

14 Limitation des dommages

Il est noté que le critère de limitation des dommages de l'EC8 Partie 1³ décrit dans la Section 4.3 est généralement satisfait en respectant le déplacement relatif entre étages (c.à.d. le déplacement relatif entre un étage et le suivant) défini ci-dessous. Cependant, des vérifications complémentaires peuvent être nécessaires pour les bâtiments de grande importance pour la protection civile ou pour ceux contenant des équipements sensibles. Dans les bâtiments de grande hauteur non contreventés, la prescription visant à fournir une rigidité latérale suffisante pour limiter le déplacement relatif entre étages peut être plus onéreuse que la prescription visant à conférer de la résistance vis-à-vis des efforts latéraux.

Les limitations portant sur les déplacements relatifs entre étages données dans l'EC8 Partie 1 Clause 4.4.3.2 sont les suivantes.

- (a) Pour les bâtiments comportant des éléments non structuraux composés de matériaux fragiles fixés à la structure :

$$d_r \nu \leq 0,005h \quad (14.1)$$

- (b) Pour les bâtiments comportant des éléments non structuraux ductiles :

$$d_r \nu \leq 0,0075h \quad (14.2)$$

- (c) Pour les bâtiments comportant des éléments non structuraux fixés de manière à ne pas interférer avec les déformations de la structure ou ne comportant pas d'éléments non structuraux :

$$d_r \nu \leq 0,010h \quad (14.3)$$

où :

d_r est le déplacement relatif de calcul entre étages, calculé comme indiqué dans la Section 9.3.5 ;

h est la hauteur de l'étage ;

ν est le coefficient de réduction qui prend en compte la plus faible période de retour de l'action sismique associée au critère de limitation des dommages.

$\nu = 0,4$ [0,4] pour les catégories d'importance III et IV (voir le Tableau 8.1),

$\nu = 0,4$ [0,5] pour les catégories d'importance I and II (voir le Tableau 8.1).

14 Damage limitation

It may be observed that the damage limitation of EC8 Part 1³ described in Section 4.3 is generally satisfied by meeting the inter-storey drifts (i.e. relative deflections between one storey and the next) set out below. However, additional verifications may be necessary for buildings of high importance for civic protection or those containing sensitive equipment. In tall unbraced buildings, the requirement to provide sufficient lateral stiffness to limit inter-storey drifts may prove more onerous than the requirement to provide lateral strength.

The limitations on inter-storey drift given in EC8 Part 1 Clause 4.4.3.2 are as follows.

- (a) for buildings having non-structural elements of brittle materials attached to the structure:

$$d_r \nu \leq 0.005h \quad (14.1)$$

- (b) for buildings having ductile non-structural elements:

$$d_r \nu \leq 0.0075h \quad (14.2)$$

- (c) for buildings having non-structural elements fixed in a way so as not to interfere with structural deformations, or without non-structural elements:

$$d_r \nu \leq 0.010h \quad (14.3)$$

where:

d_r is the design inter-storey drift, calculated as described in Section 9.3.5

h is the storey height

ν is the reduction factor which takes into account the lower return period of the seismic action associated with the damage limitation requirement.

$\nu = [0.4]$ for importance classes III and IV (see Table 8.1)

$\nu = [0.5]$ for importance classes I and II. (see Table 8.1).

Limitation des dommages

Il est noté que les valeurs recommandées pour ν impliquent que les mouvements sismiques de calcul pour l'état limite de limitation des dommages sont reliés aux mouvements sismiques associés à la période de retour de 475 ans comme indiqué dans le Tableau 14.1. Le tableau donne aussi des estimations des périodes de retour, basées sur la note de l'EC8 Partie 1³ Clause 2.1(4), utilisant pour l'exposant k défini dans cette clause la valeur $k=2,3$. Les périodes de retour correspondant à la limitation des dommages dans les zones de faible sismicité devraient être plus longues, si les mêmes valeurs de ν et γ_1 sont adoptées, alors que les périodes de retour dans les zones de forte sismicité pourraient être plus courtes.

