donner un plan du niveau.

Il est important que la raideur des murs en maçonnerie soit toujours présente car ils produisent un effet d'étalement qui doit être pris en compte, si c'est ce que vous désirez.

### 3.2. Murs en béton armé

Il est possible de distinguer par leur comportement structural deux types utilisables, bien qu'au niveau du programme, leurs effets soient identiques et qu'il n'y ait donc qu'un type, selon les données fournies :

- Murs en sous-sol en béton armé
- Murs portants (voiles) en béton armé

#### 3.2.1. Murs en sous-sol en béton armé

Leur utilisation habituelle concerne la construction d'un mur de périmètre en sous-sol avec une double fonction : résister aux poussées du terrain et supporter les charges transmises par la structure à la fondation.

##### Données à introduire

Les données à introduire sont les mêmes que pour les murs en maçonnerie, excepté que le programme détermine internement leurs propriétés mécaniques en considérant les propriétés du béton armé.

Dans ce cas, la définition des **poussées du terrain** est indispensable.

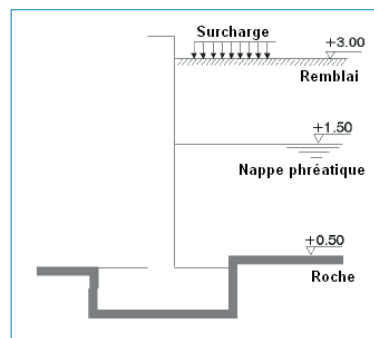


Fig. 3.10

Le programme permet l'existence de poussées dans les deux paramètres du mur et leur association à des hypothèses différentes, qui sont par la suite traitées par des combinaisons de calcul de toute la structure. Il est conseillé de les traiter comme des surcharges séparées étant donné que les poussées peuvent agir ou non, indépendamment du reste du bâtiment.



La figure 3.10 est un exemple de définition générique d'une section de mur avec poussées. Les considérations suivantes sont effectuées :

- Le frottement terres mur est négligé et la direction de poussée est horizontale.
- La poussée est calculée en considérant la 'poussée au repos' :  $\lambda_H = 1 - \sin \phi$  avec  $\phi =$  angle de frottement interne.
- Sous la cote de la roche, les poussées s'annulent, à l'exception des poussées hydrostatiques s'il y en a.
- On prend en compte l'évaluation par drainage sur la hauteur du remblai, par saturation ou infiltration. Son effet s'additionne à la poussée hydrostatique à la même cote que le remblai, en multipliant sa poussée par l'inverse du pourcentage d'évacuation par drainage.

$$\text{Coeff.pousee} = \frac{100 - \% \text{ évacuation}}{100}$$

Lorsque l'on dit 100% d'évacuation par drainage, il n'y a pas de poussée additionnelle ( $100 - 100/100 = 0$ ), et pour 0% on a ( $100 - 0/100 = 1$ ), ce qui est comme si le niveau phréatique était au niveau du remblai.

- En dessous du niveau phréatique, on considère le remblai avec sa densité submergée aux effets de poussées plus la poussée hydrostatique.
- On ne considère pas le poids des terres sur les débords de la semelle, ni pour le calcul des contraintes sur le terrain, ni pour le dimensionnement de cette dernière.
- Il est possible de définir un remblai avec un talus incliné, en indiquant l'angle de talus.
- Les charges pouvant être définies sur le remblai sont des types suivants :

- charge uniforme répartie
- charge en bande parallèle à la partie haute
- charge en ligne parallèle à la partie haute
- charge ponctuelle ou concentrée en aires réduites (semelles)

Les formules appliquées sont données ci-après :

### a) Poussées produites par une surcharge uniformément répartie

Si la méthode de Coulomb est appliquée, la poussée horizontale produite par une surcharge uniformément répartie de valeur  $q$  par unité de longueur de talus vaut :

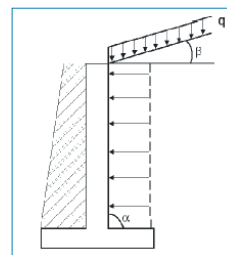


Fig. 3.11

$$p_q = \lambda \cdot \frac{\sin \alpha}{\sin(\alpha + \beta)} \cdot q$$

Avec :

$\lambda$  : coefficient de poussée horizontale selon le type de poussée (active, passive ou au repos)

$\alpha$  : angle d'inclinaison du paramètre du mur (dans le programme on prend  $90^\circ$ )

$\beta$  : angle d'inclinaison du remblai

### b) Poussées produites par une charge en bande parallèle à la partie haute

La poussée horizontale produite par une surcharge en bande pour le cas d'un mur extérieur vertical et d'un terrain horizontal en suivant la théorie de l'élasticité vaut :

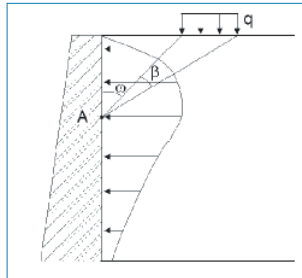


Fig. 3.12

$$p_q = \frac{2q}{\pi} [\beta - \sin\beta \cos 2\omega]$$

Avec :

$p_q$  : pression horizontale

$q$  : charge en bande, par unité de surface

$\beta$  et  $\omega$  : angles représentés sur la figure

### c) Poussées produites par une charge linéaire, parallèle à la partie haute

C'est la méthode basée sur la théorie de l'élasticité qui est utilisée. La poussée horizontale produite par une surcharge linéaire  $q$  pour le cas d'un mur extérieur et d'un terrain horizontal est :

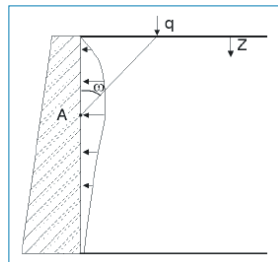


Fig. 3.13

### d) Poussées produites par une charge ponctuelle ou concentrée en zones réduites (semelles)

C'est la méthode basée sur la théorie de l'élasticité qui est utilisée. La poussée horizontale produite par une surcharge ponctuelle pour le cas d'un mur extérieur vertical et d'un terrain horizontal est :

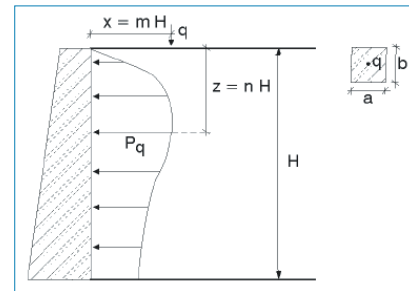


Fig. 3.14

$$\text{Si } (m < 0,4) : p_q = 0,28 \cdot \frac{q}{H^2} \cdot \frac{n^2}{[0,16 + n^2]^3}$$

$$\text{Si } (m \geq 0,4) : p_q = 1,77 \cdot \frac{q}{H^2} \cdot \frac{m^2 n^2}{[m^2 + n^2]^3}$$

### Utilisation correcte des murs en sous-sol en béton armé

Ils peuvent être définis par rapport à leur appui :

- Avec liaison extérieure : solution adéquate lorsque le reste des poteaux de la structure est défini ainsi. Il est possible de définir la semelle filante du mur et d'en obtenir le calcul.
- Si la solution de fondation est un radier, vous pouvez introduire le mur sur celui-ci 'sans liaison extérieure' avec une poutre sans débords et d'une épaisseur égale au radier. Définissez-la comme longrine avec les données du terrain égales des deux côtés du radier.

- Si tous les poteaux de la structure reposent sur des longrines et des radiers, c'est-à-dire s'ils sont 'sans liaison extérieure', introduisez la semelle filante sous le mur. Vous devez effectuer un prédimensionnement de la largeur de la semelle. Pour cela, estimez la valeur de la charge linéaire transmise par la structure, ajoutez le poids du mur et divisez par la contrainte admissible.

La fondation du mur peut être constituée de longrines et semelles, solution qui est par ailleurs conseillée.

Vous pouvez également calculer toute la structure 'avec liaison extérieure', et la semelle filante sous le mur, ce qui permettra d'obtenir le prédimensionnement de la semelle.

### 3.2.2. Murs portants (voiles)

Il est possible de définir des 'murs en sous-sol en béton armé' **sans poussées**, et ce sont donc des parois portantes, comme un noyau ayant pour effet de résister aux charges verticales et horizontales. Ils peuvent donc se substituer aux voiles définis dans l'**Entrée des poteaux** du programme et sont, de plus, plus variés : ils peuvent s'unir aux poteaux, s'appuyer sur eux, ceux-ci peuvent être incorporés ou naître à tout niveau du mur, de dimensions supérieures ou inférieures à l'épaisseur du mur ; les murs peuvent s'unir, naître, terminer à des niveaux différents, etc.

Voyons quelques exemples de murs (Fig. 3.15).

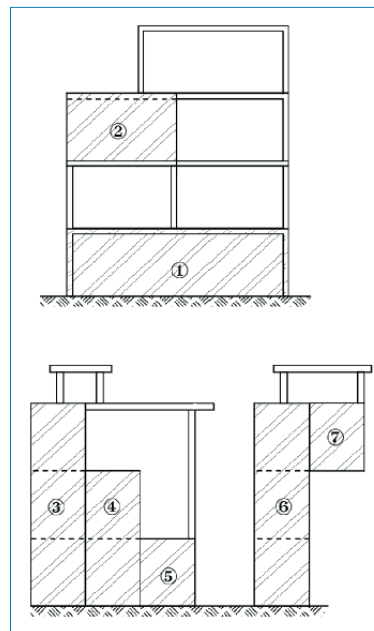


Fig. 3.15

Il convient de considérer le diaphragme rigide au niveau de chaque niveau, par les coactions qui supposent le libre déplacement des murs.

**L'union des murs et des planchers est en général considérée comme encastree.** Il est possible, avec l'option de coefficient d'encastrement aux bords des planchers, de définir un coefficient d'encastrement inférieur à 1, jusqu'à avoir une articulation. Pour ces cas, vous devrez disposer en plan du détail constructif correspondant qui matérialise l'hypothèse considérée.

Lorsqu'un mur est défini 'sans liaison extérieur', vous devez donner les dimensions de la poutre inférieure sur laquelle le mur prend naissance.

### 3.2.3. Utilisation correcte des murs en béton armé

N'oubliez pas :

- S'il prend naissance sur un plancher, introduisez comme épaisseur de la poutre celle du plancher. Il se peut que, dans certains cas, la poutre soit continue ou soit en prolongation avec d'autres poutres de la structure, auquel cas vous devez lui donner les mêmes dimensions. Contrôlez l'armature des poutres et une des armatures précisées pour donner la continuité sans recouvrement des armatures, avec l'éditeur d'armature des poutres.
- Un mur ne peut jamais naître sur une poutre existante ni coïncider par superposition avec d'autres dans les niveaux successifs qu'il traverse ou dans le niveau où il se termine. Un message avertissant de cette circonstance apparaît et empêche l'introduction du mur.
- S'il prend naissance au niveau de la fondation, et qu'en toute logique, il est élargi, la fondation par semelle filante peut se révéler être la plus adéquate, mais vous pouvez également la définir 'sans liaison extérieure' et le faire naître sur un radier. Dans ce cas, n'oubliez pas que vous devez définir une longrine de débords égaux à zéro et d'épaisseur égale à celle du radier, avec une contrainte admissible et un coefficient de réaction égaux à ceux du radier. Il ne peut pas reposer sur une longrine déjà existante.

Dans tous les cas, définissez la longrine propre au mur et le lien avec la longrine des autres parties de la structure.

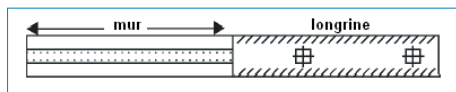


Fig. 3.16

- Souvenez-vous de ce qui a été dit : ne mélangez pas des éléments sur sol élastique (sans liaison extérieure) avec des éléments 'avec liaison extérieure'.
- L'hypothèse de diaphragme rigide au niveau du niveau existe toujours donc, même s'il n'y a pas de plancher introduit, cette hypothèse est maintenue, et les murs en sous-sol avec poussée des terres ne peuvent donc pas être utilisés comme murs de soutènement, étant donné qu'on suppose qu'il existe un plancher en tête du mur et aux planchers intermédiaires, s'il y en a.
- On suppose que les poussées du terrain sont transmissibles aux planchers qui les absorbent comme un diaphragme rigide, mais aucune vérification n'est effectuée, ni dans les planchers, ni dans les poutres en compression ou en traction.

Dans ce sens, il faut mettre en avant ce qui suit :

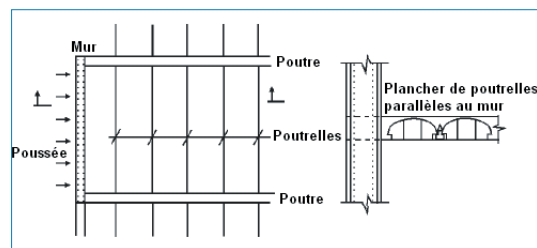


Fig. 3.17

Les planchers de poutrelles, si elles sont parallèles au mur, offrent une faible résistance qui doit être absorbée par les poutres sur lesquelles elles s'appuient.

Si, de plus, les poutres restent libres, avec des vides adossés au mur, elles travaillent comme des coudes qui doivent être dimensionnés à la compression.

Étant donné que les poutres normales sont seulement dimensionnées à la pression simple, elles doivent être changées en 'poutres inclinées' qui, elles, sont dimensionnées à la flexion composée.

S'il existe un vide très grand, le calcul peut être incorrect, étant donné qu'il y a dans le vide une déformation du mur non prévue dans le modèle de calcul.

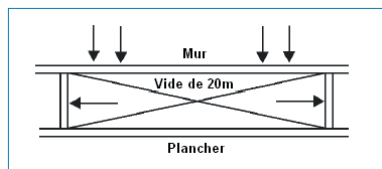


Fig. 3.18

Il est nécessaire de toujours tenir compte de toutes les observations indiquées.

### 3.2.4. Dimensionnement du mur

Une distinction est faite relativement aux quantités minimales de l'armature horizontale :

- Avec poussée des terres comme indiqué dans la norme
- Sans poussées, comme les voiles

**Vérification des contraintes.** A la fin du calcul, il apparaît un message d'erreur présentant les longrines et semelles qui dépassent la contrainte, que ce soit parce que la moyenne est supérieure à la contrainte admissible du terrain ou parce que la maximale au bord dépasse un 25% de la contrainte du terrain.

Si tout convient, aucun message n'est émis.

### 3.2.5. Dimensionnement de la fondation

Il est possible de la définir de deux manières différentes.

- **Comme longrine**

Si elle est définie de cette manière, elle est dimensionnée exactement de la même façon que les longrines (à la flexion simple).

Les quantités minimales pour les éléments de fondation seront celles indiquées dans les Options pour les radiers.

- **Comme semelle filante**

Consultez le paragraphe **Semelle filante sous mur** de ce mémoire.

## 3.3. Conseils pratiques pour le calcul des murs en sous-sol en béton armé dans les bâtiments

Lisez le contenu du message apparaissant à l'écran lorsque vous cliquez sur **Entrer mur**, et dans de nombreux cas, il est rapide et efficace de suivre le conseil s'affichant. L'option Articuler/Déconnecter permet de déconnecter les 'appuis sur mur' des poteaux, sans avoir besoin d'introduire les murs en sous-sol. Dans ce cas, n'oubliez pas que les charges du plancher transmises à l'appui sur mur ne sont pas transmises aux poteaux.

N'introduisez pas de structures dont le modèle serait incohérent avec le comportement réel du bâtiment.

Mettons en avant le plus important de ce qui a été dit : pour les bâtiments avec des planchers unidirectionnels et une fondation constituée de semelles isolées avec un mur de contour en sous-sol, qui est la typologie la plus courante des structures de bâtiments.

C'est ici que surgit le premier problème que vous devez toujours avoir à l'esprit :

- A. Si vous introduisez les poteaux intérieurs 'avec liaison extérieure' afin de les calculer comme des semelles isolées avec **CYPECAD**, le mur en sous-sol doit être défini 'avec liaison extérieure' pour que le contour ne tasse pas respectivement au reste des appuis. Définissez la semelle filante pour le mur.
- B. Si les poteaux intérieurs sont 'sans liaison extérieure', ils démarreront sur des longrines ou sur des radiers et la fondation du mur pourra être définie comme semelle filante ou longrine sur sol élastique (sans liaison extérieure).

Si tous les poteaux sont fixés sur une dalle continue qui renferme jusqu'au mur de contour, vous pouvez définir sous le mur une longrine sans débord (gauche = droit = 0), avec la même épaisseur que la dalle et le même coefficient de réaction.

Une fois le calcul effectué vous devez procéder de la manière suivante pour obtenir les plans :

- Obtenir le plan du mur. Dans la section du mur, au niveau de l'amorce, apparaît 'Voir plan des poutres'. Changer le pour 'Voir plan du radier'.

Les attentes sont valides. Le plan des longrines du groupe 0 (fondation où doit se trouver le radier) est représenté. Éliminez ces longrines sous le mur ou ne dessinez simplement pas ce plan.

- Obtenez le plan du radier, avec la configuration des plans et des armatures habituellement utilisée, et ajoutez le détail constructif 'Amorce de mur sur radier, CCM013', ainsi que tous ceux que vous jugez correspondants aux conditions réelles du projet, la rencontre avec les planchers, le sommet, etc.

- C. Il est habituel de disposer des longrines de redressement perpendiculairement au mur en sous-sol, et il est conseillé de le faire, lorsque toute la fondation est 'avec liaison extérieure'. Vous pouvez le faire avec la semelle du mur.

- Pour obtenir le plan du niveau de fondation constitué des murs de sous-sol et des semelles, vous devez obtenir les plans de :
- Plans du groupe 0 (dans **CYPECAD**) au format DXF (ou dans le groupe qui a été défini).
- Plan du tracé des murs (dans **CYPECAD**).

Complétez les plans avec les détails constructifs pertinents de la **Bibliothèque des Détails**.

### 3.3.1. Révision des résultats de calcul du mur

Une fois le calcul terminé, vous devez revoir la semelle et le tracé du mur. Deux types de messages relatifs aux contraintes transmises par la semelle au terrain peuvent apparaître dans le rapport final des erreurs du calcul. Ils indiquent que la contrainte admissible du terrain a été dépassée, ou dépasse le 25% sur un bord. Le groupe, le portique et la poutre où cela arrive est indiqué, ainsi que la valeur  $\sigma$  de la contrainte transmise.

Vous pouvez faire ce qui suit :

- Placez-vous dans le groupe indiqué, en général le groupe 0, si vous avez introduit la fondation à ce niveau.
- Cliquez sur **Alignements, Voir alignements**, et tapez le numéro du portique que vous souhaitez revoir : il apparaîtra en **rouge**.

Cette longrine sera celle devant être modifiée pour convenir à la contrainte. Vous pouvez pour cela appliquer la règle suivante :

Soit B la largeur actuelle de la poutre, la nouvelle largeur B' doit être égale à :

$$B' = B \cdot \frac{\sigma}{\sigma_{adm}}$$

Exemple : B = 0,60,  $\sigma_{adm} = 20 \text{ T/m}^2$ ,  $s = 22,5 \text{ T/m}^2$

$$B' = 0,60 \cdot \frac{22,5}{20} = 0,675\text{m} \Rightarrow \text{on prend } B' = 0,70$$

Pour corriger cette valeur, vous devez savoir si vous allez maintenir l'épaisseur ou bien l'augmenter :

- Si vous n'augmentez pas l'épaisseur : allez à la commande **Erreurs** et dans le champ de la largeur, introduisez la nouvelle valeur (70) et cliquez sur **Corriger** puis sur **Accepter**.
- Si vous augmentez l'épaisseur : sélectionnez le mur à partir de la commande **Editer** et, dans les données de la semelle, augmentez le débord de 10 cm et l'épaisseur de la valeur que vous souhaitez. Cliquez sur **Accepter**.

Un message informatif apparaîtra. Il est **très** important de lire tous les messages.

Vous pouvez ensuite choisir entre recalculer l'ouvrage ou réarmer.

Si vous décidez de réarmer, allez à **Calculer > Réarmer portiques avec changements** et vous obtiendrez une nouvelle armature et la vérification des contraintes. Si elle ne convient encore pas, cela sera de nouveau indiqué dans le rapport final. Répéter le processus jusqu'à ajustement de la semelle.

Une fois encadrée par les contraintes, réviser l'armature de la longrine. Situez-vous dans le groupe de fondation et cliquez sur **Poutres/murs** et sur la poutre à consulter. Vous pouvez également consulter l'armature et la modifier.

Une fois la poutre révisée, vous devez également analyser le tracé du mur. Pour cela, situez-vous dans un groupe où se trouve le mur, différent du groupe de fondation et, avec l'option **Poutres/murs**, cliquez sur le mur à réviser. La fenêtre **Edition d'armature** du mur correspondant s'ouvrira.

Vous pouvez modifier les épaisseurs, auquel cas vous ne devez pas oublier que cela peut affecter les résultats du calcul et qu'il est nécessaire de recalculer l'ouvrage si les variations sont grandes.

Vous pouvez également modifier les armatures : lorsqu'elles ne conviennent pas, elles apparaîtront en rouge.

Dans la fenêtre **Edition d'armature**, vous verrez le bouton **Facteur d'utilisation**, cliquez dessus et lisez l'application. C'est un paramètre très utile :

*Lorsque l'armature est calculée, elle est disposée de façon à ce que tous les points (nœuds de la maille des éléments finis) du tracé du mur dépasse le pourcentage d'utilisation de l'armature de la valeur introduite. Comme les efforts varient aux différents points, à cause des poussées ou des charges transmises par les poutres, planchers et poteaux, il se produit des concentrations d'efforts en certaines zones critiques déterminées, comme par exemple à la rencontre avec le plancher (qui est très rigide par hypothèse de diaphragme horizontal), ou à l'amorce ou l'intersection avec d'autres murs. Le placement d'une armature enveloppe permettant de couvrir ces 'pics d'efforts' peut pénaliser l'armature générale en introduisant une armature plus grande que nécessaire dans la majeure partie du mur.*

Il est possible qu'il y ait un point où l'armature ne convient pas. Le programme l'indique en dessinant l'armature en rouge. Les points du tracé qui ne conviennent pas sont surlignés en rouge ainsi que, dans la partie inférieure, l'état de non vérification et une valeur en % du coefficient d'utilisation. Cette valeur indique le pourcentage d'aire du mur qui convient par rapport à sa totalité.

Supposons pour l'exemple que cette valeur est égale à 87%. Cela signifie que 13% représente l'aire rayée en rouge qui ne convient pas.

Le programme dispose d'une option qui permet de fixer à priori le facteur d'utilisation (consultez **Données Ouvrage > Par position > Options des poteaux**). La valeur par défaut est égale à 90%, étant donné que pour la discrétisation, il est normal qu'il existe de petits pics et il est raisonnable qu'en plaçant une armature couvrant au moins 90% de la surface, on obtienne des résultats logiques et prévisibles.

Pour revenir à l'exemple, bien que la valeur de 90% n'ait pas été atteinte (la valeur est égale à 87%), il ne paraît pas logique de disposer Ø20 à 10 cm lorsqu'avec Ø12 à 20 cm, on couvre 87% du mur. Il paraît plus correct d'analyser la cause du pic de contraintes. Dans le rectangle rouge qui ne convient pas, un poteau peut être amorcé et il est donc normal qu'il y ait une concentration des contraintes locales qui, avec l'armature d'attente mise en place pour le poteau, couvre cet excès d'armature nécessaire.

Pour le vérifier, cliquez sur le bouton **Voir efforts**, la couleur passera au jaune. Cliquez sur la zone rayée et, pour chaque direction d'armature, le facteur de quantité (s'il est supérieur à 1, cela signifie qu'un renfort est nécessaire) et l'augmentation d'armature additionnelle à placer dans cette zone apparaîtront. Si vous choisissez de l'introduire, vous devrez faire un détail constructif et l'indiquer dans le plan du tracé des murs.

Parfois, le renfort à placer est minime. Par exemple, si l'armature verticale droite indique une valeur de Ø6 à 25 cm, en un point tel que celui qui a été commenté, ce n'est pas la peine de le placer. Cela devra être évalué dans chaque cas.

Cliquez sur **Terminer de voir les renforts** pour récupérer le contrôle sur l'armature.

Il est également possible d'exiger un facteur d'utilisation inférieur. Pour cela, cliquez sur **F.Utilisation** et réduisez à 80%. Cliquez sur **Accepter** puis sur le bouton **Redimensionner**. Remarquez qu'une plus petite armature peut être obtenue, par exemple Ø10 à 20 cm, et que le facteur d'utilisation est indiqué (pour cet exemple 81,3%). D'autre part, un point supplémentaire qui ne convient pas apparaît.

Procédez comme il a été dit précédemment, en révisant les efforts. Finalement adoptez la décision que vous jugez la plus opportune en laissant l'armature que vous considérez raisonnable pour le tracé global du mur et, s'il y a lieu, les renforts locaux additionnels pertinents.