Aucune période de retour n'est mentionnée par les Autorités Françaises pour la définition des actions sismiques relatives à la limitation des dommages. En conséquence, le Tableau 14.1 n'est pas applicable à la situation française.

L'Annexe Nationale du Royaume-Uni stipule : "Pour les bâtiments de conséquence CC3, les déplacements relatifs entre étages doivent être vérifiés vis-à-vis des limites spécifiées en utilisant la valeur recommandée du facteur de réduction ν " (les bâtiments de conséquence CC3 sont définis dans la Section 8.2). Le PD 6698:2009¹ indique que, dans la plupart des cas au Royaume Uni, le niveau des mouvements de calcul appropriés pour la vérification de limitation des dommages est suffisamment faible pour que cet état limite ne soit pas prépondérant. Cependant, la vérification du déplacement relatif entre étages est toujours souhaitable, particulièrement pour des considérations de prévention d'effondrement plutôt que de limitation des dommages.

Tableau 14.1 Facteurs de réduction à appliquer au mouvement sismique de période de retour 475 ans pour l'Etat Limite de Limitation des Dommages

Catégorie d'importance	Coefficient d'importance γ_1	Coefficient de réduction ν	Mouvement sismique de limitation des dommages par référence au mouvement à 475 ans de période de retour $\gamma_1 \nu$	Période de retour approximative pour le critère de limitation des dommages
IV	1,4	0,4	0,56	125 ans
III	1,2	0,4	0,48	88 ans
II	1,0	0,5	0,50	96 ans
I	0,8	0,5	0,40	58 ans

It may be observed that the recommended values of ν imply that the design ground motions for the damage limitation limit state are related to the 475 year motions as shown in Table 14.1. The table also estimates the associated return periods, based on the note to EC8 Part 1³ Clause 2.1(4), using the exponent k defined in that clause as $k=2.3$. The damage limitation return periods in areas of low seismicity would be expected to be longer, if the same values of ν and γ_1 are adopted, while the return periods in areas of very high seismicity might be shorter.

A return period is not referred to by the French Authorities in the definition of seismic actions for the damage limitation limit state. Therefore Table 14.1 is not applicable to the French situation.

The UK National Annex states: "In consequence class CC3 buildings, storey drifts should be checked against the specified limits using the recommended values of reduction factor ν ". (Consequence class CC3 is defined in Section 8.2). PD 6698:2009¹ advises that in most cases, the level of design motions appropriate for damage limitation considerations in the UK is sufficiently low that this limit state will not govern. However, a check on storey drifts is still advisable, primarily for considerations of collapse prevention rather than damage limitation.

Table 14.1 Reduction factors on 475 year motions for Damage Limitation limit state

Importance Class	Importance factor γ_1	Reduction factor ν	Damage Limitation motions (475 year motions) $\gamma_1 \nu$	Approx return period for Damage Limitation limit state
IV	1.4	0.4	0.56	125 years
III	1.2	0.4	0.48	88 years
II	1.0	0.5	0.50	96 years
I	0.8	0.5	0.40	58 years

15 Éléments non structuraux

15.1 Considérations générales

Il est noté que les éléments non structuraux peuvent se rompre lors d'un séisme, à cause des accélérations ou des déformations qui leur sont imposées. Les éléments non structuraux doivent être protégés vis-à-vis de la rupture si celle-ci présente un risque pour les personnes ou si elle affecte le comportement de la structure ou si elle met en cause des fonctions essentielles. Les éléments non structuraux sont définis ici comme des éléments qui ne sont pas conçus comme participant au système de contreventement, ni au système porteur. Néanmoins, certains éléments non structuraux, tels les grands réservoirs d'eau ou les cheminées, peuvent eux-mêmes constituer une structure. Les panneaux de remplissage en maçonnerie dans les ossatures en acier ou en béton sont aussi qualifiés de "non structuraux", mais leur interaction avec le système de contreventement primaire nécessite d'être examiné avec soin – voir la Section 15.3.2.