Notre expérience de calcul nous indique que lorsque les points appartiennent au bord de la maille, à la rencontre avec les planchers ou les poteaux et de façon ponctuelle et très localisée, un facteur d'utilisation tournant autour de 90% ( $\pm 5\%$ ) est suffisant.

L'apparition d'une armature transversale est aussi un cas qui se présente avec une certaine fréquence mais n'est pas habituelle pour des armatures inférieures à Ø12. Si elles sont supérieures à cette valeur, il est normal de placer une armature transversale qui correspond en définitive à des étriers et des épingles permettant de limiter le flambement des barres, ce qui est pratique si le mur est fortement comprimé.



Si elle apparaît dans le résultat de calcul et que les armatures n'ont pas de grands diamètres, vous pouvez l'éliminer en introduisant « 0 » dans le nombre de barres transversales sans oublier de vérifier le facteur d'utilisation, les renforts nécessaires et les points où cela se produit.

Comme il a été dit précédemment, si cela se produit dans les zones critiques mentionnées, il n'est pas raisonnable de placer des armatures transversales dans tout le mur et il est donc conseillé de laisser « 0 » pour le nombre d'armatures transversales.

Il est également possible de placer des armatures transversales. Bien que cela ne soit pas nécessaire par calcul, notre expérience nous conseille de les placer pour le montage et la sécurité pour contrer le flambement local des barres.

Une fois le niveau modifié, s'il y a plus d'un sous-sol, revoyez toutes les armatures en essayant d'harmoniser les diamètres et les séparations pour que les recouvrements soient plus logiques. Bien que ce ne soit pas obligatoire, cela facilite sa mise en place dans l'ouvrage.

Pour finir, n'oubliez pas que si vous modifiez des armatures et que vous souhaitez obtenir le résultat du calcul en cliquant sur **Redimensionner**, vous les obtiendrez de nouveau, mais vous perdrez toutes les modifications et elles seront recalculées avec le dernier Facteur d'Utilisation actuel pour ce mur.

## 4. Fondations isolées

Dans le présent paragraphe, sont indiquées les considérations générales prises en compte pour la vérification et le dimensionnement des éléments de fondation définissables dans **CYPECAD** en ce qui concerne les supports verticaux du bâtiment définis 'avec liaison extérieure'.

N'oubliez pas que vous pouvez réaliser le calcul simultanément avec le reste de la structure ou indépendamment. Comme il s'agit d'éléments 'avec liaison extérieure', ils ne tassent pas et n'influencent donc pas sur le calcul de la structure par la suite.

Etant donné qu'ils peuvent être calculés indépendamment, sachez que vous pouvez réaliser des modifications dans la structure sans que cela n'affecte la fondation.

Il est également possible de l'utiliser comme un éditeur et vous pourrez donc introduire des éléments de fondation sans calculer et en obtenir les plans et mesures.

### 4.1. Semelles isolées

**CYPECAD** effectue le calcul des semelles en béton armé et en béton massif (consultez le paragraphe **4.7. Semelles en béton massif** de ce manuel). Les types de semelles résolus sont les suivants :

- Semelles d'épaisseur constante
- Semelles d'épaisseur variable ou pyramidale

Dans le niveau, elles se classent en :

- Carrées
- Rectangulaires centrées
- Rectangulaires excentrées (cas particuliers : médianes et coins)

Chaque semelle peut supporter un nombre illimité d'éléments porteurs (poteaux, voiles et murs) en n'importe quelle position.

Les charges transmises par les éléments porteurs sont transmises au centre de la semelle pour obtenir leur résultante. Les efforts transmis peuvent être :

N : effort normal

$M_x$  : moment en x

$M_y$  : moment en y

$Q_x$  : effort tranchant en x

$Q_y$  : effort tranchant en y

T : torseur

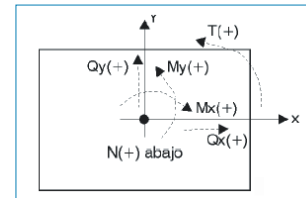


Fig. 4.1

Les hypothèses considérées peuvent être : Poids propre, Surcharge, Vent, Neige et Séisme.

Les états à vérifier sont :

- Contraintes sur le terrain
- Equilibre
- Béton (flexion et effort tranchant)

Il est possible d'utiliser un dimensionnement à partir des dimensions par défaut définies dans les options du programme, ou des définitions données.

Il est également possible d'obtenir simplement l'armature à partir d'une géométrie déterminée.

La vérification consiste à contrôler les aspects normatifs de la géométrie et l'armature d'une semelle.

#### 4.1.1. Contraintes sur le terrain

On suppose une loi de déformation plane pour la semelle, et on obtiendra donc, en fonction des efforts, un diagramme des contraintes sur le terrain de forme trapézoïdale. Les tractions ne sont pas admises donc, lorsque la résultante sort du noyau central, des zones sans contraintes apparaissent.

La résultante doit se trouver dans la semelle. S'il n'en est pas ainsi, il n'y a pas équilibre. Le poids propre de la semelle est pris en compte.

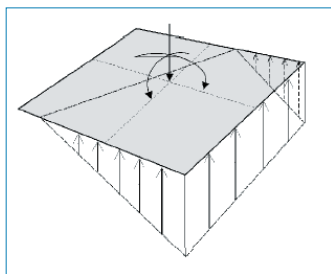


Fig. 4.2

On vérifie que :

- La contrainte moyenne ne dépasse pas celle du terrain.
- La contrainte maximale au bord ne dépasse pas un % de la moyenne selon le type de combinaison :
  - gravitationnelle : 25%
  - avec vent : 33%
  - avec séisme : 50%

Ces valeurs sont optionnelles et modifiables.

#### 4.1.2. Etats d'équilibre

En appliquant les combinaisons des états limites correspondants, on vérifie que la résultante ne sort pas de la semelle.

L'excès par rapport au coefficient de sécurité s'exprime par le concept de % de réserve de sécurité :

$$\left( \frac{0,5 \cdot \text{largeur semelle}}{\text{excentricitee resultante}} - 1 \right) \cdot 100$$

S'il est égal à zéro, l'équilibre est strict. S'il est grand, cela indique qu'il se trouve du côté de la sécurité relativement à l'équilibre.

#### 4.1.3. Etats du béton

Il faut vérifier la flexion de la semelle et les contraintes tangentielles.

##### Moments fléchissants

Dans le cas d'un poteau unique, il est vérifié avec la section de référence située à 0,15 fois la dimension du poteau vers l'intérieur.

S'il y a plusieurs éléments porteurs, un balayage est effectué en calculant les moments de plusieurs sections le long de toute la semelle. Il est effectué dans les deux directions x et y, avec poteaux métalliques et plaques d'ancrage, au point milieu entre le bord de la plaque et le profil.

### Efforts tranchants

La section de référence est située à une hauteur utile des bords de l'élément porteur. S'il y en a plusieurs, les sections proches pourront se recouvrir, avec émission d'un avis.

### Ancrage des armatures

L'ancrage est vérifié aux extrémités des armatures, les pattes d'ancrage nécessaires suivant le cas et la position étant mises en place.

### Épaisseurs minimales

On vérifie l'épaisseur minimale spécifiée dans la norme.

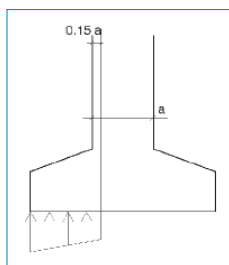


Fig. 4.3

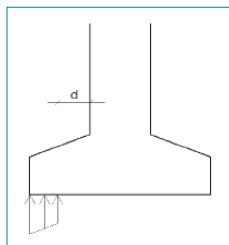


Fig. 4.4

### Séparation des armatures

On vérifie les séparations minimales entre armatures données par la norme et, en cas de dimensionnement, un minimum pratique de 10 cm sera considéré.

### Quantités minimales et maximales

On vérifie le respect des quantités minimales, mécaniques et géométriques que spécifie la norme.

### Diamètres minimaux

On vérifie que le diamètre est au moins égal au minimum indiqué par la norme.

### Dimensionnement

Le dimensionnement à la flexion oblige à disposer une certaine épaisseur afin d'éviter de mettre en place une armature de compression.

Il en est de même lors du dimensionnement à l'effort tranchant pour éviter d'avoir à placer un renfort transversal.

### Vérification à la compression oblique

Elle est réalisée sur le bord de l'appui, et ne permet le dépassement de la contrainte dans le béton par rupture par compression oblique. Selon le type de support, l'effort normal du support sera pondéré par :

- Supports intérieurs : 1,15
- Supports mitoyens : 1,4
- Supports en coin : 1,5

Pour prendre en compte l'effet de l'excentricité des charges.

Les semelles rigides sont toujours dimensionnées, bien que le seul avis émis le soit dans le cas où le rapport débord/hauteur  $\leq 2$ .

Pour le dimensionnement des semelles avec plusieurs éléments porteurs, l'élançement est limité à 8, l'élançement étant la relation entre la portée entre les supports et la hauteur de la semelle. Vous disposez d'options de dimensionnement permettant de choisir la forme d'augmentation de la semelle, ou de fixer une dimension, en fonction du type de semelle. Les résultats peuvent logiquement être différents selon l'option sélectionnée.

Lorsque le diagramme des contraintes n'occupe pas toute la semelle, des tractions peuvent apparaître dans la face supérieure du fait du poids de la semelle en porte-à-faux, en plaçant une armature supérieure si c'est nécessaire.

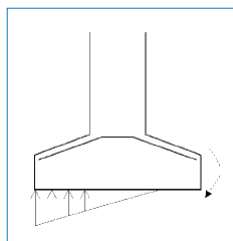


Fig. 4.5

## 4.2. Semelle filante sous mur

Le programme calcule des semelles filantes en béton armé sous mur.

Ce type de semelle filante sous mur peut être utilisé pour les murs de soutènement et les murs en sous-sol des bâtiments ou murs portants.

Il y a trois types de semelles :

- Avec débords des deux côtés
- Avec débord à gauche
- Avec débord à droite

Cela est utilisé comme fondation dans les murs en béton armé et dans les murs en maçonnerie.

La géométrie est définie lors de l'entrée des données du mur.

Elle se dimensionne et se vérifie de la même façon que pour les semelles rectangulaires (consultez le paragraphe **Semelles isolées**) et possède donc les mêmes possibilités (inclusion des poteaux proches dans celle-ci) et les mêmes conditions.

L'unique différence réside dans la façon d'appliquer les charges.

Alors que dans un poteau, les charges s'appliquent au centre de son axe géométrique, qu'il soit carré ou rectangulaire élargi, dans un mur elles se convertissent en un diagramme de charges le long du mur de forme discrète. Cela revient à convertir une résultante en un diagramme des contraintes appliquées le long de la base du mur, discrétisée en échelons que le programme réalise internement selon ses dimensions.

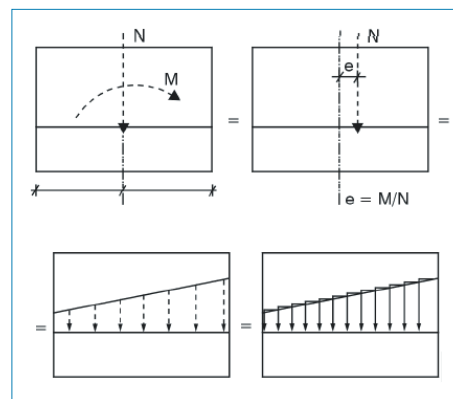


Fig. 4.6

### 4.3. Longrines de redressement

Le programme calcule des longrines de redressement en béton armé entre les fondations.

Les longrines de redressement sont utilisées pour le redressement des semelles superficielles et sur pieux. Il en existe deux types :

- Moments négatifs : l'armature supérieure est supérieure à l'armature inférieure
- Moments positifs : les armatures supérieure et inférieure sont symétriques

Il existe des tables d'armature pour chaque type, définissables et modifiables.

Les efforts sur les longrines de redressement sont :

- Moments et efforts tranchants nécessaires pour l'effet de redressement.
- Leur poids propre n'est pas pris en compte et les charges ne sont pas admises sur elles. On suppose qu'elles sont transmises au terrain sans engendrer d'efforts.
- Lorsque plusieurs longrines de redressement arrivent à une semelle superficielle ou sur pieux, l'effort que reçoit chacune d'entre elles est proportionnel à sa raideur.
- Elles peuvent recevoir des efforts seulement à une extrémité ou aux deux.

Si leur longueur est inférieure à 25 cm, un avis de poutre courte est émis.

Il existe une table d'armature pour chaque type, leur validité étant vérifiée relativement aux efforts auxquels elles sont soumises.

Les vérifications suivantes sont réalisées :

- Diamètre minimum de l'armature longitudinale
- Diamètre minimum de l'armature transversale
- Quantité géométrique minimum de traction
- Quantité mécanique minimum (la réduction est acceptée)
- Quantité maximum d'armature longitudinale
- Séparation minimum entre armatures longitudinales
- Séparation maximale entre les cadres
- Largeur minimum des poutres ( $\geq 1/20$  de la portée)
- Hauteur minimum des poutres ( $\geq 1/12$  de la portée)
- Vérification à la fissuration (0,3 mm)
- Longueur d'ancrage de l'armature supérieure
- Longueur d'ancrage de l'armature de peau
- Longueur d'ancrage de l'armature inférieure
- Vérification à la flexion (ne pas avoir d'armature en compression)
- Vérification au cisaillement (béton + armatures transversales résistant à l'effort tranchant).

Une certaine tolérance est admise quant à la déviation de l'angle de la longrine de redressement lorsqu'elle entre par le bord de la semelle ( $15^\circ$ ).

Il existe une option permettant de fixer une quantité géométrique minimum en traction.

Certains critères permettent de disposer la longrine par rapport à la semelle, en fonction de l'épaisseur relative des deux éléments, en arasant la face supérieure et inférieure.

Pour toutes les vérifications et le dimensionnement, on utilise les combinaisons des longrines de redressement comme élément en béton armé sauf pour la fissuration pour laquelle se sont les contraintes sur le terrain qui sont utilisées.

#### 4.4. Longrines de liaison

Le programme calcule des longrines de liaison entre les fondations en béton armé.

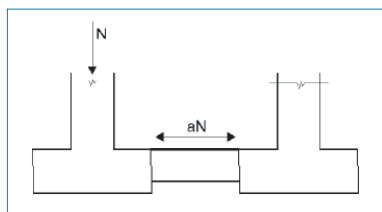


Fig. 4.7

Les longrines de liaison servent à étayer les semelles. Elles absorbent les efforts horizontaux résultant des séismes.

L'effort normal maximal est multiplié par l'accélération sismique de calcul 'a' (qui ne doit pas être inférieure à 0,05), et ces efforts sont considérés en traction et en compression ( $a \cdot N$ ).

Elles sont optionnellement dimensionnées à la flexion pour une charge uniforme  $p$  (1 T/ml ou 10 kN/ml) produite par le tassement des terres. Elles sont dimensionnées pour un moment  $pl^2/12$  positif et négatif et un effort tranchant  $pl/2$ ,  $l$  étant la portée de la longrine.

Pour le dimensionnement, on utilise les combinaisons des Longrines de Redressement en tant qu'élément de béton armé.

On utilise des tables d'armature avec une armature symétrique dans les faces.

Les vérifications suivantes sont effectuées :

- Diamètre minimum de l'armature longitudinale
- Diamètre minimum de l'armature transversale
- Quantité géométrique minimum de l'armature de traction (si la charge de compactage est activée)
- Quantité géométrique minimum de l'armature de compression (si la charge de compactage est activée)
- Armature mécanique minimum
- Séparation minimum entre armatures longitudinales
- Séparation maximum entre armatures longitudinales
- Séparation minimum entre étriers
- Séparation maximum entre étriers
- Largeur minimum des poutres ( $\geq 1/20$  de la portée)
- Hauteur minimum des poutres ( $\geq 1/12$  de la portée)
- Vérification à la fissuration (0,3 mm, sans prendre en compte le séisme)
- Longueur d'ancrage de l'armature supérieure
- Longueur d'ancrage de l'armature de peau
- Longueur d'ancrage de l'armature inférieure
- Vérification à la flexion (seulement avec la charge de compactage)
- Vérification au cisaillement (seulement avec la charge de compactage)
- Vérification à l'effort normal

Il existe des options permettant d'étendre le cadre jusqu'à la face de la semelle ou jusqu'à l'élément porteur.

La position de la longrine avec arasement supérieur ou inférieur avec la semelle en fonction de leurs épaisseurs relatives est également une option.

## 4.5. Semelles sur pieux

Le programme calcule des semelles sur pieux en béton armé de section carrée ou circulaire de typologies suivantes :

- Semelle sur 1 pieu. (A)
- Semelle sur 2 pieux. (B)
- Semelle sur 3 pieux. (C)
- Semelle sur 4 pieux. (D)
- Semelle sur pieu linéaire. Vous pouvez choisir le nombre de pieux. Par défaut, celui-ci est de 3. (B)
- Semelle sur pieu rectangulaire. Vous pouvez choisir le nombre de pieux. Par défaut, celui-ci est de 9. (D)
- Semelle rectangulaire sur 5 pieux (un central). (D)
- Semelle pentagonale sur 5 pieux. (C)
- Semelle pentagonale sur 6 pieux. (C)
- Semelle hexagonale sur 6 pieux. (C)
- Semelle hexagonale sur 7 pieux (un central). (C)

Remarque : Avec **CYPECAD**, il est possible de définir plusieurs éléments porteurs sur une même semelle sur pieux.

### 4.5.1. Critères de calcul

Les semelles sur pieux type A sont basées sur le modèle de charges concentrées sur du béton massif. Elles sont armées avec des cadres verticaux et horizontaux (et optionnellement diagonaux).

Les semelles sur pieux de type B sont basées sur des modèles de bielles et de tirants, elles sont armées comme des poutres, avec une armature longitudinale inférieure, supérieure et de peau et également des cadres verticaux.

Les semelles sur pieux de type C sont basées sur des modèles de bielles et de tirants. Elles peuvent être armées avec des poutres latérales, diagonales, des grilles inférieures et supérieures et une armature de périmètre de chaînage.

Les semelles sur pieux de type D sont basées sur des modèles de bielles et de tirants. Elles peuvent être armées avec des poutres latérales, diagonales (sauf les rectangulaires) et des grilles inférieures et supérieures.

Toute semelle sur pieux peut être vérifiée et dimensionnée.

La vérification consiste à contrôler les aspects géométriques et mécaniques pour des dimensions et des armatures données. Il est possible de définir ou non des charges et, à partir des dimensions minimales que considère le programme (dimensionnement complet) ou des dimensions initiales données par l'utilisateur (dimensions minimales), il est possible d'obtenir (si c'est possible), une géométrie et des armatures en accord avec la norme et les options définies.

La norme EHE-98 étant celle donnant le plus d'information et fournissant le plus d'analyses pour le calcul des semelles sur pieux, c'est celle qui a été adoptée comme norme basique pour les semelles sur pieux, toujours rigides et, dans les cas où cela a été possible, pour d'autres normes telles que la ACI-318/95, CIRSOC, NB-1, EH-91, la bibliographie technique comme le livre des « Structures de fondation » de Marcelo da Cunha Moraes, et critères de **CYPE**, ces principes ont été appliqués. La norme et les articles appliqués sont indiqués dans les listes de vérification.



## 4.5.2. Critère de signes

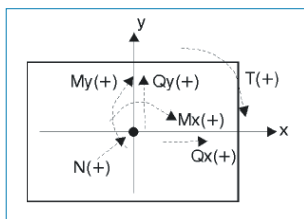


Fig. 4.8

## 4.5.3. Considérations de calcul et de géométrie

Lors de la définition d'une semelle sur pieux, vous devez également définir les pieux (type, nombre et position). La capacité portante est une donnée du pieu, c'est-à-dire la charge de service qu'il est capable de supporter (sans majoration).

Il sera au préalable nécessaire de calculer la charge que reçoivent les poteaux, qui sera la somme du poids propre de la semelle, des actions extérieures et de l'application de la formule classique de Navier :

$$P_i = \frac{N}{n_b \text{ pieux}} + M_x \cdot \frac{x_i}{\sum x_i^2} + M_y \cdot \frac{y_i}{\sum y_i^2}$$

Avec les combinaisons des contraintes sur le terrain.

On considère la capacité portante du pieu le plus chargé et, si elle est dépassée, un avis est émis.

Lorsqu'un pieu est défini, la distance minimale entre les pieux est demandée. Cette donnée doit être introduite par l'utilisateur (valeur par défaut = 1 m) en fonction du type de poteau, diamètre, terrain, etc.

Lors de la définition d'une semelle sur pieu, vous devez définir les distances entre axes de pieux (1 m par défaut). Il est vérifié que cette distance est supérieure à la distance minimale.

La vérification et le dimensionnement des pieux sont basés sur la charge maximale du pieu le plus chargé en appliquant les combinaisons de béton sélectionnées aux charges par hypothèses définies.

Si vous souhaitez que toutes les semelles sur pieux d'une même typologie aient une géométrie et une armature déterminées pour un même type de pieu, vous disposez d'une option sur les semelles sur pieux nommée **Charges par pieu**, qui, lorsqu'elle est activée, permet d'unifier les semelles sur pieux, de manière à pouvoir dimensionner la semelle sur pieux pour la capacité portante du pieu.

Dans ce cas, on définit un coefficient de majoration de la capacité portante (coefficient de sécurité pour le considérer comme une combinaison de plus) nommé **Coefficient d'utilisation du pieu** (1,5 par défaut). Si vous ne souhaitez pas considérer toute la capacité portante du pieu, vous pouvez définir un pourcentage de celle-ci, appelée Fraction des charges des pieux, variable entre 0 et 1 (1 par défaut). Dans ce cas, le programme déterminera le maximum entre la valeur précédente, qui est fonction de la capacité portante, et le maximum des pieux pour les charges extérieures appliquées.

Dans certaines zones et pays, cela est couramment utilisé, car on obtient une unique semelle sur pieux par diamètre et nombre de pieux, ce qui simplifie l'exécution. Par défaut, cette option est désactivée.

Par rapport aux efforts, les vérifications suivantes sont réalisées :

- Avis des tractions dans les pieux : traction maximale  $\geq$  10% de la compression maximale.
- Avis des moments fléchissants : il sera nécessaire de disposer des longrines de redressement.
- Avis des efforts excessifs : si l'effort tranchant dans une combinaison dépasse 3% de l'effort normal avec vent,

ou dans d'autres combinaisons du bien fondé de mettre en place des pieux inclinés.

- Avis des torsions si elles existent telles que définies dans les charges.

Si des longrines de redressement sont introduites, elles absorberont les moments dans la direction dans laquelle elles agissent. Dans les semelles ne possédant qu'un pieu, elles sont toujours nécessaires dans les deux directions. Pour les semelles de 2 pieux et les semelles linéaires, elles le sont dans la direction perpendiculaire à la ligne des pieux. Dans ces cas, la longrine de redressement est dimensionnée pour un moment additionnel de 10% de l'effort normal.

Le programme ne considère aucune excentricité minimale ou constructive – pour des semelles sur pieux de 3 pieux ou plus –, bien qu'il soit habituel de considérer une valeur égale à 10% de l'effort normal afin d'éviter les implantations incorrectes des pieux ou du poids propre de la semelle.

Augmentez les moments de cette quantité  $0,10 \times N$  dans les hypothèses de charges correspondantes si vous le jugez nécessaire et si cela est possible – uniquement dans le cas des amorces – ; ou revoyez les charges dans les pieux et leur réserve de charge.

Si plus d'une longrine de redressement agissent dans la même direction, le moment se répartira proportionnellement à leurs raideurs. Les vérifications effectuées sont :

- Vérifications générales :
  - Avis à l'écran
  - Avis d'éléments porteurs très séparés (dans **CYPE-CAD**)
  - Avis qu'il n'y a pas d'éléments porteurs définis
  - Débord minimal depuis le périmètre du poteau
  - Débord minimal depuis l'axe du poteau

- Débord minimal depuis le poteau
- Largeur minimale du pieu
- Capacité portante du pieu

- Vérifications particulières :

Pour chaque type de semelle sur pieu, les vérifications géométriques et mécaniques indiquées par la norme sont réalisées. Il est recommandé de réaliser un exemple de chaque type pour obtenir les listes de vérification et pouvoir réviser chacune d'entre elles ainsi que les avis émis et les références aux articles de la norme ou du critère utilisé par le programme.

Vous pouvez obtenir des listes de données et de mesure des semelles sur pieux, ainsi qu'une table des pieux et une liste de vérification.

En ce qui concerne les plans, vous pourrez obtenir graphiquement la géométrie et les armatures obtenues ainsi qu'un cadre de mesure et un résumé.

Comme il a été mentionné précédemment, il est possible de définir plusieurs éléments porteurs, de type poteau ou écran, sur une même semelle sur pieux, c'est pourquoi quelques restrictions géométriques ont été imposées relativement aux bords ou aux poteaux.