15.2 Protection des éléments non structuraux sensibles à l'accélération

15.2.1 Introduction

La Clause 4.3.5 de l'EC8 Partie 1³ définit les règles suivantes de vérification des éléments non structuraux et de leurs supports.

15.2.2 Procédure simplifiée

Les éléments d'importance particulière ou dont la rupture aurait des conséquences particulières doivent être vérifiés sur une base rationnelle adaptée, par exemple en utilisant des spectres de plancher (c.-à-d. les spectres de réponse du mouvement de leur point d'ancrage lors du séisme de calcul). *Il est recommandé d'adopter la méthode complète proposée en annexe 9.4 du Cahier Technique AFPS n°28⁶² dans le cas d'une installation ou d'un équipement pour lesquels seulement un dommage limité est acceptable.* Dans les autres cas, des procédures simplifiées sont autorisées, telle celle donnée ci-après.

15 Non-structural elements

15.1 General considerations

It may be observed that non-structural elements may fail in an earthquake as a result of either the accelerations or the deformations imposed on them. Non-structural elements must be protected against failure in cases where failure would cause risk to people or affect the main building structure or jeopardise essential services. 'Non-structural elements' are defined here as components which are not designed as part of the main lateral load or gravity supporting system. However, some non-structural elements, such as large water storage tanks or chimneys, may constitute substantial structure in their own right. Masonry infill panels in steel or concrete frames are also described as 'non-structural elements', but their interaction with the primary lateral load resisting structure needs careful consideration – see Section 15.3.2.

15.2 Protection of acceleration-sensitive non-structural elements

15.2.1 Introduction

Clause 4.3.5 of EC8 Part 1³ provides the following rules for checking non-structural elements and their supports.

15.2.2 Simplified procedure

Elements of particular importance or with particular consequences of failure should be checked on a suitable rational basis, for example using 'floor response spectra' (i.e. the response spectra of motions at their attachment point during the design earthquake). *It is recommended that in the case of special plant or equipment where only limited failure or damage is acceptable, the detailed method proposed in annex 9.4 of Cahier Technique AFPS n°28⁶² may be adopted.* For other cases, simplified procedures are allowed, for example as set out below.

15.2 Éléments non structuraux

Les effets de l'action sismique peuvent être déterminés en appliquant à l'élément non structural une force horizontale F_a telle que définie ci-après :

$$F_a = (S_a \cdot W_a \cdot \gamma_a) / q_a \quad (15.1)$$

où :

F_a est la force sismique horizontale, agissant au centre de masse de l'élément non structural dans la direction la plus défavorable ;

W_a est le poids de l'élément ;

S_a est le coefficient sismique applicable aux éléments non structuraux (voir la Section 15.2.3 ci-dessous) ;

γ_a est le coefficient d'importance de l'élément (voir la Section 15.2.4 ci-dessous) ;

q_a est le coefficient de comportement de l'élément, voir le Tableau 15.1.

15.2.3 Coefficient sismique

Le coefficient sismique S_a peut être calculé par l'expression suivante :

$$S_a = \frac{a_g S}{g} \left[\frac{3(1+z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \quad (15.2)$$

où :

a_g est l'accélération de sol de calcul sur un sol de type A ;

g est l'accélération de la gravité (9,81 m/s²) ;

S est le coefficient de sol ;

T_a est la période fondamentale de l'élément non structural, déterminée par la mesure ou par le calcul. *Il est noté qu'il est toujours conservatif de supposer $T_a = T_1$;*

T_1 est la période fondamentale du bâtiment dans la direction considérée ;

z est la hauteur de l'élément non structural par rapport à la base effective du bâtiment (sommet de la fondation ou d'un soubassement rigide) ; et

H est la hauteur du bâtiment comptée à partir de la base effective du bâtiment.