Lorsqu'il existe plusieurs éléments porteurs sur une semelle sur pieu on obtient la résultante de tous, appliquée au centre de la semelle sur pieux, en utilisant la méthode des bielles et des tirants, et en supposant que la semelle sur pieux est rigide. La validité de cette méthode doit donc être assumée. Selon le cas traité, il est possible de se trouver en dehors du champ d'application de cette méthode et vous devrez donc faire les corrections manuelles et les calculs complémentaires nécessaires.

## 4.6. Plaques d'ancrage

Lors de la vérification d'une plaque d'ancrage, l'hypothèse basique assumée par le programme est celle de la plaque rigide ou hypothèse de Bernouilli. Cela pousse à supposer que la plaque reste plane face aux efforts auxquels elle est soumise, de façon à pouvoir négliger ses déformations, ce qui a pour effet la répartition des charges. Pour que cela soit valable, la plaque d'ancrage doit être symétrique (ce qui est toujours garanti par le programme) et suffisamment rigide (épaisseur minimale en fonction du côté).

Les vérifications qui doivent être effectuées pour valider une plaque d'ancrage se divisent en trois groupes dépendant de l'élément vérifié : béton de fondation, boulon d'ancrage et plaque proprement dite, avec ses raidisseurs s'il y en a.

1. **Vérification sur le béton.** Elle consiste à vérifier que le point le plus comprimé sous la plaque ne dépasse pas la contrainte admissible du béton. La méthode utilisée est celle des contraintes admissibles, en supposant une distribution triangulaire des contraintes sur le béton qui peut uniquement être comprimé. La vérification du béton est uniquement effectuée lorsque la plaque s'appuie sur lui, et ne possède pas d'état de traction simple ou composée. D'autre part, le frottement entre le béton et la plaque d'ancrage, c'est-à-dire la résistance face à l'effort tranchant et de torsion, est exclusivement confiée aux boulons.
2. **Vérifications sur les boulons.** Dans le cas général, chaque boulon est soumis à un effort normal et à un effort tranchant, chacun étant évalué indépendamment. Le programme considère que les plaques d'ancrage s'appuient directement sur la fondation et que les boulons travaillent seulement en traction. Dans le cas où la plaque se trouve à une certaine hauteur sur la fondation, les boulons peuvent travailler en compression, la vérification correspondante au flambement étant réali-

sée sur ceux-ci (c'est le modèle de poutre bi-encastree qui est pris, avec possibilité de flexion relative aux appuis normaux à la directrice  $b = 1$ ), ainsi que la transmission des efforts à la fondation (il apparaît une flexion due aux efforts tranchants sur le profil). Le programme réalise trois groupes de vérification pour chaque boulon :

**Contrainte sur la tige.** Consiste à vérifier que la contrainte ne dépasse pas la résistance de calcul du boulon.

**Vérification du béton environnant.** Hormis l'épuisement de la tige du boulon, le boulon peut céder par rupture du béton qui l'entoure pour un ou plusieurs des motifs suivants :

- Glissement par perte d'adhérence
- Arrachement par cône de rupture
- Rupture par effort tranchant (concentration des contraintes par effet de prisme).

Pour calculer le cône de rupture de chaque boulon, le programme considère que la génératrice de celui-ci forme un angle de 45° avec son axe. La réduction de l'aire efficace du fait de la présence des autres boulons proches, à l'intérieur du cône de rupture en question est prise en compte.

Les effets suivants ne sont pas pris en compte et leur apparition doit donc être contrôlée par l'utilisateur :

- Boulons très proches du bord de la fondation. Aucun boulon ne doit être à une distance inférieure du bord de la fondation que sa longueur d'ancrage, étant donné que l'aire effective du cône de rupture serait réduite et que, de plus, il apparaîtrait un autre mécanisme de rupture latérale par effort tranchant non considéré dans le programme.
- Epaisseur réduite de la fondation. L'effet du cône de rupture globale qui apparaît lorsqu'il y a plusieurs boulons groupés n'est pas considéré et l'épaisseur du béton est petite.

- Le programme n'offre pas la possibilité d'utiliser des boulons passants, car il n'effectue pas les vérifications pour ce cas (contrainte dans l'autre face du béton).

Aplatissement de la plaque. Pour chaque boulon, le programme vérifie également que l'effort tranchant que produirait l'aplatissement de la plaque contre le boulon n'est pas dépassé.

### 3. Vérifications concernant la plaque

**Calcul des contraintes globales.** Le programme construit quatre sections dans le périmètre du profil, en vérifiant les contraintes pour chacune d'elles. Ces vérifications sont uniquement réalisées dans les plaques avec débord (les flambements locaux et les raidisseurs ne sont pas pris en compte, et vous devez donc vérifier que leurs épaisseurs respectives ne donnent pas un élanement trop élevé).

**Calcul des contraintes locales.** Il s'agit de vérifier toutes les plaques locales dans lesquelles le profil et les raidisseurs divisent la plaque proprement dite. Pour chacune de ces plaques locales, en partant de la distribution des contraintes dans le béton et des efforts normaux dans les boulons, on calcule leur moment flexion pondéré le plus défavorable, et on le compare au moment de flexion d'épuisement plastique. Cela paraît raisonnable, étant donné que pour vérifier chaque plaque locale, on considère le point le plus défavorable de la plaque, où on obtient un pic local des contraintes qui peut être rabaisé par l'apparition de la plastification, sans diminuer la sécurité de la plaque.

## 4.7. Semelles en béton massif

Les semelles en béton massives sont celles dans lesquelles les efforts pour l'Etat Limite Ultime sont exclusivement repris par le béton.

Dans le programme, il est possible de placer des grilles dans les semelles, mais le calcul est réalisé comme pour une structure faiblement armée, c'est-à-dire en tant que structures dans lesquelles les armatures contrôlent la fissuration due à la rétraction et à la contraction thermique, mais qui ne sont pas considérées pour les effets résistants, c'est-à-dire pour les efforts.

Il convient de signaler que, contrairement à la croyance largement répandue, *les structures en béton massif demandent une attention plus grande que celles en béton armé ou précontraint lors de leur projet et de leur exécution.*

Dans le mémoire de calcul, on traitera des aspects de ces semelles qui présentent des différences significatives avec les semelles en béton armé, et il sera fait référence au mémoire de calcul des semelles en béton armé pour les aspects communs aux deux.

### 4.7.1. Calcul des semelles comme solides rigides

Le calcul des semelles comme solide rigide comprend, pour les semelles isolées, deux vérifications :

- Vérification du renversement
- Vérifications des contraintes sur le terrain

Ces deux vérifications sont identiques à celles réalisées dans les semelles en béton armé, et sont expliquées dans le mémoire de calcul de ces dernières.

### 4.7.2. Calcul des semelles comme structure en béton massif

Ce paragraphe est celui dans lequel sont présentées les différences fondamentales avec les semelles en béton armé. Par la suite, sont données les trois vérifications réalisées pour le calcul structural des semelles en béton massif.

### Vérification à la flexion

Les sections de référence utilisées pour le calcul à la flexion des semelles en béton massif sont les mêmes que celles utilisées pour les semelles en béton armé, et elles sont spécifiées dans le paragraphe correspondant du mémoire de calcul.

Dans toutes les sections, il faut vérifier que les contraintes à la flexion produites par l'action du moment fléchissant de calcul, dans l'hypothèse de déformation plane, sont inférieures à la résistance à la flexo-traction donnée par la formule suivante :

$$f_{ck,min} = 1,43 \cdot \left( \frac{16,75 + h^{0,7}}{h^{0,7}} \right) \cdot f_{ctd,min}$$

$$f_{ctd,min} = \frac{0,21}{1,5} \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

Dans les formules précédentes,  $f_{ck}$  est en N/mm<sup>2</sup> et  $h$  (épaisseur) en mm.

### Vérification à l'effort tranchant

Les sections de référence utilisées pour le calcul à l'effort tranchant sont les mêmes que pour les semelles en béton armé, et se trouvent dans le paragraphe correspondant du mémoire de calcul.

Dans toutes les sections, vous devez vérifier que la contrainte tangentielle maximale produite par l'effort tranchant ne dépasse pas la valeur de  $f_{ct,d}$  donnée par :

$$f_{ct,d} = \frac{0,21 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}}{1,5}$$

### Vérification à la compression oblique

Le contrôle d'épuisement du béton par compression oblique est réalisé au bord de l'appui et il est vérifié que la contrainte tangentielle de calcul dans le périmètre de l'appui est inférieure ou égale à une valeur maximale déterminée.

Cette vérification sera égale pour toutes les normes, en appliquant l'article 46.4 de la norme espagnole EHE-98. Cet article établit ce qui suit :

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd}$$

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd,ef}}{u_0 \cdot d}$$

$$F_{sd,ef} = \beta \cdot F_{sd}$$

$$\tau_{rd} = f_{ctd} = 0,30 \cdot f_{cd}$$

Où :

- $f_{cd}$  est la résistance de calcul du béton à la compression simple.
- $F_{sd}$  est l'effort normal que transmet l'élément porteur à la semelle.
- $\beta$  est un coefficient qui prend en compte l'excentricité de la charge. Lorsqu'il n'y a pas de transmission des moments entre l'élément porteur et la semelle, ce coefficient vaut 1. Dans le cas où des moments sont transmis, le coefficient prend les valeurs suivantes selon la position du poteau :

|                              | $\beta$ |
|------------------------------|---------|
| Eléments porteurs intérieurs | 1,15    |
| Eléments porteurs mitoyens   | 1,4     |
| Eléments porteurs en coin    | 1,5     |

Valeurs du coefficient d'excentricité de la charge

- $u_0$  est le périmètre de vérification. Il prend les valeurs suivantes :
  - Pour les éléments porteurs intérieurs, il vaut le périmètre de l'élément porteur
  - Pour les éléments porteurs mitoyens, il vaut :  

$$u_0 = c_1 + 3 \cdot d \leq c_1 + 2 \cdot c_2$$
 Où  $c_1$  est la largeur du support parallèle au côté de la semelle duquel l'élément porteur est mitoyen et  $c_2$  est la largeur de la semelle dans la direction perpendiculaire à la mitoyenne.
- $d$  est la hauteur utile de la semelle.  
 Cette vérification est effectuée pour tous les éléments porteurs qui arrivent à la semelle et pour toutes les combinaisons du groupe de combinaisons du béton.  
 Dans la liste des vérifications, apparaît la contrainte tangentielle maximale obtenue en parcourant tous les poteaux et toutes les combinaisons.  
 Comme vous pouvez l'observer, cette vérification est analogue à celle réalisée pour les semelles en béton armé.

### 4.7.3. Liste des vérifications

Dans ce paragraphe, on commentera les vérifications réalisées dans le cas des semelles en béton massif, d'épaisseur constante, variable ou pyramidale.

#### Vérification d'épaisseur minimale

Il s'agit de contrôler que l'épaisseur des semelles est supérieure ou égale à la valeur minimale indiquée donnée par la norme pour les semelles en béton massif.

Dans le cas des semelles pyramidales ou d'épaisseur variable, ce contrôle est effectué sur le bord.

#### Vérification de l'épaisseur minimale pour ancrer les amorces

Il est vérifié que l'épaisseur de la semelle est supérieure ou égale à la valeur minimale nécessaire pour ancrer l'armature des poteaux ou les boulons des plaques d'ancrage s'appuyant sur la semelle.

Dans le cas des semelles pyramidales, l'épaisseur contrôlée est celle du piédestal.

#### Vérification de l'angle maximal du talus

Cette vérification est analogue à celle réalisée pour les semelles en béton armé.

#### Vérification au renversement

La vérification au renversement est analogue à celle réalisée pour les semelles en béton armé.

#### Vérification des contraintes sur le terrain

Les vérifications des contraintes sur le terrain sont analogues à celles réalisées pour les semelles en béton armé.

#### Vérification à la flexion

La vérification est réalisée en accord avec ce qui est indiqué dans le paragraphe 2.1, et les données qui apparaissent dans la liste des vérifications pour chaque direction sont indiquées ci-après.

Dans le cas où toutes les sections vérifient le contrôle à la flexion pour une direction :

- Le moment de calcul le plus défavorable agissant sur la section.
- Dans le paragraphe d'information additionnelle, apparaît le coefficient d'utilisation maximum, qui est le plus grand rapport entre l'effort sollicitant et l'effort résistant.

S'il y a une section qui ne convient pas, les données apparaissant dans la liste des vérifications pour cette direction sont les suivantes :

- Le premier moment fléchissant rencontré pour lequel la section ne résiste pas.
- La coordonnée de la section à laquelle agit ce moment fléchissant.

### Vérification à l'effort tranchant

La vérification à l'effort tranchant se fait en accord avec ce qui a été expliqué dans le paragraphe 4.7.2. de ce mémoire de calcul, et les données qui apparaissent dans la liste des vérifications sont indiquées ci-après :

- La contrainte tangentielle de calcul que produit le plus grand rapport entre la contrainte tangentielle sollicitante et celle résistante.
- La contrainte tangentielle résistante de la même section que celle où apparaît la contrainte tangentielle maximale de calcul.

Dans le cas où il y a une section (pour une direction) qui ne résiste pas à l'effort tranchant, les données apparaissant dans la liste de vérification sont les suivantes :

- La contrainte tangentielle de calcul de la première section rencontrée qui ne résiste pas à l'effort tranchant.
- La coordonnée de cette section qui ne convient pas.

### Vérification à la compression oblique

Cette vérification est analogue à celle réalisée dans les semelles en béton armé et est expliquée dans le paragraphe correspondant du mémoire de calcul.

### Vérification de la séparation minimale des armatures

C'est la seule vérification réalisée sur les armatures pouvant être mises en place par l'utilisateur dans la semelle, étant donné que celles-ci ne sont pas prises en compte dans le calcul.

Ce contrôle vérifie que la séparation entre les axes des armatures est supérieure ou égale à 10 cm, qui est la valeur adoptée pour toutes les normes comme critère de **CYPE Ingenieros**.

Cette vérification est uniquement réalisée dans le cas où l'utilisateur décide de placer une grille afin d'éviter que les barres soient placées trop près les unes des autres, ce qui rend difficile le bétonnage de la semelle.

## 5. Consoles courtes

La possibilité de définir des consoles courtes aux faces des poteaux a été implémentée dans **CYPECAD**. Sur la console courte, vous pouvez seulement introduire des poutres en béton armé ou métalliques qui, en reposant sur la console, lui transmettent des charges verticales au centre de l'appui à la distance 'a' de la face du poteau.

La console courte transmet avec leur excentricité les efforts au poteau comme une barre rigide excentrée.

Les consoles courtes sont conçues pour les cas dans lesquels il est par exemple nécessaire de supprimer un poteau double de l'ensemble, ou lorsqu'il n'est pas pratique d'encaster la poutre dans le poteau dans cette direction pour une raison quelconque.

Elles ne doivent pas être utilisées comme départ de poteau.

Pour développer le calcul et dimensionner les consoles courtes de béton armé, on emploie les méthodes décrites dans l'article 61 de la norme EH-91 (Instructions pour le projet et l'exécution des ouvrages en béton massif ou armé) et dans l'article 63 de la norme EHE.

Cependant, toutes les conditions de conception établies dans le reste des normes utilisées par le programme ont été implémentées.

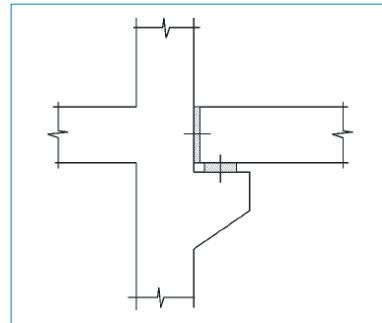


Fig. 5.1. Schéma de console courte

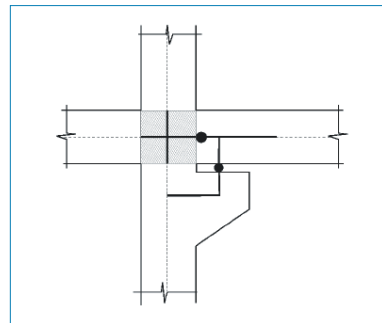


Fig. 5.2. Modèle simplifié de la zone de rencontre avec la console courte



## 6. Planchers unidirectionnels de poutrelles

### 6.1. Poutrelles en béton

#### 6.1.1. Géométrie

Elle est définie dans la fiche des données du plancher.

#### 6.1.2. Raideur considérée

La raideur brute aux effets de calcul de la matrice de raideur dans les barres de la structure est celle d'une section en T avec équerre.

Avec :

$d$  : largeur de la nervure = largeur de la nervure + incrément de la largeur de la nervure.

$a$  : épaisseur de la couche de compression

$c$  : interaxe

$b$  : hauteur d'entrevous

En tant que matériau de béton, on prendra le module d'élasticité sécant défini pour les planchers.

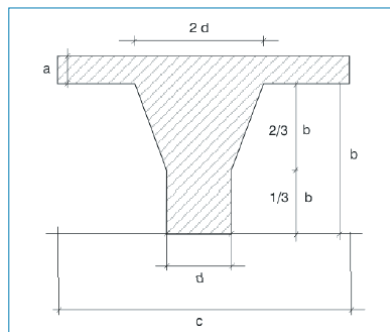


Fig. 6.1

#### 6.1.3. Estimation de la flèche

On emploie la même méthode que celle utilisée pour les poutres (**Branson**), en calculant la raideur équivalente le long de la poutre en 15 points.

La raideur brute sera celle estimée pour le calcul, et la raideur fissurée est obtenue selon ce qui a été spécifié dans les données du plancher pour le contrôle de la flèche :

**Comme poutrelle normale.** L'armature de négatifs est dimensionnée et connue. Il n'en est pas de même pour l'armature de positifs (armature inférieure), qui est obtenue à partir du moment positif, ce qui permet d'estimer la raideur fissurée.

**Comme poutrelle précontrainte.** Dans ce cas, vous devez indiquer la raideur fissurée comme un % de la raideur brute. Elle dépend du type de poutrelle et de sa précontrainte. Il peut être bon de consulter les fabricants de sa zone pour introduire cette valeur.

**Vérification à l'effort tranchant.** La valeur de l'effort tranchant est donnée aux appuis, l'utilisateur étant responsable de la vérification postérieure.

### 6.2. Poutrelles armées / Poutrelles précontraintes

Dans les deux cas, ce sont des poutrelles préfabriquées en installations fixes ou atelier, qui sont transportées jusqu'à l'ouvrage pour leur mise en place.

Elles disposent d'un document d'homologation ou fiche technique des caractéristiques (Autorisation d'Utilisation) dans tous les types de poutrelles et d'entrevous fabriqués avec leurs valeurs de moments, raideurs, etc. Les données introduites proviennent des fiches fournies à CYPE par les fabricants.

Elles ne sont pas éditables, et aucune fiche propre ne peut être créée par l'utilisateur. Vous devez contacter le département technique de CYPE Ingenieros, S.A. et envoyer la documentation nécessaire pour l'inclure dans le programme, ce qui sera fait, après avoir vérifié la validité et la consistance des données apportées, afin d'éviter l'introduction de données erronées.

La flèche est estimée et l'effort tranchant contrôlé. Pour le dimensionnement à la flexion, on vérifie s'il existe un type de poutrelles qui résiste aux moments positifs et une armature supérieure définie pour les négatifs. Il est rappelé que les négatifs sont définis dans les fiches pour un moment résisté avec un recouvrement donné, lequel doit être pris en compte pour l'acceptation de la validité de ces fiches de fabricant.

Lorsqu'il existe des données dans les fiches, il est possible de contrôler l'état limite de fissuration selon l'air ambiant ou l'ouverture de fissure permise, en forçant le dimensionnement lors de la vérification.

Dans le cas de l'Espagne, et en utilisant la norme de béton EHE, il a été implémenté les différences que la nouvelle norme EFHE incorpore par rapport à la EF-96, qui apparaissent de façon basique dans les considérations des quantités minimales de négatifs, qui ne sont pas éditables et le programme applique celles de la nouvelle norme.

Tant que les fiches des fabricants ne sont pas actualisées, ce sont celles existantes qui sont utilisées.

## 6.3. Poutrelles in situ

### 6.3.1. Géométrie

Les paramètres basiques sont définis, les valeurs étant données dans les fiches et le type d'entrevous sélectionné.

### 6.3.2. Raideurs

Elles sont obtenues à partir de la section brute de la nervure en T du béton de largeur variable en fonction de l'entrevous, de la couche de compression et de l'interaxe.

### 6.3.3. Estimation de la flèche

On applique la méthode de **Branson**, étant donné qu'on connaît l'armature supérieure (négatifs) et l'armature inférieure (positifs) qui sont dimensionnées et leurs longueurs obtenues.

### 6.3.4. Dimensionnement à la flexion

On applique les mêmes critères aux négatifs que pour les précédents types de poutrelles en béton ; et le dimensionnement de l'armature inférieure est réalisé en accord avec la norme générale de béton armé sélectionnée dans le calcul de tous les éléments. Il existe des tables d'armatures pour négatifs d'unidirectionnels qui sont communes avec les 'poutrelles en béton' génériques, et une table spécifique pour l'armature inférieure des poutrelles 'in situ'. Leur structure est semblable à celle des nervures de réticulés.

### 6.3.5. Dimensionnement à l'effort tranchant

Etant donné que la nervure, son armature longitudinale et les sollicitations à l'effort tranchant sont connues, on vérifie si un renfort vertical est nécessaire ou non. Dans le cas où il l'est, on obtient des épingles verticales de renfort en accord avec une table de diamètres/séparation.

Dans le cas de l'Espagne, on applique la norme EHE, avec possibilité d'utiliser une formule alternative optionnellement basée sur les normes EF. Son utilisation n'est pas recommandée excepté si vous possédez une expérience suffisante et assumez l'article 1er de la EHE.

**Ancrage de l'armature inférieure.** En respectant ce qui est indiqué dans les différentes normes, on obtient les longueurs d'ancrage aux appuis extrêmes, qu'il s'agisse de poutres ou d'éléments porteurs, en cotant les longueurs extrêmes des barres, et des pattes d'ancrage dans le cas où cela est nécessaire.

## 6.4. Poutrelles métalliques

### 6.4.1. Géométrie

On définit le type d'entrevous à utiliser, l'épaisseur de la couche de compression et de l'interaxe des nervures, dans lequel il est possible d'indiquer le type de profil à utiliser, qui sera un profil simple de forme T ou double T, parmi ceux définis dans la bibliothèque de profils sélectionnés.

Ils sont dimensionnés avec les mêmes critères appliqués aux poutres métalliques avec pour seule exception que, étant donné que tous les tronçons sont considérés comme isostatiques, c'est-à-dire articulés à leurs extrémités, le déversement n'est pas considéré car l'aile supérieure est considérée comme étayée par la couche de compression pour le dimensionnement aux moments positifs. Le dimensionnement aux moments négatifs n'est pas effectué, et sera donc affiché comme erreur dans les cas où cela arrive, comme par exemple dans le cas des porte-à-faux. L'union encastrée ou continue avec d'autres planchers de poutrelles soumises à des moments négatifs n'est pas détaillée, bien que le programme la calcule lorsque l'encastrement est nécessaire dans le calcul des efforts pour l'équilibre de ces barres.

Puisqu'aucune solution n'est donnée pour ces unions, le dimensionnement des poutrelles métalliques dans les zones de moments négatifs est laissé à l'appréciation de l'utilisateur.

Il est rappelé que le dimensionnement des profils se fait en flexion simple, avec des moments et efforts tranchants, en négligeant les efforts normaux et les efforts dans le plan du plancher, du fait du diaphragme rigide.

## 6.5. Poutrelles JOIST

### 6.5.1. Géométrie

Ce sont des nervures formées par des profils métalliques en treillis, comme un cintre formé de deux cordons (supérieur et inférieur) avec des diagonales de pas constant. Les cordons peuvent être des profils fermés de tube circulaires ou carrés doubles ou quadruples, ou ouverts d'angle double ou quadruple. Les diagonales seront de même profil mais simple, de la même série.

On définit l'épaisseur totale extérieure du treillis, l'interaxe et une dalle supérieure, qui n'est pas collaborante mais simplement résistante et qui supporte les charges appliquées.

### 6.5.2. Raideur considérée

C'est celle du treillis métallique formé par les cordons à la séparation définie, en prenant le premier profil défini dans les profils de l'ouvrage, ou celui qui a été assigné dans un calcul postérieur. De même que dans les poutrelles métalliques, leurs extrémités sont calculées comme tronçons isostatiques articulés, c'est pourquoi le dimensionnement n'est pas effectué pour les moments négatifs.

### 6.5.3. Dimensionnement de la poutrelle

De même que pour un treillis, les moments se décomposent en une compression appliquée au cordon supérieur, lequel est supposé ne pas flamber du fait de l'étalement de la dalle de béton, et en une traction dans le cordon inférieur. Les diagonales sont dimensionnées à la traction et/ou à la compression, les charges étant supposées appliquées aux nœuds et les efforts décomposés selon la géométrie, la hauteur et le pas du treillis. Ils sont considérés comme des barres biarticulées avec effets de flambement et d'une longueur effective égale à la longueur réelle de la diagonale.

Les déformations sont obtenues comme pour une poutre avec la raideur mentionnée précédemment.

## 6.6. Commentaires sur l'utilisation des planchers unidirectionnels

Les planchers de poutrelles mentionnés précédemment sont discrétisés dans le calcul de la structure comme une barre de plus dans le calcul intégré de la totalité de la structure, exprimée de telle façon qu'elle coïncide avec l'axe de chaque nervure définie. Il manque de pouvoir exprimer l'effet de répartition des charges que la couche de compression et l'entrevous réalisent, effet qui, dans la réalité, se produit face à la compatibilité des déformations. Même ainsi, le résultat est toujours plus proche que la supposition du comportement du plancher comme poutre continue sur appuis rigides articulés, supposition qui est uniquement vérifiée lorsque les poutres sont réellement rigides et que la raideur à la torsion est négligée, y compris lorsque les travées sont très déséquilibrées.

Dans la pratique, apparaissent des poutres plates et des poutres d'épaisseur qui, de par leurs portées de travail, fléchissent plus que ce qu'elles devraient, et présentent une flexibilité que le calcul détecte.

La compatibilité des déformations qui doit toujours être vérifiée, sauf lorsque les sections se rompent ou sont excessivement plastifiées, oblige à ce que les poutres et les poutrelles se déplacent de façon conjointe et solidaire. Cela donne lieu à des comportements imprévisibles ou anormaux dans les planchers unidirectionnels, menant à des phénomènes de « schizophrénie structurale », comme le définit bien dans ses écrits le professeur José Luis de Miguel. Ils sont normalement causés par le forçage de la conception de la structure obligeant les poutrelles à supporter les poutres.

Cela ne signifie pas que le calcul soit mauvais, mais que notre modèle est de conception structurale inadéquate et fait apparaître des comportements sortant de la pratique habituelle.

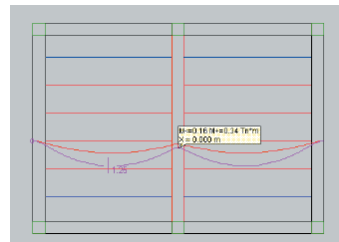


Fig. 6.2

Pour cette raison, à partir de la version 2002, chaque fois qu'un moment positif apparaît aux extrémités d'une poutre, le programme vous prévient en dessinant en rouge toutes celles qui ne conviennent pas.

Cela est particulièrement important dans les planchers de poutrelles génériques en béton (bien que l'on connaisse, a priori, le type de poutrelle) et dans ceux préfabriqués de poutrelles armées et précontraintes, dans lesquels il n'est a priori pas possible d'assurer l'ancrage au bord de l'appui de la poutre.

Face à cette circonstance, la décision peut être différente selon les cas :

- Changer la conception structurale, en réduisant les portées et en augmentant la raideur de la poutre.
- En articulant les bords des planchers pour que les planchers de poutrelles travaillent comme des tronçons isostatiques.
- En ayant recours à des poutrelles qui soient des nervures in situ et que l'armature inférieure puisse passer, avec ancrage et recouvrement.

Dans tous les cas, la consultation des courbes enveloppes des renforts dans les alignements de poutrelles est une étape inévitable, cet avis pouvant être négligé si le moment positif est très petit.

N'oubliez pas de consulter les diagrammes des efforts tranchants, car c'est à partir de ceux-ci que se déduit la transmission des charges des poutrelles aux poutres et, dans certains cas, il se peut que cette transmission soit faible, voire négative, tel qu'il a été mentionné.

Si nous nous habituons à réviser ces enveloppes, nous pouvons également « voir » ce qui arrive lors de l'introduction d'actions horizontales, de vent et de séisme, dans la structure.

Si notre conception structurale se base sur une conception réticulée plus ou moins orthogonale des poutres passant par les éléments porteurs, les poutrelles se limiteront normalement à transmettre des charges verticales aux poutres.

Si, au contraire, dans notre conception et dans la direction dominante des poutrelles, il n'y a pas de poutres reliant ainsi les supports, il se produit une espèce de poutre-portique virtuelle de celle(s) des poutres passant le plus près de l'élément porteur, de telle sorte que les efforts horizontaux sont supportés de la même façon que les autres portiques de la structure dans la même direction. Et il faudra être conséquent avec le modèle, principalement lorsque l'alternance des moments dans ces poutrelles conduit

à de forts moments positifs aux appuis, ce à quoi une solution doit être apportée, soit en armant convenablement ces nervures (in situ, massif, renfort aux positifs, etc.), en plaçant des poutres ou, si vous voulez « tromper » le modèle et faire en sorte qu'aucune poutrelle ne passe par le support, en introduisant des chaînages non structuraux équivalents, qui transmettent les charges verticales mais ne collaborent pas à la flexion par effet de portique.

Si même ainsi vous ne voulez pas que les poutrelles collaborent ou puissent le faire par torsion des poutres, n'introduisez pas de plancher et substituez-le par ses réactions supposées sur les poutres au moyen de charges linéaires calculées manuellement ou, si vous ne désirez pas en arriver là, faites un calcul en continuité des planchers et un ensemble seulement face aux charges verticales et, dans une copie, faites en sorte que toutes les travées soient isostatiques en articulant les bords (coefficient d'encastrement = 0), et en évitant comme il a été mentionné qu'il y ait une poutrelle qui passe par les éléments porteurs. Et dans le cas des poutrelles très proches de ces éléments porteurs, introduire un coefficient de raideur à la torsion dans les barres courtes très petit (0,001) pour ce calcul en particulier.

Evidemment, pour obtenir les résultats définitifs, il faudra réviser les deux calculs et faire les retouches manuelles qui couvrent les deux cas.

Avec cela, nous cherchons à attirer votre attention sur le fait qu'il n'est pas toujours évident d'obtenir le résultat attendu en utilisant d'autres méthodes approchées, en se fiant au fait que ces méthodes se basent sur la simple affirmation qu'elles 'fonctionnent' alors que, dans de nombreux cas, c'est l'absence de charges de service et l'utilisation de coefficients partiels de sécurité qui permettent le 'fonctionnement' de la structure.

Et, d'un autre côté, nous attirons l'attention de l'utilisateur afin qu'il revoie les résultats avec les outils dont il dispose, et qu'il les analyse.

## 7. Planchers inclinés

Les planchers inclinés peuvent être introduits dans **CYPECAD**, comme il est expliqué dans le **Manuel de l'utilisateur**, avec les possibilités et les limites indiquées.

Ils ont les mêmes propriétés que les planchers horizontaux. Le modèle structural généré lors de l'inclinaison d'un plan engendre logiquement une variation des dimensions des barres du plan, et les éléments porteurs qui y arrivent auront des longueurs différentes. Vous pouvez visualiser et consulter tout cela en activant l'option **Courbes enveloppes > Modèle 3D**, du dernier ouvrage calculé.

Pour 'voir' l'ensemble de l'édifice, utilisez la **Vue 3D** du bâtiment ou du groupe si vous désirez voir un niveau précis.

Il est très important de connaître l'information suivante sur les planchers inclinés :

- L'hypothèse de diaphragme rigide est maintenue, ce qui suppose qu'il n'y a pas de déplacement relatif entre 2 points du niveau, bien qu'ils s'agissent de plans inclinés différents.

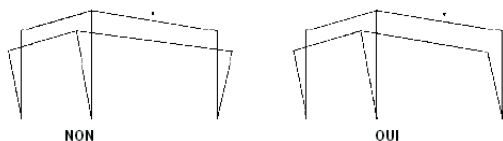


Fig. 7.1

C'est-à-dire que l'ensemble des plans horizontaux et inclinés se déplacent solidairement de façon horizontale, tout comme le veut le diaphragme rigide.

- Il est recommandé qu'aux arrêtes de rencontre avec les plans inclinés, auxquelles ont nécessairement été défi-

nies des poutres, il existe des supports qui soutiennent ces poutres de rencontre (b), sans qu'il s'agisse de concevoir des systèmes structuraux dans lesquels il est possible de suspendre des plans à d'autres.

Cela est important étant donné que le dimensionnement de tous les éléments qui appartiennent à des plans horizontaux ou inclinés, poutres, poutrelles, plaques allégées, dalles et planchers réticulés sont dimensionnés à la flexion simple et au cisaillement en négligeant l'effet de l'effort normal, qu'il soit de compression ou de traction. Vous devez donc éviter les conceptions structurales produisant inévitablement ces efforts.

N'oubliez pas que les efforts normaux apparaissent également avec les plans horizontaux ; il suffit d'analyser un simple portique ou linteau avec poteau d'une travée et les efforts normaux apparaissent dans le linteau et d'autre part, la raideur des supports varie. Et normalement, un effet de second ordre est considéré et négligé. Pour cela, nous insistons sur la bonne utilisation des planchers inclinés, afin que ces effets et les poussées possibles au vide non compensées puissent être importantes. En réalisant des conceptions structurales normales et sanctionnées par la pratique, nous rencontrerons difficilement des problèmes.

Dans les cas ne satisfaisant pas les recommandations précédentes, utilisez les 'poutres inclinées' (d, Fig.7.2) avec 6 degrés de liberté (en **jaune**), déjà connues et qui sont dimensionnées pour les efforts normaux.

- Lorsque vous voulez supprimer des poteaux au niveau des arêtes ou des noues, utilisez un plancher horizontal agissant comme tirant. Avec des pentes et des portées normales, ce plancher sera capable, grâce à une maille, d'absorber ces tractions.

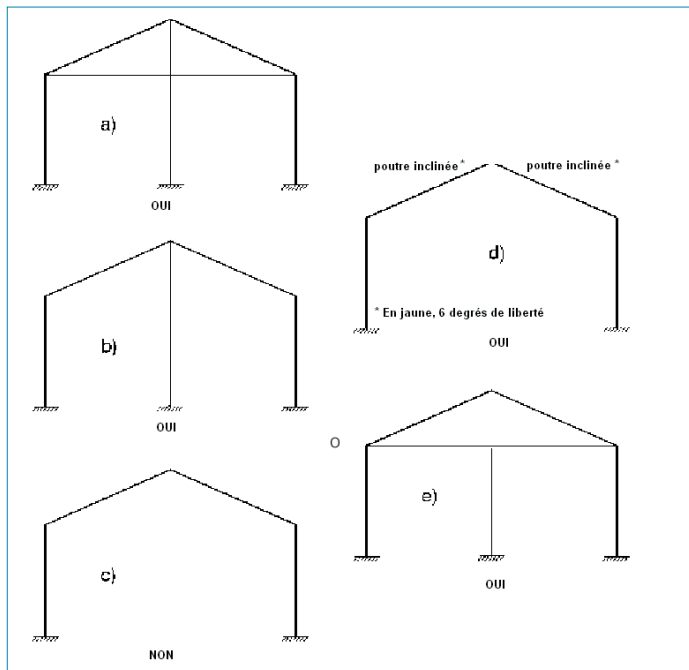


Fig. 7.2

- N'appuyez pas de planchers inclinés en simulant un appui sur mur, sauf si l'envergure est faible. En effet, l'appui sur mur (simulé) absorberait les poussées horizontales sans les transmettre au reste de la structure.

Ne le faites pas non plus dans les murs en maçonnerie, sauf si vous disposez d'autres éléments structuraux capables d'absorber ces efforts horizontaux.

Les murs en maçonnerie sont des éléments qui fonctionnent bien face aux charges verticales, mais mal face aux flexions normales à leur plan.

- Poutre commune. C'est un nouveau concept que nous utilisons pour définir des poutres qui appartiennent simultanément à deux groupes, l'un d'entre eux étant formé par un plancher incliné qui arrive à la poutre.

Dans les schémas (a et e, Fig.7.2), on se trouverait dans le cas de poutres extrêmes perpendiculaires au plan du dessin.

Elle reçoit les charges des deux planchers, et est visible dans les deux groupes, étant différenciée du reste des poutres par un trait discontinu au niveau de son axe. Elle est toujours dimensionnée comme une section rectangulaire bien que sa forme puisse être trapézoïdale de par l'intersection de deux planchers.

Les poutres de l'arêtier et de la noue possèdent la même condition, et sont dimensionnées comme des rectangles. Si, de plus, elles sont plates, bien que leur section se dessine en forme de V, elles sont dimensionnées comme rectangulaires.

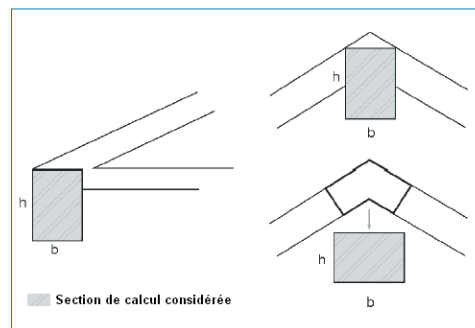


Fig. 7.3

- Les armatures des planchers inclinés (unidirectionnels, dalles et réticulés) sont représentées projetées dans les niveaux mais la cote notée représente la longueur réelle de calcul.
- Là où il y a des écarts, un symbole optionnel apparaît, pour connaître la forme des barres en ces points.
- Dans les planchers dalles et réticulés, la maille de calcul a été limitée ainsi que la disposition des armatures, qui est toujours orthogonale, une des armatures suivant la direction de pente maximale, et l'autre la direction perpendiculaire.
- Relativement aux actions appliquées :
  - Les poids propres des éléments structuraux, poutres et planchers dans les plans inclinés sont obtenus

nus et calculés de façon directe et automatique car leur grandeur réelle est connue.

- Les charges mortes (C.M.), c'est-à-dire les charges permanentes additionnelles de revêtement des plans inclinés, doivent être augmentées proportionnellement avec l'inclinaison du plan.

Par exemple, une pente de 100% (45°), qui est déjà une inclinaison importante, donnerait comme résultat :

$$p = \frac{q}{\cos \alpha} = \frac{q}{\cos 45^\circ} = \frac{q}{0.707} = 1.41q$$

- La surcharge d'exploitation n'a pas besoin d'être modifiée, car elle est considérée en projection horizontale, et ensuite, si la charge d'exploitation est égale à 1 kN/m<sup>2</sup>, 1 est la valeur qui doit être introduite comme surcharge du niveau (S.C.U.) ou comme charge surfacique dans une zone de contour polygonal comme charge spéciale.

Quant au calcul des charges linéaires, telles que par exemple les cloisons sur plans inclinés dont la hauteur verticale est constante et connue, il suffit de multiplier cette hauteur par le poids par mètre carré de cloison.

- La charge de neige doit être introduite comme charge d'exploitation.
- En ce qui concerne les actions horizontales, vous devez prendre en compte que :
  - Vent. Il est obtenu comme une unique charge au niveau de chaque niveau en faisant le produit de la largeur de bande définie par la somme des demies hauteurs du niveau, et est appliqué au centre géométrique du niveau. C'est une charge horizontale et il convient donc de garder à l'esprit que si la toiture possède des plans inclinés, la hauteur (h) du niveau est donnée par le point le plus haut de celle-ci, ainsi la charge horizontale de vent penchera toujours du côté de la sécurité.

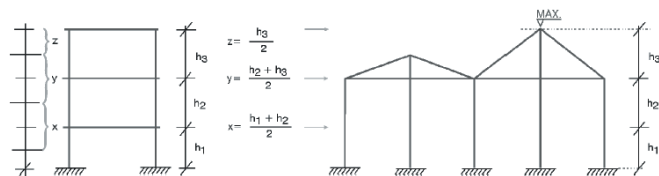


Fig. 7.4

Les composantes verticales et normales des plans inclinés (perpendiculaires au plan) ne sont pas considérées, étant donné que normalement, dans un bâtiment, bien qu'il puisse y avoir des pressions comprises entre 0,1 et 1 kN/m<sup>2</sup>, elles ne sont pas déterminantes et, si dans la charge d'exploitation, il a été considéré des valeurs minimales, toujours supérieures à cette pression de vent, il n'y a pas de quoi se préoccuper. Nous pensons logiquement aux toitures inclinées exposées au vent où le poids propre et les matériaux de recouvrement représentent environ 80% de la charge totale, dans les bâtiments normaux. Ce n'est pas le cas d'un hangar avec une toiture légère. Si c'est le cas, il faut faire en sorte que la charge introduite comme charge d'exploitation soit une enveloppe de celles de neige et de vent.

## 7.1. Dimensionnement des éléments

Comme il a été dit précédemment, ils sont dimensionnés à la flexion simple et au cisaillement, les efforts normaux étant négligés dans tous les éléments des planchers inclinés.

Le détail des armatures des alignements de poutres appartenant à des planchers inclinés est dessiné proportionnellement en pointillés.

Les armatures de négatifs des planchers unidirectionnels, et de positifs des planchers nervurés in situ, réticulés et des dalles sont dessinées en projection horizontale et cotées avec leurs valeurs réelles.



## 8. Longrines mixtes

Le calcul et le dimensionnement des longrines mixtes se fait selon la norme *UNE ENV1994-1-1 : Juin 1995 – Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton. Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments.*

Il est possible d'introduire des profils en acier (du type I) sous la dalle du plancher avec une partie supérieure en béton collaborant via l'utilisation de connecteurs.

Dans les extrémités unies aux éléments porteurs des longrines mixtes, on applique un coefficient d'encastrement partiel de 0,05 (de la même manière que pour les poteaux en tête du dernier niveau) avec pour but de réduire le moment négatif en appui en augmentant le positif.

Le dimensionnement des poutres mixtes est effectué de façon à ce que, dans la zone des moments négatifs, le profil métallique reprenne tous les efforts tandis que la section mixte les reprend dans la zone de positifs.

En ce qui concerne le calcul à la flexion, il n'est pas nécessaire d'indiquer la largeur de la tête collaborante car le programme la calcule automatiquement :

- Dans les planchers – dalles, elle correspond à la largeur efficace définie dans l'Eurocode 4.
- Dans les planchers – dalles inclinés, les planchers réticulés, les plaques allégées et les planchers de poutrelles, ce sera le minimum entre la largeur efficace et la largeur de l'aile plus 10cm de chaque côté si ce n'est pas le bord ; si ça l'est, le programme calcule la largeur de l'aile plus 10cm.

## 9. Planchers mixtes

Les planchers – dalles mixtes se composent d'une dalle et d'un bac nervuré lui servant de coffrage. Le bac peut être utilisé pour travailler d'une des deux façons suivantes :

- Seulement en coffrage perdu. En phase de construction, le bac supporte seul son poids propre, le poids propre du béton frais et les surcharges d'exécution. En phase de service, la dalle de béton armée reprend seule la fonction résistante.
- Comme bac collaborant (comportement mixte). En phase de construction, il travaille comme coffrage perdu (cas précédent). En phase de service, on considère que le bac se combine structurellement avec le béton durci et qu'il agit comme une armature de traction, en reprenant les moments positifs dans le plancher terminé. Le bac est capable de transmettre des contraintes inclinées au niveau de son interface avec le béton chaque fois qu'on dispose d'un encastrement mécanique donné par des déformations dans la tôle (creux ou bosses).

Le calcul et le dimensionnement des bacs se fait selon la *UNE ENV1994-1-1 : Juin 1995, l'Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton. Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments.*

Les dalles mixtes sont applicables aux constructions dans lesquelles les charges imposées sont majoritairement statiques, ainsi qu'aux bâtiments industriels dont les planchers peuvent être soumis à des charges mobiles.

L'épaisseur totale de la dalle mixte est limitée, ainsi que l'épaisseur sur les nervures des bacs et la hauteur minimum des boulons sur les nervures des bacs (dans le cas de longrines mixtes).

La bac peut être appuyé sur des longrines métalliques, métalliques mixtes, en béton, des murs, etc., un raccord minimum non considéré par le programme étant nécessaire.

Le processus de calcul et le dimensionnement se font en deux phases :

### a) En phase d'exécution

- Avec le calcul de la résistance du bac, on prend en compte le poids du béton, du bac d'acier et des charges d'exécution. Les charges d'exécution représentent le poids des ouvriers et des équipes de bétonnage et prennent en compte tout impact ou vibration pouvant avoir lieu durant la construction.
- Pour le calcul de la flèche, les charges d'exécution ne sont pas prises en compte.
- On considère internement un coefficient d'encastrement 0 des planchers avec leurs poutres de contour (nerfs isostatiques).
- Il est possible de dimensionner le bac dans le cas où tous les états limites ultimes ou états limites de flèches ne seraient pas vérifiés. Il est également possible de calculer la séparation entre étais sans dimensionner le bac. Si le résultat obtenu dans le premier cas n'est pas valide, alors on calcule la séparation entre étais.

### b) En phase de service

- En phase de service, on reprend le bac calculé dans la phase précédente.
- Par défaut, le programme assigne un coefficient d'encastrement 0 aux planchers, de façon à ce que la répartition des charges sur les poutres métal-

liques où s'appuie le plancher soit en accord avec la largeur de bande théorique, et que l'apparition de moments positifs aux appuis intermédiaires soit évitée. Cela peut seulement être atteint, comme expliqué, en assignant un coefficient d'encastrement égal à 0, indépendamment de la raideur des poutres, ou bien en prédimensionnant correctement les poutres. Un premier calcul et le dimensionnement des poutres étant réalisés, l'utilisateur peut changer le coefficient d'encastrement (compris entre 0 et 1) et répéter le calcul. Si l'utilisateur introduit un coefficient d'encastrement distinct de 0, deux cas peuvent se produire :

1.- Dans la phase précédente, un plancher sans étais (autoportant) a été obtenu, et il existe donc un bac qui convient. Dans ce cas, le plancher doit être calculé seulement avec la charge additionnelle postérieure à l'exécution du plancher, constituée des charges mortes et de la charge d'exploitation, étant donné que le bac reprend déjà le poids du plancher. Pour considérer uniquement ces charges de façon approximative, le programme considère des coefficients d'encastrement en continuité des planchers, qu'il calcule et applique intérieurement. A titre d'indication, la valeur du coefficient d'encastrement assigné aux planchers dépend de la relation entre le poids propre du plancher et la charge totale, en considérant un état de charge uniforme. La valeur du coefficient d'encastrement est :  $\text{Coef. encastrement} = \text{Coef. encastrement}_{\text{utilisateur}} \times (1 - (\text{poids propre plancher} / \text{charge totale}))$ .

2.- Dans la phase précédente, il a été obtenu un plancher avec étais. Dans ce cas, le programme prend en compte l'ensemble de la charge en phase de service. De plus, lorsque la continuité est considérée, le programme réalise le calcul en prenant en compte la valeur du coefficient d'encastrement au

bord assigné par l'utilisateur en un calcul élastique soumis à la charge totale = charge permanente + surcharge, ce qui équivaut à construire le plancher sur étais et à les retirer, le plancher restant soumis à cette charge totale.

- Il est possible de dimensionner le bac ou non. Vous pouvez également choisir de dimensionner l'armature de positifs, que vous ayez choisi de dimensionner le bac mais sans en trouver un convenable ou non. Dans les deux cas, s'il est armé aux positifs, on se passe de la collaboration du bac.
- Lorsqu'il est nécessaire de placer une armature à l'intérieur de l'épaisseur du béton, on placera au minimum une barre dans chaque nervure.

La résistance d'une dalle mixte est suffisante pour supporter les charges de calcul et pour assurer qu'aucun état limite de rupture n'est atteint. Les modes de rupture peuvent être :

- **Section critique I. Flexion** : valeur de calcul du moment fléchissant ultime au centre de la travée. Cette section peut être critique s'il y a connexion totale à l'interface entre la chape et le béton.
- **Section critique II. Effort rasant** : la résistance de la connexion est déterminante. La valeur de calcul du moment fléchissant ultime de la section 1 ne peut pas être atteinte. Cette situation est définie comme connexion partielle.
- **Section critique III. Cisaillement vertical et poinçonnement** : valeur de calcul de l'effort tranchant ultime lié à l'appui. Cette section est seulement critique dans certains cas spéciaux, par exemple dans les dalles de grande épaisseur et de petite portée avec des charges relativement grandes.

La valeur de calcul du moment fléchissant résistant de n'importe quelle section est déterminée par la théorie du moment résistant plastique d'une section avec connexion complète.

Pour l'obtention de l'aire efficace du bac d'acier, la largeur des creux et des bosses de la tôle est négligée. Cette donnée est celle introduite dans la fiche du bac validé par l'utilisateur.

Le programme calcule la valeur de calcul du moment résistant positif d'une dalle mixte selon que la fibre neutre soit située au-dessus de la tôle ou en elle.

Pour le calcul de l'effort rasant, on détermine la valeur de calcul de l'effort tranchant ultime qui est, en partie, fonction des coefficients 'm-k' fournis par les fabricants des bacs. Ce calcul correspond aux dalles sans ancrage aux extrémités, s'il existe un ancrage à l'extrémité, c'est-à-dire des boulons sur poutres mixtes, cela n'est pas pris en compte.

La valeur de calcul de l'effort tranchant résistant d'une dalle mixte est déterminée.

Le poinçonnement dû aux charges concentrées n'est pas analysé.