La valeur du coefficient sismique S_a ne doit pas être prise inférieure à $a_g/g \cdot S$. L'Equation 15.2 peut être non conservative pour des éléments non structuraux ayant une très longue période et il est recommandé de limiter à 2 la valeur de (T_a/T_1) dans l'Equation 15.2.

Il est noté que le rapport $\frac{S_a}{(a_g S/g)}$ (coefficient sismique divisé par l'accélération réduite maximale du sol) prend les valeurs données dans le Tableau 15.1 pour certaines situations particulières.

The effects of the seismic action may be determined by applying to the non-structural element a horizontal force F_a which is defined as follows:

$$F_a = (S_a \cdot W_a \cdot \gamma_a) / q_a \quad (15.1)$$

where:

F_a is the horizontal seismic force, acting at the centre of mass of the non-structural element in the most unfavourable direction

W_a is the weight of the element

S_a is the seismic coefficient applicable to non-structural elements, (see Section 15.2.3 below)

γ_a is the importance factor of the element, (see Section 15.2.4 below)

q_a is the behaviour factor of the element, see Table 15.1.

15.2.3 Seismic coefficient

The seismic coefficient S_a may be calculated using the following expression:

$$S_a = \frac{a_g S}{g} \left[\frac{3(1+z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0.5 \right] \quad (15.2)$$

where :

a_g is the design ground acceleration on type A ground

g is the acceleration of gravity (9.81m/s²)

S is the soil factor

T_a is the fundamental vibration period of the non-structural element, determined by measurement or by calculation. *It may be observed that it is always conservative to assume $T_a = T_1$*

T_1 is the fundamental vibration period of the building in the relevant direction

z is the height of the non-structural element above the effective base of the building (top of foundation or rigid basement) and

H is the building height measured from the effective base.

The value of the seismic coefficient S_a may not be taken less than $a_g/g \cdot S$. Equation 15.2 may be unconservative for very long period non-structural elements, and it is recommended that the value of (T_a/T_1) in Equation 15.2 should be limited to a maximum of 2.

It may be observed that the ratio $\frac{S_a}{(a_g S/g)}$ (seismic coefficient divided by normalised peak ground acceleration) is equal to the values in Table 15.1 in particular cases.

Tableau 15.1 Valeurs typiques du coefficient sismique pour les éléments non structuraux

z/h (hauteur relative de l'élément non structural dans le bâtiment)	T_a/T_1 (période de l'élément non structural divisée par la période fondamentale du bâtiment)	$\frac{S_a}{(a_g S/g)}$ (coefficient sismique divisé par l'accélération réduite maximale du sol)
0 (rez-de-chaussée)	0 (rigide)	1,0
	0,5	1,9
	1,0	2,5
	1,5	1,9
0,5 (mi-hauteur)	0 (rigide)	1,75
	0,5	3,1
	1,0	4,0
	1,5	3,1
1 (sommet du bâtiment)	0 (rigide)	2,5
	0,5	4,3
	1,0	5,5
	1,5	4,3

15.2.4 Coefficients d'importance

Pour les éléments non structuraux ci-dessous, le coefficient d'importance γ_a ne doit pas être inférieur à 1,5 :

- éléments d'ancrage des machineries et des équipements nécessaires aux systèmes de sécurité vitaux ;
- réservoirs et bidons contenant des substances toxiques ou explosives considérées comme dangereuses pour les personnes.

Dans tous les autres cas, le coefficient d'importance γ_a de l'élément non structural peut être pris égal à $\gamma_a = 1,0$.

15.2.5 Coefficient de comportement

Des valeurs maximales du coefficient de comportement q_a pour les éléments non structuraux sont données dans le Tableau 15.2.