La fissuration dans les zones de moment fléchissant négatif n'est pas analysée.

Pour le calcul des flèches, on applique la **méthode de Branson**, puisqu'on connaît l'armature supérieure (de négatifs) et l'armature inférieure (soit la tôle, soit l'armature de positifs).

Dans les options de calcul du programme, il est possible de définir les coefficients de flèche pour la phase constructive et pour la phase de service.

Comme il a été dit précédemment, le programme vérifie et dimensionne de façon à ce que les limites de flèches définies par l'utilisateur ne soient pas dépassées dans la phase constructive. Cela est réalisé en augmentant l'épaisseur de la tôle et en plaçant des étais. Dans la phase de service, **CYPECAD** ne dimensionne pas la tôle mais vérifie la flèche.

## 10. Implémentations normatives

### 10.1. Implémentation norme espagnole

#### 10.1.1. Actions à considérer

##### Actions horizontales

Pour l'obtention de la charge de vent, on considère ce qui est indiqué dans la norme espagnole **N.T.E. charges de vent**.

Il suffit pour cela de définir la zone éolienne et la situation topographique.

##### Vent

La charge de vent par mètre carré est donnée en fonction de la position géographique du bâtiment, de sa situation, exposée ou non, et de la hauteur du niveau.

Il est possible d'appliquer des **coefficients réducteurs** pour chaque sens d'agissement du vent et ainsi, de prendre par exemple en compte, s'il est abrité par un autre bâtiment. Il est également possible d'indiquer la largeur de bande ou longueur exposée à l'agissement du vent.

La charge agissant à chaque niveau et dans chaque direction sera égale au produit de la charge unitaire, obtenue en fonction de la position géographique et de la hauteur par rapport au sol, multipliée par le coefficient réducteur, la moyenne des hauteurs des niveaux supérieur et inférieur et la largeur de bande définie.

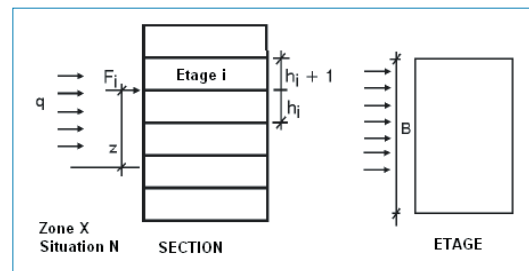


Fig. 10.1

$q = f(X, N, h)$  : Pression unitaire à la hauteur  $h$

$c$  = coefficient réducteur (0,1) : Coefficient de charges

$B$  : Largeur de bande orthogonale au vent

$i$  : niveau considéré

$h_i$  : hauteur inférieure

$p = q \cdot \left( \frac{h_i + h_{(i+1)}}{2} \right) \cdot B \cdot c$  : charge appliquée par niveau

La résultante de l'action de vent s'applique au centre géométrique défini par le contour du niveau. Si les déplacements du niveau sont donnés par rapport aux axes généraux, on obtiendra :

$$\bar{\delta} \begin{cases} \delta_{xp} : \text{déplacement X de l'étage} \\ \delta_{yp} : \text{déplacement Y de l'étage} \\ \theta_{zp} : \text{rotation Z de l'étage} \end{cases}$$

Et les forces appliquées :

$$\vec{F} \begin{cases} F_x = W_x \\ F_y = W_y \\ M_z = -W_x \cdot Y_{cg} + W_y \cdot X_{cg} \end{cases}$$

$$\vec{F} = K \cdot \vec{\delta}$$

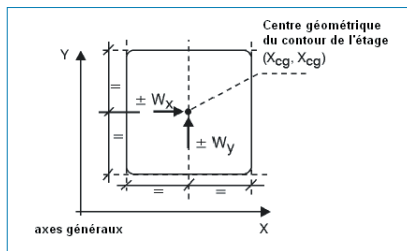


Fig. 10.2

On calcule les déplacements des hypothèses basiques dans les directions X et Y, qui passent de deux à quatre lorsqu'on les multiplie par leurs coefficients de charge correspondants dans chaque sens (+X, -X, +Y, -Y).

## Séisme

La norme **NCSE-94** est appliquée en accord avec le procédé d'analyse modale spectrale. Pour cela, les données suivantes doivent être indiquées :

- **Terme de localité.** L'accélération sismique basique  $a_b$  et le coefficient de contribution sont obtenus à partir d'une table.
- **Action sismique dans les directions X et Y.**
- **Durée de vie de la structure**, en années.
- **Amortissement  $\Omega$** , en pourcentage par rapport au critique, en calculant la valeur de  $\nu$ .

- **Coefficient de sol C**, selon le type de terrain, le spectre correspondant étant obtenu selon la norme.
- **Partie de surcharge à considérer.**
- **Nombre de modes à considérer.** Il est recommandé, de manière indicative, de considérer un nombre compris entre 3 et 30, le nombre de modes ne dépassant en général pas 6. Le plus sensé restant cependant de consulter la liste des coefficients de participation après la calcul, et de vérifier le pourcentage de masses mobilisées dans chaque direction, en vérifiant que la valeur soit élevée. Il est également possible que vous considériez un nombre excessif de modes, qui ne contribuent pas significativement et que vous pouvez donc éviter de prendre en compte si vous relancez le calcul, ceci afin de réduire le temps du processus.

Ayez à l'esprit que le modèle considéré suppose l'adoption de 3 degrés de liberté par niveau, en supposant pour cela les mouvements de solide rigide dans leur plan : deux translations X et Y et une rotation autour de l'axe Z. Les modes de vibration verticale ne sont pas considérés.

- **Ductilité.** Critère d'armature à appliquer par ductilité (pour appliquer les prescriptions indiquées dans la norme, suivant si la ductilité est élevée ou très élevée).

Les périodes de chaque mode considéré étant obtenues, on détermine **les déplacements pour chaque mode**. Les sollicitations sont obtenues en appliquant la règle de la valeur quadratique pondérée par les modes considérés en accord avec ce qui est indiqué dans les mémoires de calcul.

Vous pouvez consulter les valeurs des efforts modaux dans chaque direction dans les poteaux et les voiles, ainsi qu'aux nœuds des planchers – dalles et planchers réticulés. Dans les poutres, il est possible de consulter les courbes enveloppes.

## Prescriptions incluses dans le design des armatures :

### Poutres

- La longueur nette d'ancrage de l'armature longitudinale aux extrémités augmente de 15%.
- Les armatures de renfort supérieur et inférieur arrivant à un nœud possèdent une longueur minimum d'ancrage de 1.5 fois l'épaisseur de la poutre.
- Si l'accélération de calcul  $a_c \geq 0,16 g$  :

L'armature de montage et l'armature inférieure passante sera  $2 \phi 16$ .

Aux extrémités, l'armature mise en place sur une face sera au moins égale à 50% de celle calculée à l'opposé.

La quantité d'étriers augmente de 25% dans les zones de deux fois l'épaisseur du côté de chaque face d'appui. La séparation sera inférieure ou égale à 10 cm.

- Pour les structures de ductilité élevée et très élevée :  
Aux extrémités, l'armature mise en place sur une face sera au moins égale à 50% de celle calculée à l'opposé.

L'armature minimale longitudinale dans n'importe quelle section doit au moins être égale au quart de l'armature maximale dans cette face.

- Pour les structures de ductilité élevée :  
Placez des étriers plus rapprochés sur deux fois l'épaisseur du côté de la face d'appui.

$$s \leq \begin{cases} 8 \text{ fois le diamètre de la plus petite barre comprimée} \\ 24 \text{ fois le diamètre du cadre} \\ 1/4 \text{ de l'épaisseur} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

- Pour les structures de ductilité très élevées :  
Armature minimale supérieure et inférieure :  
Placez des étriers plus rapprochés sur deux fois l'épaisseur du côté de la face d'appui :

$$s \leq \begin{cases} 6 \text{ fois le diamètre de la plus petite barre comprimée} \\ 1/4 \text{ de l'épaisseur} \\ 15 \text{ cm} \end{cases}$$

### Poteaux

En tête et en pied des poteaux, on placera des cadres plus rapprochés, avec un minimum de :

- Ductilité élevée :  
15 cm  
Plus petite dimension du poteau/3
- Ductilité très élevée :  
10 cm  
Plus petite dimension du poteau/4

Les cadres du paragraphe précédent seront placés sur une longueur égale au maximum de :

- Ductilité élevée :  
45 cm  
2 fois la plus petite dimension du poteau  
hauteur du poteau/6  
la plus grande dimension du poteau
- Ductilité très élevée :  
60 cm  
2 fois la plus petite dimension du poteau  
hauteur du poteau/5  
la plus grande dimension du poteau

Si l'accélération de calcul  $a_c \geq 0,16 g$  :

- Vous devez sélectionner une table d'armature préparée pour vérifier au moins 3 barres par face et avec une séparation maximale de 15 cm.
- La quantité minimum augmente de 25%.
- Vous pouvez optionnellement placer des cadres dans le nœud, et les serrer plus en tête et pied du poteau.

**Selon la norme NCSE-2002.** La Norme de Construction Sismorésistante NCSE-02 a été implémentée. Dans celle-ci, la disposition transitoire de durée d'adaptation normative dit ce qui suit : « Les projets et constructions de nouveaux bâtiments et d'autres ouvrages pourront être ajustés, durant une période de deux ans à partir de l'entrée en vigueur de ce décret, au contenu de la norme jusqu'ici en vigueur ».

Les différences les plus importantes avec la norme NCSE-94 sont les suivantes :

- Carte de risque sismique. Elle varie légèrement. Quelques municipalités qui ne possédaient pas de séisme dans la norme précédente, possèdent maintenant une accélération sismique supérieure ou égale à 0,04 g.
- Accélération sismique de calcul. Nouvelle formule dans laquelle intervient le nouveau coefficient d'amplification du terrain.
- Spectre de réponse élastique. Nouvelle formule.
- Classification du terrain. Le terrain type III de la norme précédente est maintenant divisé en deux types, ce qui fait que l'on passe de trois à quatre types de terrains.
- Masses qui interviennent dans le calcul. Augmentation de la fraction de charge à considérer dans le cas de surcharges d'exploitation et de neige. Concrètement, dans le cas des logements, elle passe de 0,3 à 0,5 t/m<sup>2</sup>.

- Amortissement. Il est réduit pour le cas des structures en béton armé (où il est égalisé à celui des structures en acier laminé) et des murs.

## Matériaux à utiliser

### Acier dans les poutres et poteaux métalliques

Si vous sélectionnez des profils métalliques, souvenez-vous que vous devez sélectionner les normes EA-95 en vigueur, en appliquant pour chaque type d'acier :

**Aciers préformés.** EA-95-(MV-110)

**Aciers laminés / armatures.** EA-95-(MV-103)

Si vous calculez de plus la plaque d'ancrage au niveau de l'amorce, vous devez définir le type d'acier pour la plaque et les boulons.

## Norme EH-91

### Coefficients de pondération

#### Matériaux

Les coefficients de minoration sont :

**Béton.** Il aura une valeur comprise entre 1.4 et 1.7, et il variera selon le niveau de contrôle de qualité dans l'ouvrage.

**Acier.** On appliquera une valeur comprise entre 1.10 et 1.20, en accord avec le niveau de contrôle de qualité dans l'ouvrage ou l'absence de contrôle.

#### Actions

**1.4 à 1.8.** Actions permanentes d'effet défavorable.

**0.9 à 1.** Actions permanentes d'effet favorable.

**0.** Actions variables d'effet favorable.

**1.4 à 1.8.** Actions variables d'effet défavorable.



## Combinaisons

En accord avec les actions déterminées en fonction de leur origine et, en considérant leur effet favorable ou défavorable, ainsi que les coefficients de pondération précédemment définis, on réalise le calcul des combinaisons possibles du mode suivant :

$$\text{I. } \gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q$$

$$\text{II. } 0,9 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q) + 0,9 \cdot \gamma_{fq} \cdot W$$

$$\text{III. } 0,8 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q_{eq}) + F_{eq} \cdot W_{eq}$$

La notation employée est régie par l'art. 32 de la EH-91. Il existe un fichier qui contient les combinaisons les plus usuelles et qui est modifiable par l'utilisateur.

## Données d'entrée

### Données générales des actions

#### Vent

S'il y a du vent, il faut indiquer :

- La zone éolienne
- La situation topographique
- Le coefficient de charges
- Les largeurs de bandes par niveau

#### Séisme

S'il y a du séisme, d'après la norme NCSE-02, les données seront :

- Terme municipal de l'ouvrage
- Coefficient de risque
- Amortissement
- Coefficient du sol
- Part de charge à considérer

- Nombre de modes
- Ductilité
- Critères de ductilité

## Obtention des résultats

### Consultation à l'écran

#### Résultats de séisme selon NCSE-94

Il est possible de consulter la valeur pour chaque mode de vibration de la période, le coefficient de participation de masse dans chaque direction X, Y, et le coefficient sismique.

### Récapitulatifs

Il est possible de lister les résultats des charges appliquées de vent dans chaque direction X et Y et, dans le cas où le séisme est considéré, la liste des coefficients de participation, et les valeurs par écran.

### Vérification et dimensionnement des éléments

C'est la norme EH-91 qui est appliquée dans les paragraphes correspondant aux vérifications effectuées par le programme, indiquées dans le mémoire général. La fissuration n'est pas contrôlée étant donné que les données concernant le milieu ambiant ne sont pas demandées.

### Poteaux

L'excentricité accidentelle correspond au maximum entre 2cm et  $h/20$ .

L'**excentricité de 2<sup>nd</sup> ordre** par flambage est calculée lorsque l'élanement est compris entre 35 et 100. Si cette valeur est dépassée, la méthode à considérer est la méthode générale de la norme, qui n'est pas considérée dans le programme.

L'utilisation des effets de second ordre est recommandée. Vous pouvez l'activer dans les dialogues des actions horizontales, vent et séisme.

### Critère de ductilité pour poutres et poteaux

Si ces critères sont activés, on appliquera une série de conditions requises pour l'armature des poutres. S'il est considéré que la structure possède une ductilité haute ou très haute :

- Aux extrémités des poutres, l'armature longitudinale d'une face doit être au moins égale à 50% de celle de la face opposée.  
Armature inférieure  $\geq 0,5$  Armature supérieure  
Armature supérieure  $\geq 0,5$  Armature inférieure (aux extrémités)
- L'armature minimale longitudinale dans n'importe quelle section, doit au moins être égale au quart (1/4) de la maximale dans cette face.  
Armature minimum inférieure  $\geq \frac{1}{4}$  Armature maximale inférieure  
Armature minimum supérieure  $\geq \frac{1}{4}$  Armature maximale supérieure
- L'armature minimale longitudinale supérieure comme inférieure, ne dépassera pas 3.08 cm<sup>2</sup>.
- Sur une distance égale à deux fois l'épaisseur de la poutre, à côté des appuis, on placera des cadres séparés de la plus petite des distances suivantes :
  - un quart de l'épaisseur (1/4h)
  - 24 fois le diamètre du cadre
 Ductilité élevée :
  - 8 fois le diamètre de la barre la moins comprimée
  - 20 cm

Ductilité très élevée :

- 6 fois le diamètre de la barre la moins comprimée
- 15 cm

- L'effort tranchant est amplifié de 25%.
- En tête et pied des poteaux, on placera des cadres à une séparation égale à la plus petite des deux suivantes :

Ductilité élevée :

- plus petite dimension du poteau/3
- 15 cm

Ductilité très élevée :

- plus petite dimension du poteau/4
- 10 cm

- Les cadres du paragraphe précédent seront placés sur une longueur égale à la plus grande des suivantes :

Ductilité élevée :

- 45 cm
- 2 fois la plus petite dimension du poteau
- hauteur du poteau/6
- la plus grande dimension du poteau

Ductilité très élevée:

- 60 cm
- 2 fois la plus petite dimension du poteau
- hauteur du poteau/5
- la plus grande dimension du poteau

## 10.2. Implémentations norme portugaise

### 10.2.1. Actions à considérer

#### Actions horizontales

##### Vent

En accord avec ce qui est indiqué dans le R.S.A.

**Séisme**

En accord avec ce qui est indiqué dans le R.S.A, il est possible d'appliquer :

- Méthode statique (Rayleigh)
- Méthode dynamique (Analyse modale spectrale), étant indiqué que sont considérés simultanément les spectres de type I et de type II.

**10.2.2. Matériaux à utiliser****Acier dans les poutres et poteaux métalliques**

En fonction du type d'acier, sélectionnez la norme d'application qui sera :

**Acier préformés.** MV-110 (Portugal)

**Acier laminés.** R.E.A.E.

**10.2.3. Coefficients de pondération****Matériaux**

Les coefficients de minoration des matériaux sont :

**Béton.** 1.5

**Acier.** 1.15

**Actions**

Voir les coefficients applicables dans **Combinaisons**.

**10.2.4. Données d'entrée**

Données générales des actions

**Vent**

En accord avec la norme R.S.A.

**Séisme**

En accord avec la norme R.S.A.

**10.2.5. Vérification et dimensionnement des éléments**

Pour les vérifications indiquées dans le mémoire de calcul, on applique la norme R.E.B.A.P.

**Poteaux**

L'excentricité accidentelle est la plus grande des valeurs entre  $l_0/300$  et 2 cm.

L'excentricité de second ordre est calculée en accord avec ce qui est indiqué dans la norme.

L'excentricité par fluage est considérée. L'élançement est limité à 140.

**Critères de conception sismique**

Les critères d'amélioration de la ductilité ont été inclus.

- Aux extrémités des poutres, l'armature longitudinale d'une face doit être au moins égale à 50% de celle de la face opposée.  
Armature inférieure  $\geq 0,5$  Armature supérieure  
Armature supérieure  $\geq 0,5$  Armature inférieure (aux extrémités)
- L'armature minimale longitudinale dans n'importe quelle section doit au moins être égale au quart (1/4) de l'armature maximale dans cette face.  
Armature minimale inférieure  $\geq \frac{1}{4}$  Armature maximale inférieure  
Armature minimale supérieure  $\geq \frac{1}{4}$  Armature maximale supérieure
- Les armatures minimales longitudinales supérieure et inférieure auront un diamètre égal à 12 mm dans chaque coin.

- Sur une distance égale à 2 fois l'épaisseur de la poutre, à côté des appuis, on placera des étriers à la plus petite des séparations suivantes :
  - un quart de l'épaisseur ( $\frac{1}{4} h$ )
  - 15 cm
- L'effort tranchant est amplifié de 25%
- La contribution du béton pour la résistance à l'effort tranchant n'est pas prise en compte.
- La quantité minimum des cadres est de 0,2% avec du A235, et 0,1% avec du A400 et du A500.
- En tête et en pied, ainsi qu'au niveau du nœud des poteaux, on placera des étriers à une séparation égale à la plus petite des valeurs suivantes :
  - 10 cm
  - le diamètre minimum des étriers qui est de 8 mm.
- Les cadres du paragraphe précédent seront placés à une longueur égale à la plus grande des deux suivantes :
  - la plus grande dimension du poteau
  - la hauteur du poteau/6
- Si l'élançement dépasse 70, un message est émis.
- Si le moment normal maximal de calcul dépasse  $0,6 \cdot f_{cd} \cdot A_c$ , un message est émis.

### Voiles

- Si l'élançement dépasse 70, un message est émis.
- La quantité maximale est limitée à 4%.
- La quantité minimale doit être supérieure à 0,4%
- Si, aux bords, la contrainte dépasse  $0,20 \cdot f_{cd}$ , un message est émis.
- L'effort tranchant est augmenté de 10 %.

## 10.3. Implémentation de l'Eurocode 2 (EC-2)

La Norme Européenne Expérimentale ENV 1992-1-1, Partie 1-1 : Règles générales et règles de construction, a été implémentée pour tout ce qui touche aux bâtiments et sections de béton armé.

### 10.3.1. Matériaux à utiliser

#### Bétons

Ils sont définis par une série de bétons types :

C12/15, C16/20, C20/25, C25/30, C30/37, C35/45, C40/45, C45/55, C50/60.

$E_{cm} = 26000, 27500, 29000, 30500, 32000, 33500, 35000, 36000, 37000$

Où le premier nombre indique la résistance caractéristique  $f_{ck}$  au bout de 28 jours en éprouvette cylindrique exprimée en  $N/mm^2$  (MPa) ; et le deuxième nombre la même chose en éprouvette cubique. Dans toutes les formules où il apparaît, on utilise le premier nombre.

Le module d'élasticité sécante  $E_{cm}$  est celui correspondant à chaque type de béton selon ce qui est indiqué dans le paragraphe précédent.

Coefficient partiel de sécurité  $\gamma_c = 1,5$

#### Aciers

| Dénomination | Limite élastique ( $f_{yk}$ ) en $N/mm^2$ |
|--------------|---|
| S220         | 220                                       |
| S400         | 400                                       |
| S500         | 500                                       |

Module d'élasticité  $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$ .  
 Limite de déformation maximale = 0,01  
 Coefficient partiel de sécurité  $\gamma_s = 1,15$   
 Diamètres utilisés : 6, 8, 10, 12, 16, 20, 25

### 10.3.2. Combinaisons des actions

On considère ce qui est indiqué dans la norme ENV 1991-1, Eurocode 1, partie 1, Bases de calcul.

Les combinaisons basiques considérées sont les suivantes :

Etats limites ultimes (béton, équilibre des fondations, béton dans les poutres, acier laminé et armature, acier préformé).

a) Situations de projet définitives et transitoires :

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{Kj} + \gamma_{Q1} Q_{K1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} \psi_{0i} Q_{Ki}$$

b) Situation sismique de projet :

$$\sum_{j \geq 1} G_{Kj} + \gamma_I A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} Q_{Ki}$$

Avec :

$\gamma_{Gj}$ , si leur effet est favorable, et 1,35 s'il est défavorable  
 $\gamma_{Q1}, \gamma_{Gi}$ , si leur effet est favorable, et 1,50 s'il est défavorable

$\psi_{0i}$  = valeur de combinaison qui vaut :

- Catégories A, B, C et D : 0,7 (logements, bureaux, zones de réunion, commerces)
- Catégorie E : 1,0 (magasins)
- Charge de vent : 0,6

$\psi_{2i}$  = valeur quasi-permanente qui, d'après la table 9.3, est :

- Catégories A et B : 0,3 (logements et bureaux)
- Catégories C et D : 0,6 (zones de réunion, commerces)
- Catégorie E : 0,8 (magasins)

$\gamma_I$  : facteur d'importance qui sera pris égal à 1, en considérant cette valeur incluse dans l'action sismique.

$A_{Ed}$  : action sismique

$G_{Kj}$  : action permanente (poids propre, charges mortes)

$Q_{Ki}$  : action variable (charge, vent)

Pour les contraintes sur le terrain, (rupture du sol), change ce qui suit :

$\gamma_{Gj} = 1$ , qu'elle soit favorable ou défavorable

$\gamma_{Q1}, \gamma_{Gi} = 0$ , favorable et 1,3 défavorable

Il est rappelé qu'il s'agit d'un Etat Limite Ultime et que la contrainte sur le terrain doit donc être celle de calcul, c'est-à-dire en appliquant le coefficient partiel de sécurité.

### 10.3.3. Diagrammes contrainte – déformation

#### Béton

La déformation unitaire est limitée à 0.0035 en compression et à 0,002 en compression simple.

Le diagramme parabole-rectangle dans les éléments porteurs est adopté en limitant la contrainte de calcul à  $0,85 f_{cd}$ .

Pour les dalles et les poutres, le diagramme rectangulaire est accepté.

#### Acier

La limite de déformation unitaire est limitée à 0,01.

### Etat limite ultime face à l'effort tranchant

Il est vérifié que  $V_{sd} < V_{rd2}$  aux bords des appuis.

Si  $V_{sd} < V_{rd1}$ , on place un renfort à l'effort tranchant et toute section située à partir d'une hauteur utile ( $d$ ) est vérifiée.

$$V_{rd1} = [\tau_{rd} \cdot K \cdot (1,2 + 40 \rho_1)] \cdot b_w \cdot d$$

Avec :

$$\tau_{rd} = (0,25 f_{ctk}, 0,05) / \gamma_c$$

$$K = [1,6 - d \text{ (en mètres)}] \geq 1$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$$

$A_{sl}$  : aire d'armature longitudinale de traction

$$V_{rd2} = \frac{1}{2} v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,9 \cdot d$$

$$v = 0,7 - \frac{f_{ck}}{200} \geq 0,5 \text{ (} f_{ck} \text{ en N/mm}^2 \text{)}$$

Si  $V_{sd} \geq V_{rd1}$ , on a  $V_{cd} = V_{rd1}$  et on obtient

$$V_{wd} = V_{sd} - V_{cd} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}$$

Effort tranchant dans l'union de l'aile – âme dans les sections en T (poutres), l'effort rasant étant :

$$V_{sd} = \frac{\Delta F d}{a_v} = \left( \frac{V_{sd}}{0,9 d} \cdot \frac{b_1}{b} \right)$$

Vous devez vérifier que :

$$V_{sd} \leq \frac{A_{sf}}{s_f} \cdot f_{yd}$$

Dans les longrines, dans lesquelles la flexion des ailes est prise en compte, on prendra la plus grande des deux valeurs.