Table 15.1 Typical values of seismic coefficient for non-structural elements

z/h (relative height in building of non-structural element)	T_a/T_1 (vibration period of non-structural element divided by fundamental building period)	$\frac{S_a}{(a_g S/g)}$ (seismic coefficient divided by normalised peak ground acceleration)
0 (ground level)	0 (rigid)	1.0
	0.5	1.9
	1.0	2.5
	1.5	1.9
0.5 (mid-height)	0 (rigid)	1.75
	0.5	3.1
	1.0	4.0
	1.5	3.1
1 (top of building)	0 (rigid)	2.5
	0.5	4.3
	1.0	5.5
	1.5	4.3

15.2.4 Importance factors

For the following non-structural elements the importance factor γ_a should not be less than 1.5:

- anchorage elements of machinery and equipment required for life safety systems
- tanks and vessels containing toxic or explosive substances considered to be hazardous to the safety of the general public.

In all other cases the importance factor γ_a of non-structural elements may be assumed to be $\gamma_a = 1.0$.

15.2.5 Behaviour factors

Upper limit values of the behaviour factor q_a for non-structural elements are given in Table 15.2.

Tableau 15.2 Valeurs de q_a pour les éléments non structuraux

Type d'élément non structural	q_a
Parapet ou ornement en console Enseigne ou panneau d'affichage Cheminée, mât ou réservoir sur pieds se comportant en console non contreventées sur plus de la moitié de leur hauteur totale ^a	1,0
Murs extérieurs ou intérieurs Cloisons et façades Cheminée, mât ou réservoir sur pieds se comportant en consoles non contreventées sur moins de la moitié de leur hauteur totale, ou butonnés ou guidés par la structure au dessus de leur centre de masse ^a Éléments d'ancrage pour les armoires et bibliothèques permanentes sur plancher Éléments d'ancrage pour les faux plafonds et les appareils d'éclairage	2,0
Note a Il est noté que ce tableau est adapté au dimensionnement d'ancrages d'éléments relativement mineurs, mais les cheminées et mâts importants doivent être dimensionnés suivant l'EC8 Partie 6 ⁶³ et les réservoirs importants suivant l'EC8 Partie 4 ⁶⁴ .	

15.3 Protection des éléments non structuraux sensibles au déplacement relatif

15.3.1 Généralités

Il est noté que les éléments non structuraux tels les bardages ou les maçonneries de remplissage des portiques sont sensibles aux déformations relatives imposées lors du mouvement sismique, de même que les tuyauteries, les gaines et autres éléments linéaires, notamment lorsqu'ils entrent ou passent d'une structure à l'autre. Des dispositions peuvent être prises pour concevoir ces éléments de telle sorte que les mouvements relatifs entre la structure et les éléments non structuraux lors du séisme n'affectent pas les éléments non structuraux, tout en les maintenant suffisamment vis-à-vis des efforts verticaux et horizontaux. Massey et Megget⁶⁵ proposent des solutions pour atteindre ces objectifs.

Quand aucune disposition particulière n'est prise, la limitation des déplacements relatifs entre étages donnée dans la Chapitre 14 permet d'assurer une certaine protection. Des règles spéciales pour les remplissages de maçonnerie qui ne sont pas séparés des ossatures en portique sont données dans la Section suivante. Les lignes de tuyauterie sont couvertes par l'EC8 Partie 4⁶⁴, mais ne sont pas traitées plus avant dans le présent Manuel.

Table 15.2 Values of q_a for non-structural elements

Type of non-structural element	q_a
Cantilevering parapets or ornamentations Signs and billboards Chimneys, masts and tanks on legs acting as unbraced cantilevers along more than one half of their total height ^a	1.0
Exterior and interior walls Partitions and façades Chimneys, masts and tanks on legs acting as unbraced cantilevers along less than one half of their total height, or braced or guyed to the structure at or above their centre of mass ^a Anchorage elements for permanent cabinets and book stacks supported by the floor Anchorage elements for false (suspended) ceilings and light fixtures	2.0
Note a It is observed that this table is adequate for the design of anchorage of relatively minor elements, but major chimneys and masts should be designed with reference to EC8 Part 6 ⁶³ and major tanks with reference to EC8 Part 4 ⁶⁴ .	