### Etat limite ultime face à la torsion

Vous devez vérifier que  $T_{sd} \leq T_{rd1}$  avec

$$T_{rd1} = 2 v \cdot f_{cd} \cdot t \cdot A_k$$

$$\left| \begin{array}{l} t \leq \frac{A}{u} \begin{cases} \leq h_0 \\ \geq 2c \end{cases} \\ A_k = (b - t) \cdot (h - t) \\ v = 0,7 \left( 0,7 - \frac{f_{ck}}{200} \right) \geq 0,35 \end{array} \right.$$

- Calcul de l'armature transversale (cadres et épingles dans les poutres)

$$2 \frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{T_{sd}}{A_k \cdot f_{ywd}} \text{ pour les cadres}$$

- Calcul de l'augmentation de l'armature longitudinale (dans les poutres)

$$\left( \frac{T_{sd}}{T_{rd1}} \right)^2 + \left( \frac{V_{sd}}{V_{rd1}} \right)^2 \leq 1$$

### Etat limite ultime de poinçonnement

Un contrôle de l'effort tranchant est effectué parallèlement aux appuis depuis  $0,5d$  et en incrémentant de sections homothétiques tous les  $0,75d$ . Si cela est nécessaire, des épingles verticales sont ajoutées en renfort. Cela est effectué dans les dalles et dans les zones massives des planchers réticulés.

### Etat limite ultime d'instabilité face au flambement

Il est vérifié dans les poteaux. En tant qu'éléments porteurs isolés, si l'élançement mécanique  $\lambda$  est inférieur à 25, on applique ce qui suit :

- Excentricité minimale :  $e_0 = \frac{h}{20}$
- Excentricité du 2<sup>nd</sup> ordre : elle est calculée selon la méthode de la colonne – modèle :

$$e_2 = K_1 \frac{l_0^2}{10} \left( \frac{1}{r} \right)$$

$$K_1 = \frac{\lambda}{20} - 0,25$$

$$K_1 = 1 \text{ si } \lambda > 35$$

$$\frac{1}{r} = \frac{2 \cdot K_2 \cdot \varepsilon_{yd}}{0,9 \cdot d}, \quad \varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s}, \quad K_2 = 1$$

l'excentricité de calcul sera :

$$e_{TOT} = e_0 + e_a + e_2$$

### Etats limites d'utilisation

- **Fissuration** : optionnellement, on peut calculer la largeur de fissure :

$$W_k = 1,7 \cdot S_{rm} \cdot \varepsilon_{rm}$$

$$S_{rm} = 50 + 0,25 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot \frac{\varphi}{\rho_r}$$

en flexion  $K_1 = 0,8$ ,  $K_2 = 0,5$

$$\rho_r = \frac{A_s}{A_{c,ef}}, \quad A_{c,ef} = 2,5(h - d) \cdot b$$

le contrôle est effectué dans les poutres (en considérant 50% de la surcharge).

- **Déformations** : on applique la méthode Branson, limitée pour chaque limite de flèche, avec les valeurs par défaut suivantes :

Flèche totale à long terme :  $L/250$

Flèche active :  $L/500$

### Autres prescriptions

- Quantité mécanique minimale de l'armature de traction :

$$A_s = K_c \cdot K \cdot f_{ct,ef} \cdot \frac{A_{ct}}{\sigma_s}, \text{ est la condition de rupture}$$

fragile, exprimée dans le programme par :

$$A_s \cdot f_{yd} \geq 0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd}$$

- Fissuration due à l'effort tranchant :

Si  $V_{sd} > 3 V_{cd}$ , la séparation des cadres (poutres) est limitée

| $\frac{V_{sd}^3 V_{cd}}{\rho_W \cdot b_W \cdot d} \text{ (N/mm}^2\text{)}$ | <b>S (mm)</b> |
|--|---------------|
| $\leq 50$  | <b>300</b>    |
| 75   | <b>200</b>    |
| 100  | <b>150</b>    |
| 150  | <b>100</b>    |
| 200  | <b>50</b>     |

Armature de peau si l'épaisseur est supérieure ou égale à 1m.

$$A_{peau} = 0,04 A_c \cdot f_{cd}, \text{ la séparation étant limitée.}$$

S-400,  $\varnothing_{max} = 25 \text{ mm}$ ,  $S \leq 250 \text{ mm}$

S-500,  $\varnothing_{max} = 20 \text{ mm}$ ,  $S \leq 200 \text{ mm}$

## Prescriptions des détails

### Position des armatures et des longueurs d'ancrage

- Position I, bonne adhérence, barres verticales, armature inférieure, et supérieure si l'épaisseur de la pièce est  $\leq 250$  mm.
- Position II, mauvaise adhérence.

La finalisation de la patte d'ancrage normalisée permet d'obtenir  $l_{b,nette} = 0,71 l_b$ .

- Position I :  $l_b = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}}$  ; en position II :  $l_b = \frac{l_b}{0.7}$

Si l'aire nécessaire d'après calcul est inférieure à celle réellement mise en place, alors :

$$l_{b,nette} = l_b \cdot \frac{A_{s,nec}}{A_{s,réelle}} \geq \alpha \cdot l_b$$

Avec :

$\alpha = 0,3$  dans les barres en traction

$\alpha = 0,6$  dans les barres en compression

De plus,  $l_{b,nette}$  sera supérieure à 15 diamètres et 200 mm.

Dans l'armature verticale dans les voiles et les murs, des recouvrements sont réalisés au niveau de l'amorce de chaque niveau, en multipliant par un facteur  $\alpha_1$ , selon que les barres soient en compression ou en traction, avec dans ce dernier cas :

$\alpha_1 = 1,4$  (si  $\alpha < 10\phi$ , recouvrant plus de 50% des barres)

$\alpha_1 = 2,0$  (si  $\alpha > 10\phi$ , recouvrant plus de 50% des barres)

## Éléments structuraux

### • Éléments porteurs

Si  $\frac{b}{h} \leq 4$  correspond à un poteau, cela peut parfois être un noyau.

Armature minimale longitudinale :  $\phi 12$  mm.

Quantité minimale  $A_{s,min} = 0,15 \frac{N_{sd}}{f_{yd}} \geq 0,003 A_c$

Quantité maximale  $\leq 0,08 A_c$

Treillis (cintres) :

$$\text{Diamètre minimal} \begin{cases} \phi 6 \text{ mm} \\ \geq \frac{1}{4} \phi \text{ longueur minimale} \end{cases}$$

$$\text{Séparation maximale} \leq \begin{cases} 12\phi \text{ longitudinal} \\ \text{plus petite dimension transversale} \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$$

En tête et en pied, et sur une hauteur égale à la plus grande dimension transversale, la séparation est multipliée par 0,6.

### • Poutres :

Armature minimale :

$$A_s \geq 0,04 A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \geq 0,6 \frac{b \cdot d}{f_{yk}} \geq 0,0015 \cdot b \cdot d$$

Armature maximale :  $A_s \leq 0,04 A_c$

Ancrage de l'armature inférieure :

- En appuis extrêmes : l'ancrage sera égal à la moitié de la valeur de l'effort tranchant (0,9).



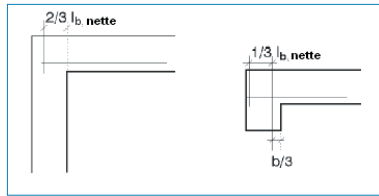


Fig. 10.3

Au moins 25% de l'armature de la travée sera ancrée.

- En appuis intérieurs : l'ancrage sera au moins de  $10\phi$  depuis la face de l'appui, et depuis l'axe de la longueur minimale.
- Quantité minimale d'armature transversale (cadres et épingles) :  $\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot bw}$

| Classe de béton | Classe d'acier |        |        |
|-----------------|----------------|--------|--------|
|                 | S220           | S400   | S500   |
| c12/15 à c20/25 | 0,0016         | 0,0009 | 0,0007 |
| c25/30 à c35/45 | 0,0024         | 0,0013 | 0,0011 |
| c40/50 à c50/60 | 0,0030         | 0,0016 | 0,0013 |

Séparation maximale entre cadres :

$$V_{sd} \leq \frac{1}{5} V_{Rd2} : S_{max} = 0,8 d \leq 300 \text{ mm}$$

$$\text{Si } \frac{1}{5} V_{Rd2} < V_{sd} \leq \frac{2}{3} V_{Rd2} : S_{max} = 0,6 d \leq 300 \text{ mm}$$

$$V_{sd} > \frac{2}{3} V_{Rd2} : S_{max} = 0,3 d \leq 200 \text{ mm}$$

Séparation maximale transversale entre les épingles :

$$\text{Si } V_{sd} \leq \frac{1}{5} V_{Rd2} , S_{max} \leq d$$

Si  $V_{sd} > \frac{1}{5} V_{Rd2}$  , on applique la même chose que dans le paragraphe précédent pour chaque intervalle.

Armature de torsion :

Elle vérifiera les séparations indiquées pour l'effort tranchant et que  $S_{max} \leq u_k/8$  ,  $u_k$  étant le périmètre efficace. L'armature dans les faces, mise en place en tant qu'armature de peau pour résister à la torsion, ne devra pas être séparée de plus de 350 mm.

#### • Dalles massives

L'armature est ancrée en décalant d'une épaisseur utile  $d$ , l'armature secondaire sera 20% de la principale. La séparation maximale sera :

$$\text{Armature principale } \leq 1,5 h \leq 300 \text{ mm}$$

$$\text{Armature secondaire } \leq 2,5 h \leq 300 \text{ mm}$$

Les quantités minimales et maximales seront celles indiquées pour la flexion.

#### • Murs en béton armé

La relation (plus grand côté) / (plus petit côté) sera  $\geq 4$ , si cela n'est pas vérifié, il s'agit d'un poteau et ce sont les quantités minimales pour ces derniers qui seront appliquées.

Quantités minimales et maximales / séparations.

$$\text{Armature verticale : } \left\{ \begin{array}{l} \geq 0,004 A_c \\ \leq 0,04 A_c \end{array} \right\} \quad \begin{array}{l} s \leq 2 \cdot \text{épaisseur} \\ s \leq 300 \text{ mm} \end{array}$$

$\geq 50\%$  de l'armature verticale

Armature horizontale :  $s \leq 300 \text{ mm}$

$$\phi_h \geq \frac{1}{4} \phi \text{ vertical}$$

Si la quantité d'armature verticale est  $\geq 0,02 A_c$ , on placera une armature de liaison transversale.

# 11. Structures 3D intégrées

Depuis la version 2007, et pour les utilisateurs ayant acquis le programme CYPE 3D, une liaison a été réalisée entre les deux programmes, de façon à pouvoir définir une ou plusieurs zones indépendantes en tant que **Structures 3D intégrées** et connectées à la structure générale des groupes et de leurs niveaux dans CYPECAD.

Nous allons exposer l'exemple suivant : un centre commercial avec planchers – dalles (CYPECAD) dont la couverture est métallique (CYPE 3D) et qui possède une zone de terrasse partiellement couverte avec des pergolas en bois (CYPE 3D).

De nombreux autres exemples pourraient être définis, mais nous nous concentrons sur les caractéristiques principales.

## 1. Connexion entre les structures : (CYPECAD – Structure 3D intégrée)

- Elle se fait sur des poteaux existants ou en créant des amorces (dans Entrée des poteaux)
- Il est possible d'ajuster la nouvelle barre au centre, aux faces ou aux sommets.
- L'union (liaison extérieure) peut être encastrée ou articulée, et il est possible de définir des déplacements et des rotations en co-action.
- Il est possible de définir des dénivelés dans la connexion, de manière à connecter la zone moyenne de n'importe quel poteau ou amorce.

## 2. Types de nœuds dans une structure 3D (liaison intérieure)

- Encastrés
- Articulés

## 3. Coefficients d'encastrement des barres

- Définissables à l'origine et à l'extrémité de la barre
- Valeurs entre 1 (encastrement) et 0 (articulation)

## 4. Génération de nœuds aux points de coupe

- Optionnellement, il est possible de générer un nœud ou non lorsque deux barres se croisent dans un même plan. Par exemple les diagonales des croix de Saint-André.

## 5. Coefficient de flambement par compression des barres

- Attribution manuelle
- Par la méthode approchée (valable pour les structures réticulées planes avec des barres sensiblement orthogonales entre elles).

## 6. Matériaux des barres à décrire

- Acier laminé et armé
- Acier préformé
- Bois

7. La méthode tridimensionnelle et la méthode de calcul correspondent à ce qui est dit dans le mémoire de calcul de CYPE 3D

8. Toutes les hypothèses et combinaisons générées sont communes

9. Toute **Structure 3D intégrée** peut être calculée, dimensionnée et vérifiée indépendamment. Les nœuds des appuis avec liaison extérieure sont pris en compte.
  
10. Lorsque la structure générale de CYPECAD est calculée, les deux modèles sont intégrés à une matrice d'ensemble qui se résout avec les profils actuels de chaque **Structure 3D intégrée**, avec les hypothèses de charge qui, étant communes, sont complètement intégrées. Cela doit être différencié du processus dans lequel une partie de la structure est calculée en passant sur ses réactions et l'autre partie est calculée, car ce dernier calcul n'est pas un calcul intégré.

## 12. Interaction de la structure avec les éléments constructifs

L'étude des effets produits par un tremblement de terre sur des bâtiments, démontre la nécessité d'encourager le développement d'outils de calcul pour faciliter l'analyse des structures soumises à des actions sismiques plus réaliste.

Le risque sismique implique deux concepts fondamentaux : le risque sismique et le comportement dynamique de structures soumises à des actions extérieures accidentelles. La compréhension actuelle de ces deux concepts est encore limitée en raison de la grande incertitude existante sur les informations et les méthodes pour les étudier.

Par exemple, pour le risque sismique, la prévision est incertaine, la localisation et la quantification de la force d'un tremblement de terre, alors que pour le comportement dynamique des structures l'incertitude se concentre sur la connaissance du comportement même de la structure, de la qualité des matériaux de construction, des processus de construction, etc.

Le travail de développement de ce module a été centré sur l'étude du comportement dynamique de la structure et son interaction avec le reste des éléments non structurels qui forment une partie du bâtiment, ainsi que sur la détermination des efforts de conception défavorables résultant de la combinaison d'action sismique avec d'autres actions statiques simultanées.

Aujourd'hui, dans le calcul structurel des bâtiments, l'application de différentes méthodes d'analyse avec différents degrés de complexité est possible. Une procédure simple est d'utiliser une méthode statique simplifiée basée sur l'obtention de forces statiques équivalentes, permettant ainsi d'éviter d'avoir à effectuer une analyse du comporte-

ment dynamique de la construction. En plus des restrictions dans son champ d'application, d'éventuelles inexactitudes de la méthode sont compensés par un surdimensionnement qui réduit les possibilités de conception architecturale qui en résulterait.

Les réglementations actuelles, plus généralistes, intègrent l'analyse modale sur les spectres de réponse maximale. A partir d'un modèle en trois dimensions de la structure qui prend en compte les degrés de liberté les plus représentatifs, et les spectres de réponse définis pour chaque norme basée sur différentes variables (zone sismique, type de sol, etc. .), les contraintes maximales pour chaque mode de vibration de la structure sont obtenues.

L'Analyse modale spectrale est une méthode d'analyse dynamique qui détermine la réponse maximale de la structure à partir de ses modes de vibration (déformations –vecteurs de forces) et leurs fréquences respectives naturelles de vibration (valeurs propres). La réponse finale de la structure est une combinaison appropriée de ces contributions modales. L'application de cette méthode d'analyse est effectuée sur la base des considérations générales suivantes :

- Les modes de vibration du système devraient être obtenues en utilisant des méthodologies établies dans la dynamique structurelle.
- Il faut prendre en compte tous les modes de la structure qui contribuent de manière significative à la réponse dynamique de ce dernier.
- La réponse maximale de chaque mode est obtenue en utilisant l'ordonnée du spectre de calcul définie selon la réglementation en vigueur pour la période de vibration propre du mode.

- Les réponses maximales modales pour chaque variable impliquées dans l'analyse (déplacements, déformations, forces, efforts, etc.) sont combinés pour obtenir la réponse maximale totale résultant de l'action sismique.

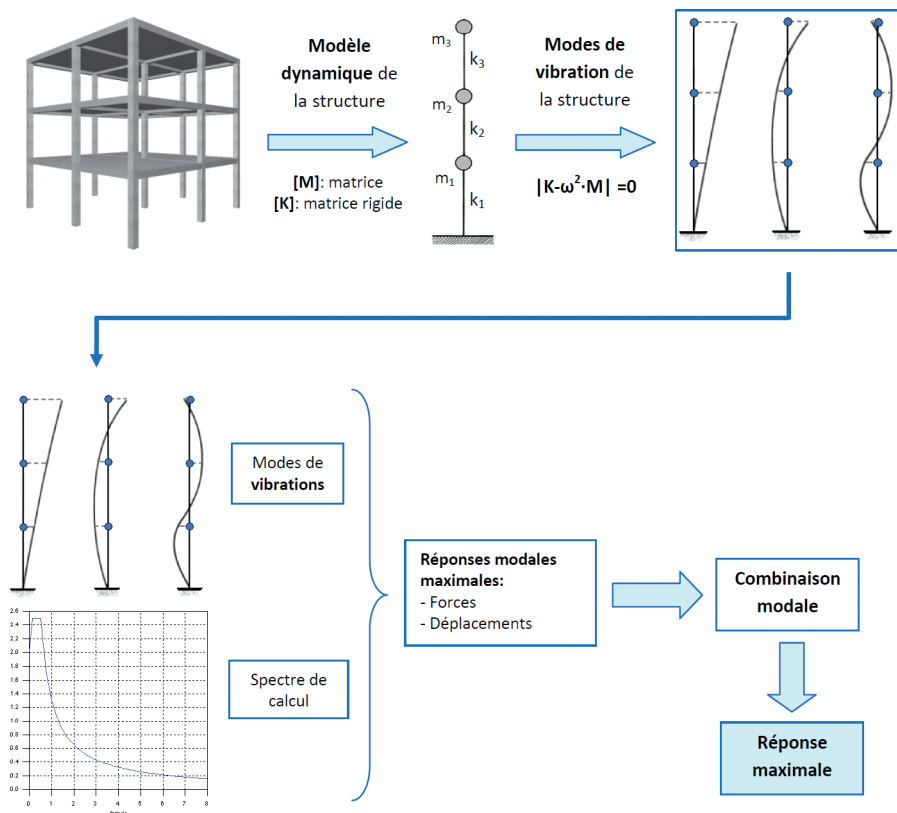


Fig. 12.1. Schéma récapitulatif du processus d'analyse dynamique modale spectrale

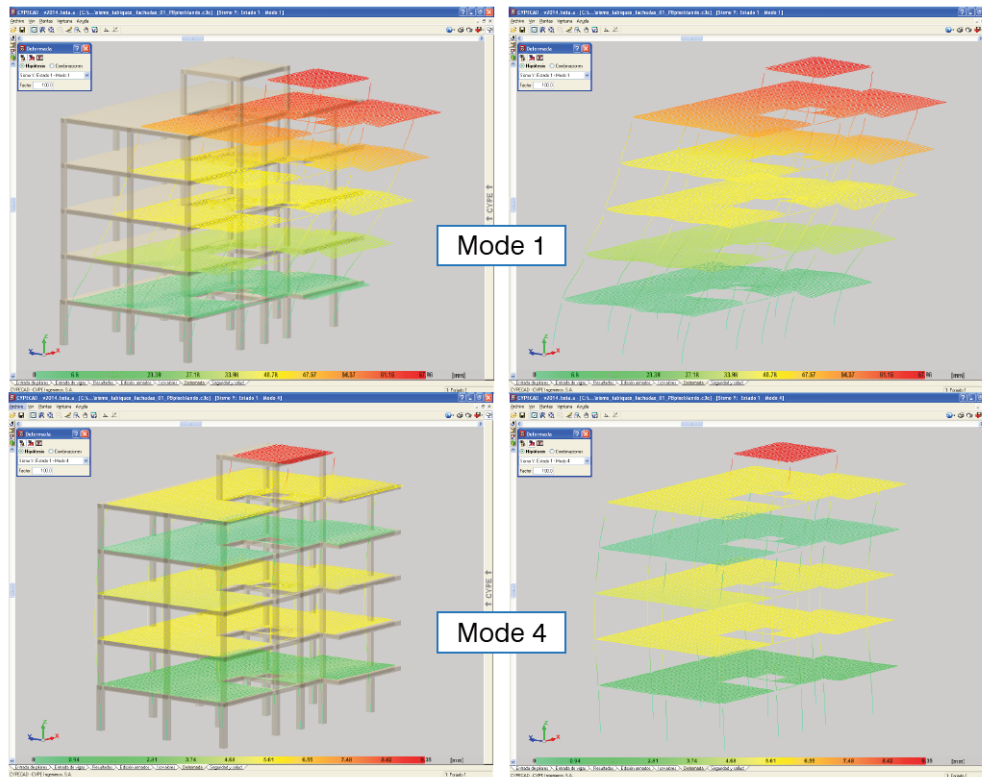


Fig. 12.2. Déformations associées aux modes de vibration calculés par le logiciel pour une structure déterminée

Dans un grand nombre de bâtiments de type logement dans les zones urbaines, le rez-de-chaussée est destiné à un local commercial ou une activité tertiaire, et les niveaux supérieurs au logement. Les planchers sont en général en béton armé en dalle massive ou en planchers sur poutrelles, reposant sur des poutres.

Quand il n'existe aucun élément antisismique, comme c'est le cas des éléments résistants (murs de refend), les forces horizontales du séisme sont contrées par la raideur de

l'encastrement entre les poteaux et les poutres (nœud rigide).

Les murs et les cloisons des bâtiments sont considérés comme des éléments «non-structuraux», cependant, lors d'un tremblement de terre ils apportent de la rigidité à la structure, et modifient ainsi la répartition et l'ampleur des contraintes dues à l'action sismique. Par exemple, quand il y a une répartition inégale des rigidités associées aux cloisons entre les niveaux, les forces horizontales ont une in-

fluence plus importante en produisant des efforts tranchants très élevés dans les poteaux de raideur plus faible. S'ils ne sont pas correctement conçus, les efforts peuvent causer une rupture fragile, ce qui mettrait en péril la stabilité du bâtiment qui pourrait même présenter le risque de s'effondrer.

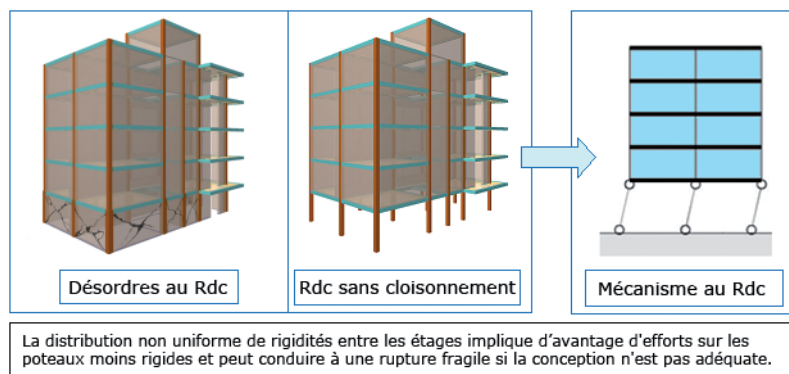
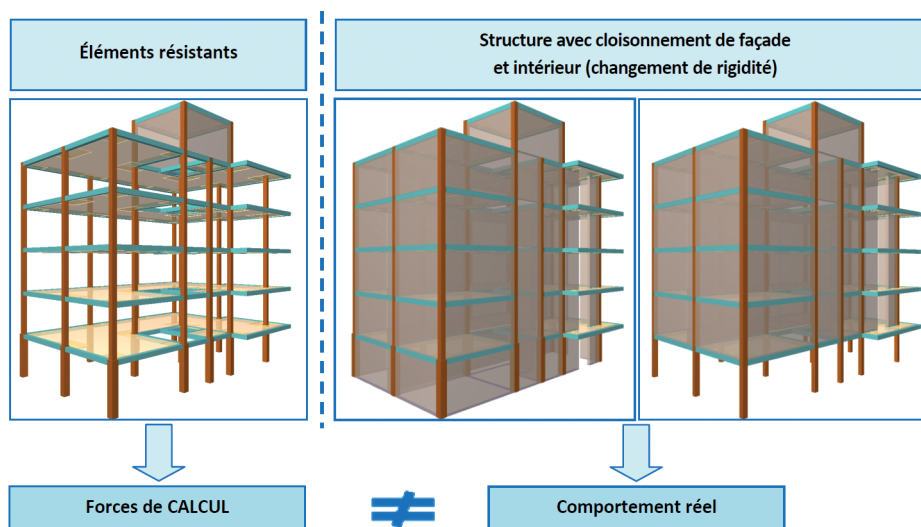


Fig. 12.3

La plupart des normes parasismiques identifient la nécessité de considérer l'écart de rigidité qui se produit sur la hauteur du bâtiment en présence de niveaux d'élanement différent, ou lorsque l'un des niveaux est non cloisonné (ouvert), comme c'est souvent le cas pour les rez-de-chaussée destinés à une activité commerciale.



**Fig. 12.4.** Le plan actuel se base uniquement sur des modèles qui prennent en compte les éléments structurels résistants. Cependant, une analyse plus rigoureuse devrait considérer la rigidité et la résistance additionnelle des murs et cloisonnements.

Tout cela rend nécessaire le fait de définir et de résoudre divers modèles de calcul linéaires qui couvrent différentes situations pouvant se produire dans la réalité. A priori, il n'est pas possible de connaître la situation la plus défavorable puisque, dans de nombreux cas, le changement de type de maçonnerie produit des changements brusques de rigidité et des effets indésirables sur les éléments structurels.



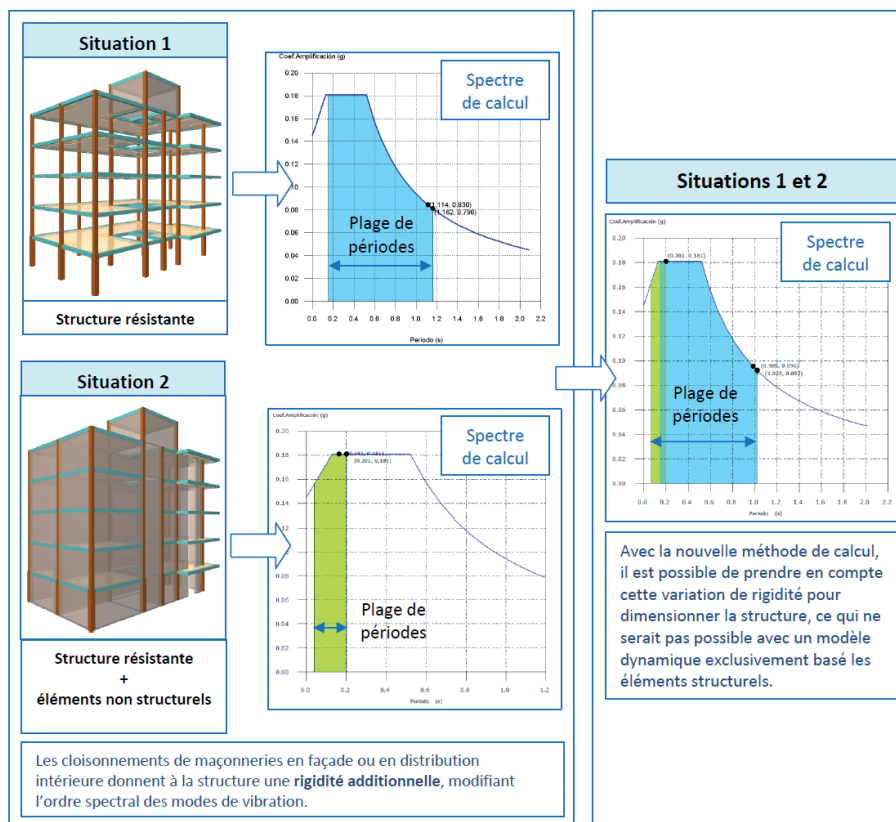


Fig. 12.5. Le nouvel outil permet la vérification du comportement de la structure pour différentes situations afin de garantir une réponse correcte avec toutes les hypothèses possibles de comportement d'un séisme.

Ainsi, la méthode de calcul mis au point est capable d'estimer avec une précision suffisante le comportement l'immeuble pendant un tremblement de terre, compte tenu des éléments structurels et en prenant aussi en compte l'influence que peut avoir le reste des éléments constructifs sur ces derniers. Dans les paragraphes suivants, nous présenterons un exemple de calcul, qui montre l'importance de la vérification des états ou situations possibles de la structure et son interaction avec les éléments non structurels.

## 12.1. Modèle d'analyse de l'influence des éléments constructifs non structurels

La prise en compte dans le calcul de la rigidité des éléments non structurels introduits est effectuée en utilisant la méthode proposée par le Centre international pour les méthodes numériques en ingénierie (CIMNE) de l'Université Polytechnique de Catalogne (UPC). Il est nécessaire de signaler que cette rigidité se développe seulement si l'élément non constructif est placé latéralement entre les po-

teaux, des écrans ou des murs en béton porteurs. Dans le cas contraire, le programme génère la charge linéaire fixée, mais n'ajoute pas de raideur additionnelle à la structure principale.

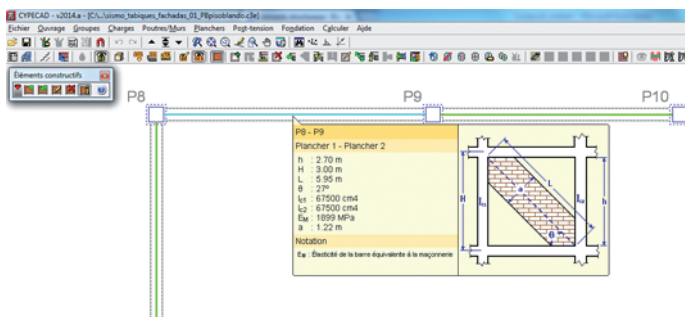


Fig. 12.6

## 12.2. Etats de rupture ou de fissure

La méthode de calcul développée permet de réaliser une analyse modale dynamique spectrale de modèles dynamiques successifs générés automatiquement, y compris la rigidité des éléments non structuraux (murs et cloisons) et de la situation ou de l'état de ces derniers.

Il est possible de prendre en compte dans le calcul, seulement deux états de calcul extrêmes: celui correspondant au comportement de la structure sans l'intervention d'aucun élément constructif et celui qui prend en compte l'effet de tous les éléments constructifs confinés latéralement, en considérant qu'ils n'ont pas subi de fissuration ou de rupture.

Il est possible également de considérer la génération automatique d'états intermédiaires en appliquant un critère de dégradation et de rupture progressive d'un élément en fonction du déplacement relatif de ses extrémités. Dans chacun de ces états intermédiaires, chaque élément constructif confiné entre porteurs structuraux apportera un pourcentage de sa raideur en fonction du niveau d'endommagement ou de dégradation qu'il aura atteint.

La génération automatique des états intermédiaires démarre à partir d'un modèle dans lequel on considère que l'effet de tous les éléments constructifs est totalement effectif. Une analyse modale spectrale du modèle produit un déplacement relatif entre les extrémités de chaque élément constructif qui, avec l'application du critère de rupture, se traduit par un niveau de dommages déterminé. Le dommage (ou la fissuration) subi par l'élément provoque une variation dans sa rigidité. Les nouvelles rigidités calculées pour chacun des éléments constructifs sont incluses dans un nouveau modèle dynamique sur lequel est réalisée l'analyse modale suivante. A partir de là, on obtient de nouveaux déplacements relatifs, et chaque élément atteint un nouveau niveau de dommages subis, avec une variation de rigidité conséquente ; ce qui permet de générer le modèle suivant. On procède ainsi de manière successive pour chaque hypothèse de séisme considérée.

Ce processus itératif s'arrête lorsque le niveau de dommages se stabilise, du passage d'un état à l'autre, (c'est-à-dire lorsque la différence entre les niveaux de dommages de l'état calculé en cours et du dernier état calculé est inférieure à 5% dans chaque élément) ou alors lorsqu'on atteint le nombre maximum d'itérations établi par l'utilisateur. Ce sera l'état final.

Etant donné que la génération automatique d'états intermédiaires peut multiplier le nombre d'hypothèses de séisme considérées et donc augmenter le temps de calcul de manière importante, il est possible de configurer ce processus itératif pour que le dimensionnement ne prenne en compte que l'état final, sans prendre en compte les états intermédiaires.

Si l'option d'obtenir les états de fissurations intermédiaires est maintenue, il sera possible de consulter dans l'onglet Résultats > Eléments constructifs > Niveaux d'endommagement pour chaque élément, les déplacements relatifs et le niveau d'endommagement associé à chaque état généré par un mode sismique.

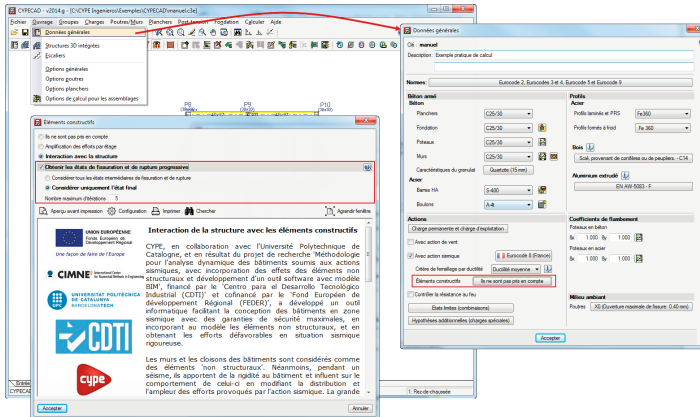


Fig. 12.7

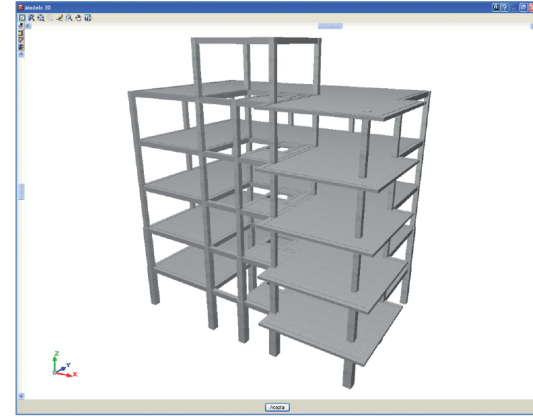


Fig. 12.9

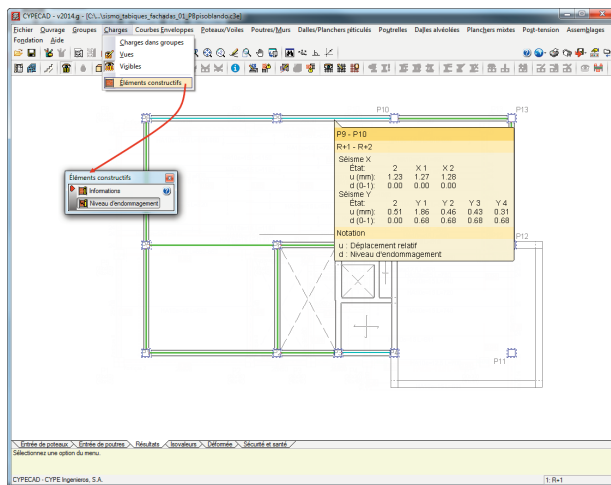


Fig. 12.8

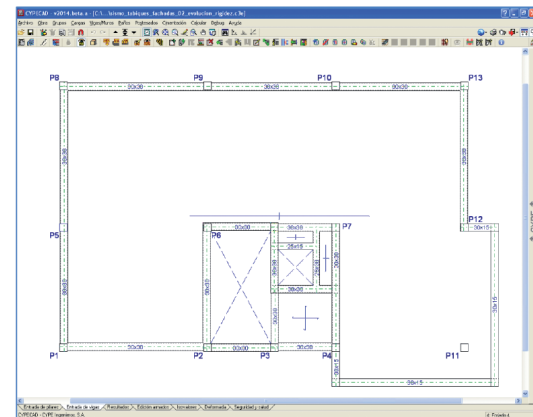


Fig. 12.10

## 12.3. Exemple de calcul

Dans cet exemple, nous étudierons le comportement face à un tremblement de terre d'un bâtiment et nous visualiserons la rigidité que lui apportent ces murs et ces cloisons en utilisant le module Interaction de la structure avec les blocs de construction de CYPECAD.

### 12.3.1. Description de la structure

Nous allons étudier un bâtiment en béton armé de 7 niveaux (RDC + 5 niveaux + édicule ascenseur) constitués de portiques béton avec des portées de planchers entre 4,5 et 5,6 m de béton armé de 15 cm d'épaisseur. Les portiques sont constitués de poteaux qui démarrent au RdC avec une section de 45x45 cm qui diminuent jusqu'à une section 30x30 cm dans les niveaux supérieurs, et de poutres en retombées de section 30x30cm. La hauteur de

chaque niveau de face supérieure de plancher à face supérieure de plancher est de 3 m.

Des parois séparatives et de façade sont mises en place en remplissage entre portiques en maçonnerie de 25 et de 10 cm d'épaisseur. Dans le modèle étudié, seuls les cloisonnements des niveaux seront pris en compte, de manière à étudier le comportement du bâtiment lors d'une ouverture totale du RdC pour un usage commercial (avec mise en place d'un cloisonnement léger ou de vitrage, ne participant pas à la rigidité horizontale du RdC).

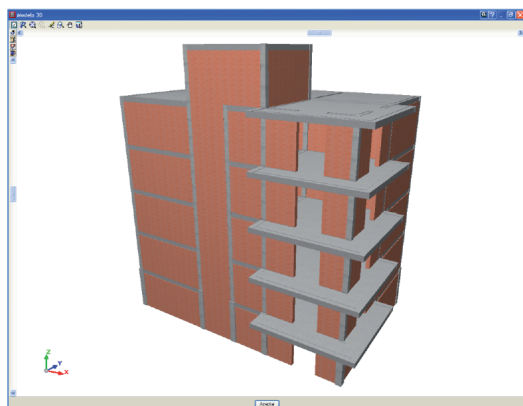


Fig. 12.11

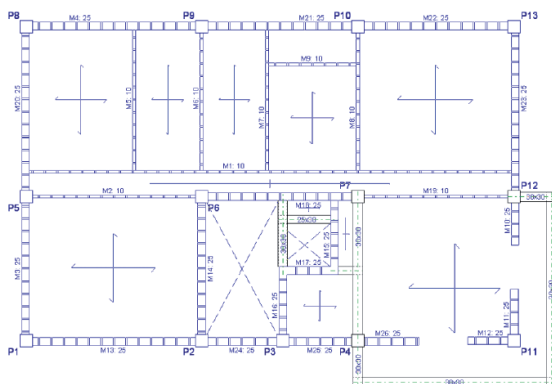


Fig. 12.12

## 12.3.2. Eléments constructifs

Avec cette méthode de calcul, basée sur les caractéristiques mécanique et élastique affectée à chaque élément constructive, les charges associées à ces éléments ainsi que leur rigidité sont générées et prises en compte dans le calcul, avec une entrée des données similaire à celle des charges linéaires.

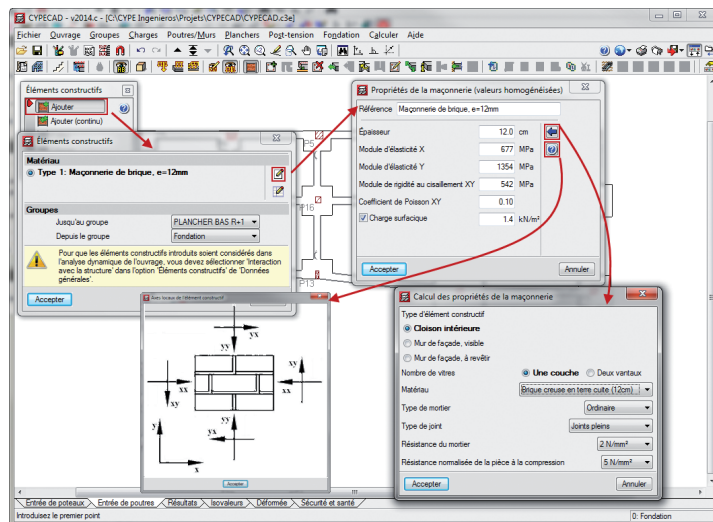


Fig. 12.13. Propriétés des types de maçonnerie considérés. Assistant pour l'obtention de données courantes

La prise en compte dans le calcul de la rigidité des éléments non structuraux introduits est effectuée en utilisant la méthode proposée par le Centre international pour les méthodes numériques en ingénierie (CIMNE) de l'Université Polytechnique de Catalogne (UPC). Il est nécessaire de signaler que cette rigidité se développe seulement si l'élément non constructif est placé latéralement entre les poteaux, des écrans ou des murs en béton porteurs. Dans le cas contraire, le programme génère la charge linéaire fixée, mais n'ajoute pas de raideur additionnelle à la structure principale.

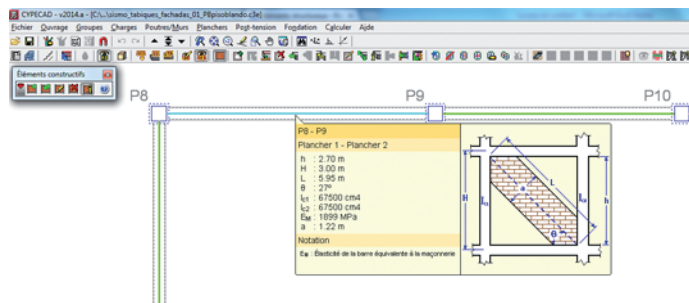


Fig. 12.14

### 12.3.3. Action sismique

Pour la prise en compte de l'action sismique dans le calcul, une analyse dynamique modale spectrale est effectuée, on appliquera la norme sismique Eurocode 8. L'utilisateur doit sélectionner les données de localisation, le type de sol, les caractéristiques de la structure et les autres paramètres affichés dans la copie d'écran ci-après, et le logiciel génère le spectre correspondant avec lequel le calcul sera effectué.

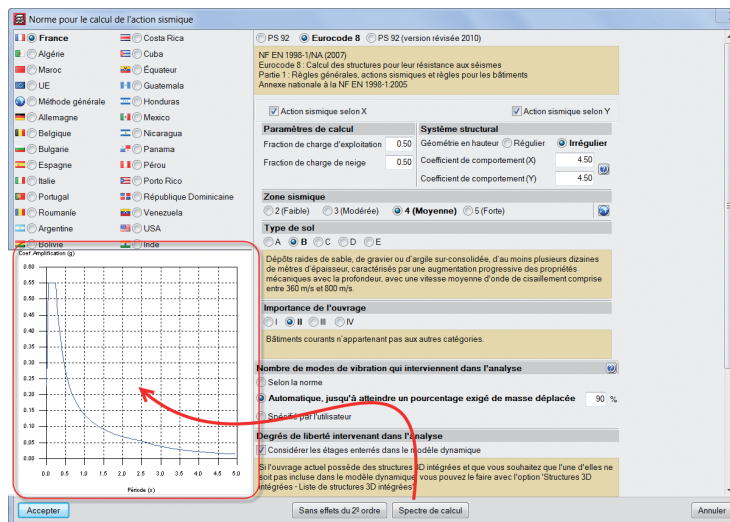


Fig. 12.15

Dans cet exemple de calcul le but est de montrer l'importance de considérer les variations de rigidité de chacun des niveaux, qui conduisent à de plus grands efforts développés dans les éléments résistants des niveaux moins rigides.

Comme indiqué précédemment, dans le cas de bâtiments avec rez-de-chaussée à usage commercial, la rigidité irrégulière les rend plus faible.

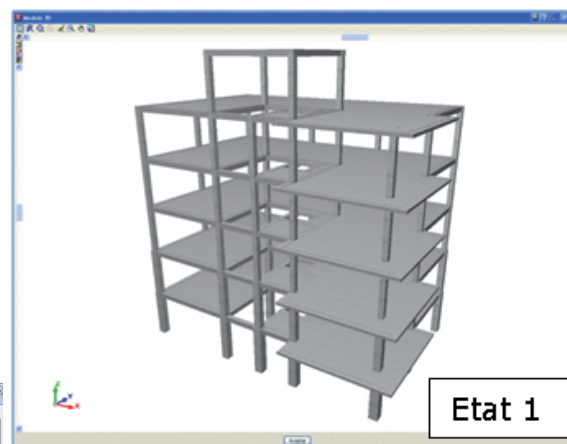


Fig. 12.16

Pour la structure définie, nous introduisons une distribution uniforme des cloisonnements en maçonnerie de remplissage dans les niveaux, sauf pour le rez-de-chaussée de l'immeuble.

L'analyse dynamique modale spectrale produit deux ensembles de modes correspondant aux deux états considérés. Les réponses modales (contraintes, déplacements, déformations, etc.) sont combinées pour chaque état en utilisant la méthode CQC pour obtenir la réponse sismique par cas de charge (Séisme X et Séisme Y) et par état :

- Séisme X (état 1)
- Séisme X (état 2)
- Séisme Y (état 1)
- Séisme Y (état 2)

Dans les combinaisons de l'action sismique avec d'autres actions statiques, les deux modèles sont pris en compte pour le dimensionnement de chacun des éléments structuraux afin d'identifier la ou les situations les plus défavorables à laquelle ces éléments seront soumis.

Ci-dessous, vous trouverez une partie de du récapitulatif de « justification de l'action sismique » fourni par le logiciel. Il met en avant deux séries de modes calculées pour les deux modèles de la structure considérées avec les coefficients correspondants de participation, pourcentage de masse mobilisée dans chaque direction et l'accélération spectrale associée. On retrouve les informations numériques fournies dans ces tableaux sur les spectres de conception utilisés pour le calcul représentant les intervalles de périodes étudiés pour chaque état.

En observant ces résultats on peut vérifier que les périodes de l'état 2, dans lequel seul est considéré l'effet des éléments non structurels, sont inférieures aux périodes obtenues dans l'état 1, c'est-à-dire que l'état 2 génère un modèle de rigidité supérieure à celle de l'état 1.

Par ailleurs, en fonction de la variation de rigidité des modèles correspondants aux deux états, les intervalles et les accélérations de conception associées présentent également des variations importantes. De plus, les modes de vibration pour chaque état sont différents, ce qui affecte les éléments résistants de manière différente. Un modèle dans état donné peut ainsi provoquer un état défavorable pour élément structurel, quand dans le même temps il peut soulager un autre élément. Le logiciel calcule donc tous les éléments structurels pour chacun des états.

### 1.3.1.- État 1

| Mode    | T     | L <sub>x</sub> | L <sub>y</sub> | L <sub>gz</sub> | M <sub>x</sub> | M <sub>y</sub> | Hypothèse X(1)  | Hypothèse Y(1)  |
|---------|-------|----------------|----------------|-----------------|----------------|----------------|---|---|
| Mode 1  | 1.022 | 0.0363         | 0.9659         | 0.2565          | 0.11 %         | 77.64 %        | R = 2<br>A = 0.905 m/s <sup>2</sup><br>D = 23.9274 mm | R = 2<br>A = 0.905 m/s <sup>2</sup><br>D = 23.9274 mm |
| Mode 2  | 0.985 | 0.9406         | 0.0386         | 0.3373          | 77.61 %        | 0.13 %         | R = 2<br>A = 0.938 m/s <sup>2</sup><br>D = 23.0747 mm | R = 2<br>A = 0.938 m/s <sup>2</sup><br>D = 23.0747 mm |
| Mode 3  | 0.836 | 0.0106         | 0.0158         | 0.9999          | 0.3 %          | 0.17 %         | R = 2<br>A = 1.106 m/s <sup>2</sup><br>D = 19.591 mm  | R = 2<br>A = 1.106 m/s <sup>2</sup><br>D = 19.591 mm  |
| Mode 4  | 0.362 | 0.0791         | 0.9506         | 0.3003          | 0.06 %         | 9.33 %         | R = 2<br>A = 1.776 m/s <sup>2</sup><br>D = 5.90505 mm | R = 2<br>A = 1.776 m/s <sup>2</sup><br>D = 5.90505 mm |
| Mode 5  | 0.352 | 0.972          | 0.0827         | 0.2201          | 9.17 %         | 0.07 %         | R = 2<br>A = 1.776 m/s <sup>2</sup><br>D = 5.57428 mm | R = 2<br>A = 1.776 m/s <sup>2</sup><br>D = 5.57428 mm |
| Mode 6  | 0.301 | 0.0013         | 0.0056         | 1               | 0 %            | 0.01 %         | R = 2<br>A = 1.776 m/s <sup>2</sup><br>D = 4.08155 mm | R = 2<br>A = 1.776 m/s <sup>2</sup><br>D = 4.08155 mm |
| Mode 7  | 0.235 | 0.0026         | 0.998          | 0.0638          | 0 %            | 3.14 %         | R = 2<br>A = 1.776 m/s <sup>2</sup><br>D = 2.48555 mm | R = 2<br>A = 1.776 m/s <sup>2</sup><br>D = 2.48555 mm |
| Mode 8  | 0.230 | 0.5256         | 0.0097         | 0.8507          | 3.04 %         | 0 %            | R = 2<br>A = 1.776 m/s <sup>2</sup><br>D = 2.38692 mm | R = 2<br>A = 1.776 m/s <sup>2</sup><br>D = 2.38692 mm |
| Mode 9  | 0.195 | 0.146          | 0.0887         | 0.9853          | 1.36 %         | 0.5 %          | R = 2<br>A = 1.776 m/s <sup>2</sup><br>D = 1.71211 mm | R = 2<br>A = 1.776 m/s <sup>2</sup><br>D = 1.71211 mm |
| Mode 10 | 0.191 | 0.3277         | 0.5988         | 0.7308          | 0.6 %          | 2 %            | R = 2<br>A = 1.776 m/s <sup>2</sup><br>D = 1.64613 mm | R = 2<br>A = 1.776 m/s <sup>2</sup><br>D = 1.64613 mm |
| Mode 11 | 0.176 | 0.0804         | 0.0283         | 0.9964          | 0.68 %         | 0.08 %         | R = 2<br>A = 1.776 m/s <sup>2</sup><br>D = 1.39608 mm | R = 2<br>A = 1.776 m/s <sup>2</sup><br>D = 1.39608 mm |
| Mode 12 | 0.145 | 0.1079         | 0.0846         | 0.9905          | 0.08 %         | 0.05 %         | R = 2<br>A = 1.776 m/s <sup>2</sup><br>D = 0.94615 mm | R = 2<br>A = 1.776 m/s <sup>2</sup><br>D = 0.94615 mm |
| Total   |       |                |                |                 | 93.01 %        | 93.12 %        |   |   |

Table de coefficients de participation pour l'état n°1

Fig. 12.17

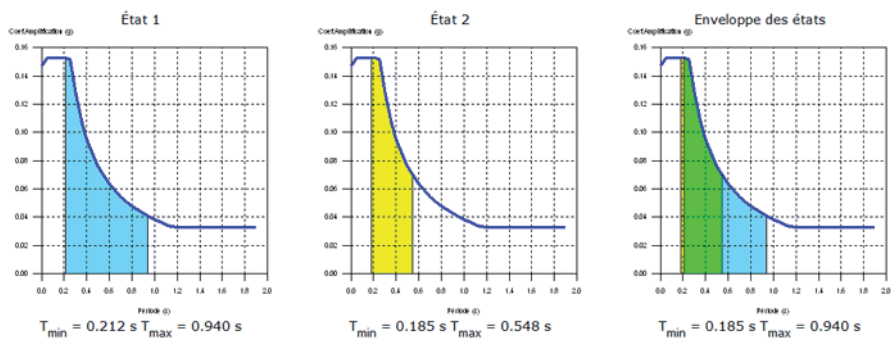
1.3.2.- État 2

| Mode    | T     | L <sub>x</sub> | L <sub>y</sub> | L <sub>gz</sub> | M <sub>x</sub> | M <sub>y</sub> | Hypothèse X(1)  | Hypothèse Y(1)  |
|---------|-------|----------------|----------------|-----------------|----------------|----------------|---|---|
| Mode 1  | 0.575 | 0.0307         | 0.5917         | 0.8056          | 0.23 %         | 85.19 %        | R = 2<br>A = 1.613 m/s <sup>2</sup><br>D = 13.4947 mm | R = 2<br>A = 1.613 m/s <sup>2</sup><br>D = 13.4947 mm |
| Mode 2  | 0.480 | 0.9183         | 0.0654         | 0.3905          | 93.7 %         | 0.48 %         | R = 2<br>A = 1.776 m/s <sup>2</sup><br>D = 10.3573 mm | R = 2<br>A = 1.776 m/s <sup>2</sup><br>D = 10.3573 mm |
| Mode 3  | 0.410 | 0.0165         | 0.0406         | 0.999           | 0.84 %         | 5.12 %         | R = 2<br>A = 1.776 m/s <sup>2</sup><br>D = 7.57823 mm | R = 2<br>A = 1.776 m/s <sup>2</sup><br>D = 7.57823 mm |
| Mode 4  | 0.193 | 0.0294         | 0.4256         | 0.9044          | 0.03 %         | 6.56 %         | R = 2<br>A = 1.776 m/s <sup>2</sup><br>D = 1.67286 mm | R = 2<br>A = 1.776 m/s <sup>2</sup><br>D = 1.67286 mm |
| Mode 5  | 0.152 | 0.5783         | 0.0712         | 0.8127          | 4.19 %         | 0.06 %         | R = 2<br>A = 1.776 m/s <sup>2</sup><br>D = 1.03962 mm | R = 2<br>A = 1.776 m/s <sup>2</sup><br>D = 1.03962 mm |
| Mode 6  | 0.127 | 0.0274         | 0.0402         | 0.9988          | 0.09 %         | 0.19 %         | R = 2<br>A = 1.767 m/s <sup>2</sup><br>D = 0.71837 mm | R = 2<br>A = 1.767 m/s <sup>2</sup><br>D = 0.71837 mm |
| Mode 7  | 0.119 | 0.0363         | 0.3913         | 0.9195          | 0.01 %         | 1.59 %         | R = 2<br>A = 1.746 m/s <sup>2</sup><br>D = 0.62384 mm | R = 2<br>A = 1.746 m/s <sup>2</sup><br>D = 0.62384 mm |
| Mode 8  | 0.092 | 0.4628         | 0.1024         | 0.8805          | 0.61 %         | 0.03 %         | R = 2<br>A = 1.672 m/s <sup>2</sup><br>D = 0.35626 mm | R = 2<br>A = 1.672 m/s <sup>2</sup><br>D = 0.35626 mm |
| Mode 9  | 0.089 | 0.0482         | 0.3199         | 0.9462          | 0.01 %         | 0.54 %         | R = 2<br>A = 1.664 m/s <sup>2</sup><br>D = 0.33273 mm | R = 2<br>A = 1.664 m/s <sup>2</sup><br>D = 0.33273 mm |
| Mode 10 | 0.076 | 0.0684         | 0.1278         | 0.9894          | 0.04 %         | 0.13 %         | R = 2<br>A = 1.628 m/s <sup>2</sup><br>D = 0.23689 mm | R = 2<br>A = 1.628 m/s <sup>2</sup><br>D = 0.23689 mm |
| Mode 11 | 0.075 | 0.0366         | 0.105          | 0.9938          | 0.01 %         | 0.08 %         | R = 2<br>A = 1.625 m/s <sup>2</sup><br>D = 0.22877 mm | R = 2<br>A = 1.625 m/s <sup>2</sup><br>D = 0.22877 mm |
| Mode 12 | 0.071 | 0.1961         | 0.0381         | 0.9799          | 0.12 %         | 0 %            | R = 2<br>A = 1.615 m/s <sup>2</sup><br>D = 0.20654 mm | R = 2<br>A = 1.615 m/s <sup>2</sup><br>D = 0.20654 mm |
| Total   |       |                |                |                 | 99.88 %        | 99.97 %        |   |   |

Table de coefficients de participation pour l'état n°2

Fig. 12.18

Direction X



Représentation graphique des intervalles des périodes modales par état et enveloppe des états (Pour l'hypothèse Séisme X)

Fig. 12.19

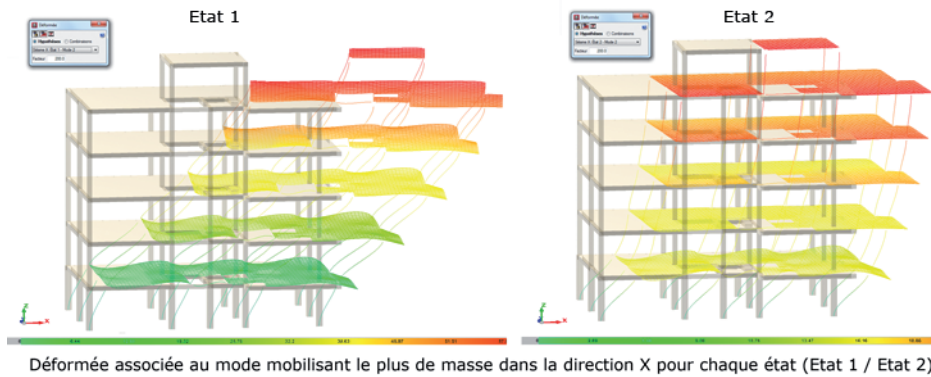


Fig. 12.20

Dans le récapitulatif «Efforts et ferrailages des poteaux, noyaux et murs» les efforts déployés par le mode et l'état sismique pour chaque hypothèse sont détaillés.

|  |                          |                          |        |        |        |       |        |        |
|--|--------------------------|--------------------------|--------|--------|--------|-------|--------|--------|
| Fondation  | 0.00                     | Poids propre             | 7076.1 | 71337  | 39478  | -0.0  | 0.0    | 0.0    |
|  |                          | Charges permanentes      | 1922.2 | 18473  | 11142  | -0.0  | -0.0   | 0.0    |
|  |                          | Charge d'exploitation    | 1707.2 | 17047  | 9574.8 | -0.0  | 0.0    | 0.0    |
| <p style="color: red; font-weight: bold;">Etat 1</p> <p style="color: green; font-weight: bold;">Cas de charge: Séisme X</p> <p style="color: blue; font-weight: bold;">Etat 2</p> |                          | Séisme X État 1 - Mode 1 | 0.0    | 4.9    | -131.9 | 0.4   | -11.6  | -121.4 |
|  |                          | Séisme X État 1 - Mode 2 | -0.0   | 3634.6 | 147.9  | 320.2 | 13.1   | -1784  |
|  |                          | Séisme X État 1 - Mode 3 | -0.0   | 19.5   | -12.2  | 1.5   | -1.1   | 119.3  |
|  |                          | Séisme X État 1 - Mode 4 | 0.0    | 0.3    | -5.7   | -0.7  | 8.8    | 94.3   |
|  |                          | Séisme X État 1 - Mode 5 | 0.0    | -74.1  | -8.4   | 106.5 | 9.1    | -532.3 |
|  |                          | Séisme X État 1 - Mode 6 | -0.0   | -0.3   | 0.1    | 0.0   | -0.0   | 5.2    |
|  |                          | Séisme X État 1 - Mode 7 | -0.0   | 0.0    | 0.3    | -0.0  | 0.1    | 1.2    |
|  |                          | Séisme X État 1 - Mode 8 | -0.0   | 122.8  | 0.8    | 45.4  | -0.8   | -190.3 |
|  |                          | Séisme X État 2 - Mode 1 | -0.0   | 8.7    | 138.2  | 1.6   | 30.1   | 333.1  |
|  |                          | Séisme X État 2 - Mode 2 | -0.0   | 2870.0 | -201.6 | 763.4 | -56.4  | -4493  |
|  |                          | Séisme X État 2 - Mode 3 | -0.0   | -24.4  | -66.9  | -9.8  | -22.1  | 371.9  |
|  |                          | Séisme X État 2 - Mode 4 | 0.0    | 0.4    | 7.4    | 0.5   | 7.0    | 81.8   |
|  |                          | Séisme Y État 1 - Mode 1 | 0.0    | 131.0  | -3513  | 11.6  | -309.1 | -3233  |
|  |                          | Séisme Y État 1 - Mode 2 | -0.0   | 149.0  | 6.1    | 13.1  | 0.5    | -73.2  |
|  |                          | Séisme Y État 1 - Mode 3 | -0.0   | 32.0   | -20.0  | 2.4   | -1.8   | 195.6  |
|  |                          | Séisme Y État 1 - Mode 4 | 0.0    | 3.5    | -68.1  | -8.8  | 105.3  | 1133.8 |
|  | Séisme Y État 1 - Mode 5 | 0.0                      | -6.3   | -0.7   | 9.1    | 0.8   | -45.3  |        |
|  | Séisme Y État 1 - Mode 6 | -0.0                     | -1.3   | 0.6    | 0.0    | -0.1  | 22.8   |        |
|  | Séisme Y État 1 - Mode 7 | -0.0                     | 2.0    | 132.3  | -0.1   | 46.9  | 466.1  |        |
|  | Séisme Y État 1 - Mode 8 | -0.0                     | 2.3    | 0.0    | 0.8    | -0.0  | -3.5   |        |
|  | Séisme Y État 2 - Mode 1 | -0.0                     | 165.7  | 2643.7 | 30.1   | 575.7 | 6371.6 |        |
|  | Séisme Y État 2 - Mode 2 | -0.0                     | 212.4  | -14.9  | 56.5   | -4.2  | -332.5 |        |
|  | Séisme Y État 2 - Mode 3 | -0.0                     | -55.2  | -151.5 | -22.1  | -50.0 | 842.4  |        |
|  | Séisme Y État 2 - Mode 4 | 0.0                      | 5.9    | 109.9  | 7.0    | 104.7 | 1223.0 |        |

Extrait du récapitulatif «Efforts et ferrailages des poteaux, voiles et murs»

Fig. 12.21



Dans les récapitulatifs de vérification des éléments, on peut observer que pour le calcul de ceux-ci des combinaisons d'actions statiques et dynamiques sont prises en compte pour chaque modèle. Ainsi, différents scénarios sismiques sont réalisés, en prenant en compte le plus défavorables pour le ferrailage et la vérification de l'élément, à chaque niveau et en chaque point de l'élément. Ci-dessous par

exemple, en sélectionnant l'« Etat limite ultime face à l'effort tranchant (combinaisons sismiques) » pour le même poteau en béton armé entre le niveau R+4 et la couverture et entre le RdC le R+1, il est constaté que la situation la plus défavorable dans le premier cas se produit pour l'état 1, et le second pour l'état 2.

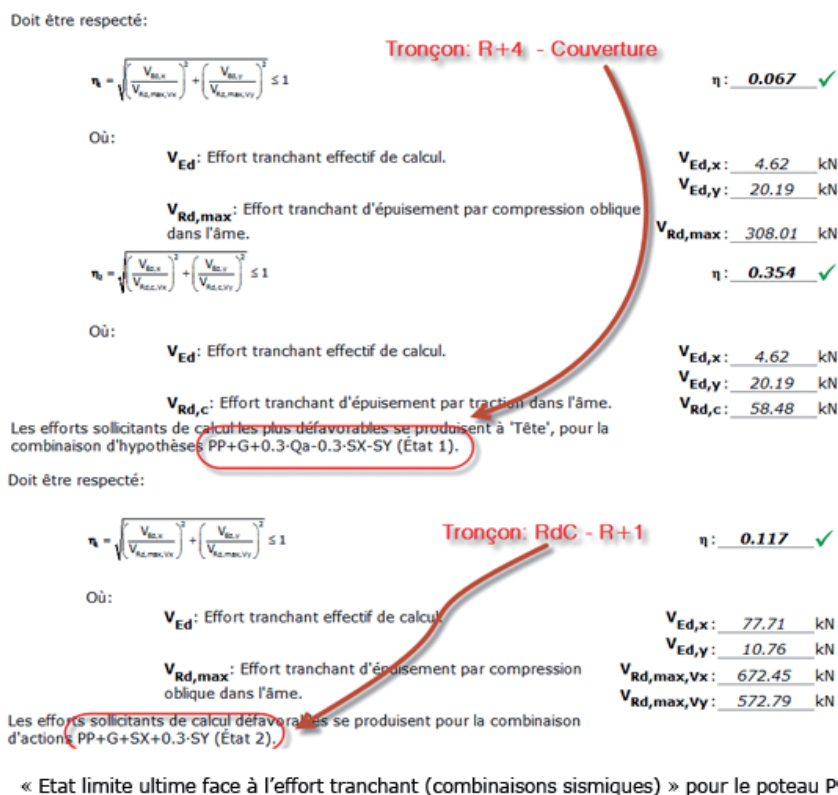
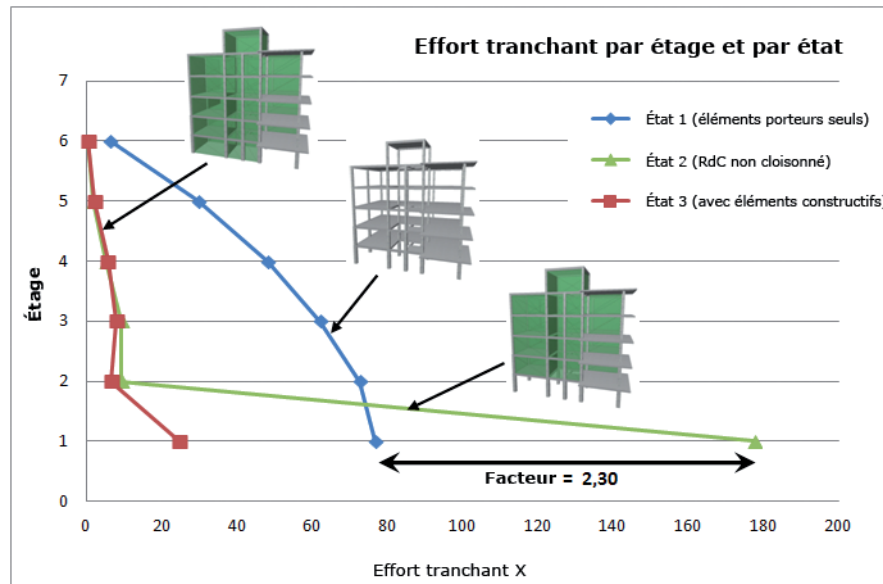


Fig. 12.22

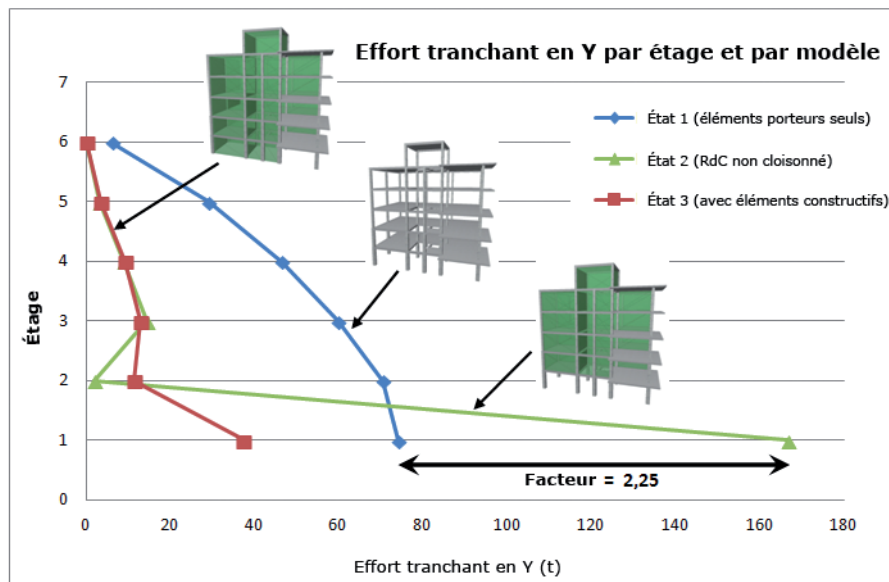
Enfin, on peut comparer l'effort tranchant total pour chaque niveau dans chaque direction du calcul qui est provoqué par le séisme pour chaque état présentant une rigidité considérée. La considération de l'effet ou de l'interaction d'éléments non structuraux peut permettre de prendre en compte automatiquement la variation de rigidité en fonction du niveau considéré dans le calcul. Lorsque se produit une répartition inégale entre niveaux des rigidités associées aux cloisonnements en maçonnerie, les forces horizontales sont principalement influencées par les poteaux des niveaux ayant une rigidité inférieure, produisant un effort de cisaillement élevé sur ces poteaux. S'ils ne sont pas correctement conçus, les efforts peuvent causer des ruptures de type fragile, ce qui mettrait en péril la stabilité du bâtiment et pourrait produire un effondrement.

Ce nouvel outil permet de modéliser les murs séparatifs et de façade non porteurs dans les différents niveaux, compte tenu de la rigidité de ceux-ci. Dans cet exemple, c'est le cas du rez-de-chaussée qui est un niveau sans cloisonnement (niveau moins rigide). Le graphique suivant montre la comparaison du cisaillement pour ce niveau. On constate que, pour le cas où l'irrégularité de rigidité est considérée (Etat 2), les efforts au RdC sont beaucoup plus élevés (plus de 2 fois supérieurs) que ceux obtenus dans le cas où on ne tient pas compte de cette irrégularité. Les résultats des calculs générés avant d'appliquer cette nouvelle méthode (seulement fourni pour l'Etat 1) étaient du côté de l'insécurité, puisque les efforts considérés à ce niveau étaient très inférieurs à ceux pouvant être réellement mobilisés dans l'état de cloisonnement réel du bâtiment.



Effort tranchant X total étage et par état (combinaison modale = CQC ; Combinaison de directions = SRSS)

Fig. 12.23

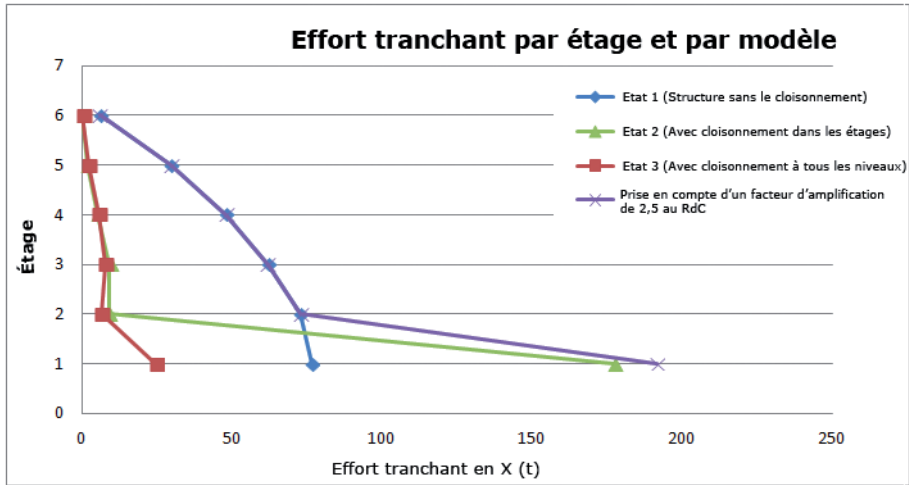


Effort tranchant total en Y par étage et par état  
(Combinaison modale=CQC ; Combinaison de direction=SRSS)

Fig. 12.24

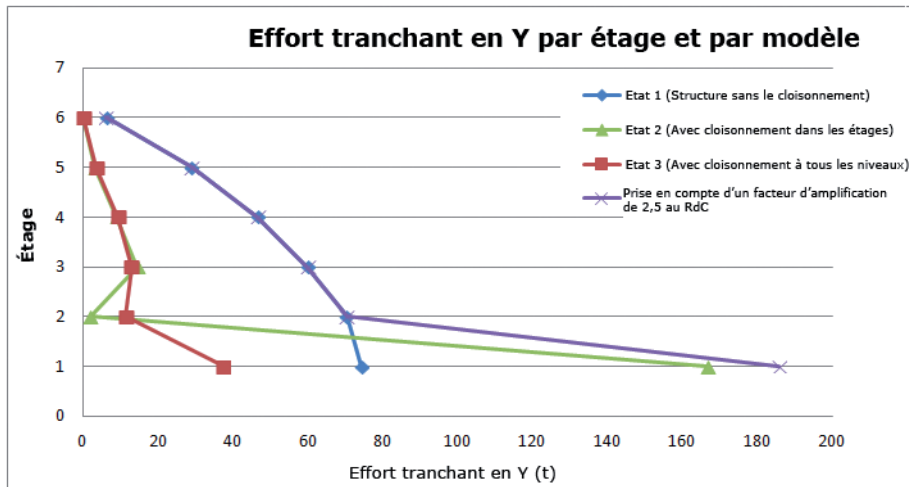
Cet effet défavorable n'était pas pris en compte dans le calcul jusqu'à présent et de nombreuses normes offraient la possibilité de les simuler en amplifiant les efforts du niveau considéré comme niveau faible (soft-storey) pour un facteur déterminé. Les efforts tranchant et les moments résultant de l'analyse de la structure considèrent ainsi uniquement les éléments structuraux, qui sont amplifiés par un facteur qui varie en fonction de la norme sismique considérée. Ce nouvel outil informatique permet d'identifier par le calcul le niveau faible, sans que le projeteur n'ait à le préciser avant le calcul, et le facteur d'amplification de l'effort est déterminé automatiquement.

Dans cet exemple, le facteur obtenu pour le cas de charge SEISME X est de 2,3, et pour l'hypothèse SEISME Y 2,25. Ces valeurs se situent dans les plages de valeurs fournies par les normes pour amplifier le cisaillement de l'effet "soft-storey" comprise entre 1,5 et 2,5. Par conséquent, le calcul inclut automatiquement l'irrégularité de rigidité par niveau et fournit davantage d'efforts au niveau du RdC, sans qu'il soit nécessaire d'estimer cet effet indirect par une amplification manuelle des efforts.



Effort tranchant total en X par étage et par état et considéré avec un facteur amplificateur de 2.5 pour les efforts sur le rez-de-chaussée (Combinaison modale=CQC ; Combinaison de direction=SRSS)

Fig. 12.25



Effort tranchant total en Y par étage et par état et considéré avec un facteur amplificateur de 2.5 pour les efforts sur le rez-de-chaussée (Combinaison modale=CQC ; Combinaison de direction=SRSS)

Fig. 12.26