15.3 Protection of drift-sensitive non-structural elements

15.3.1 General

It may be observed that non-structural elements such as cladding and masonry infill within frames are sensitive to the relative deformations imposed on them during earthquakes, as are pipelines, trunking and other linear elements, particularly where they enter or cross between structures. Provision may be made to detail these elements so that relative movement between the structure and non-structural element during an earthquake does not distress the non-structural element, whilst maintaining adequate restraint against vertical and horizontal forces. Massey and Megget⁶⁵ provide possible details for achieving this.

Where no special detailing measures are undertaken, the inter-storey drift limits set out in Chapter 14 offer some protection. Special rules for masonry infill which are not specially separated from moment resisting frames are discussed in the next section. Pipelines are covered by EC8 Part 4⁶⁴, but not dealt with further in this Manual.

15.3.2 Maçonneries de remplissage au contact d'ossatures en acier ou en béton

15.3.2.1 Définitions

Ces règles s'appliquent aux remplissages en maçonnerie introduits dans les ossatures en acier ou en béton après la construction de l'ossature et qui sont en contact avec elle sans qu'aucune disposition ne soit prise pour assurer une séparation flexible. Leur contribution à la résistance sismique est négligée dans le dimensionnement, bien que leur effet éventuel sur la réponse sismique globale de la structure doive être pris en considération, comme indiqué dans les Sections suivantes.

Les règles sont obligatoires pour les structures de la classe DCH et conseillées pour les structures des classes DCM et DCL, mais il est recommandé de les appliquer aux structures de la classe DCM, sauf dans les zones de faible sismicité.

Les murs en maçonnerie construits avant les éléments d'ossature et qui restent au contact de façon permanente sont considérés par l'EC8 comme des maçonneries chaînées. De tels murs participent au contreventement principal et sont couverts par les Clauses 9.1 à 9.10 de l'EC8 Partie 1³, mais ne sont pas traités dans ce *Manuel*. Lorsque des mesures particulières sont prises pour séparer les murs en maçonnerie des éléments d'ossature qui les entourent en prenant en compte leur déplacement latéral, les dispositions ci-après ne s'appliquent pas.

15.3.2.2 Interaction structurelle entre les panneaux de maçonnerie et la structure primaire

Dans les ossatures en portique, les effets des panneaux de maçonnerie sur la régularité en plan ou en élévation et l'interaction entre les éléments du portique et les panneaux doivent être pris en compte comme décrit ci-dessous. Ces effets peuvent être négligés dans les ossatures triangulées en acier, les murs de contreventement en béton et les structures mixtes équivalents à des murs.

(a) Irrégularité en plan

Quand les panneaux ne sont pas uniformément distribués en plan, mais n'induisent pas une « irrégularité sévère » telle que définie ci-dessous, la structure primaire doit être dimensionnée en prenant en compte une excentricité additionnelle (Section 9.2.3) double de celle donnée dans l'Equation 9.3.

« L'irrégularité sévère » en plan due au remplissage en maçonnerie est caractérisée typiquement par deux files de panneaux le long de deux façades contiguës du bâtiment, mais n'existant pas le long des deux autres côtés. De telles circonstances peuvent se produire à des coins de rues. Le présent *Manuel* ne couvre pas un tel cas, qui doit être évité autant que possible.

15.3.2 Masonry infill in contact with concrete and steel moment resisting frames

15.3.2.1 Definitions

These rules apply to masonry infill introduced into steel or concrete moment frames after the construction of the frame, and which are in contact with the frames with no provision for a flexible separation. Their contribution to seismic resistance is neglected in design, although their possible deleterious effect on overall seismic response must be considered, as set out in subsequent sections.

The rules are mandatory for DCH structures and advisory for DCM and DCL structures, but it is recommended that they should be applied to DCM structures, except in areas of low seismicity.

Masonry walls where the concrete frame is cast after building the walls, which therefore act as permanent formwork, are considered by EC8 to be 'confined masonry'. Such walls provide the main seismic resisting elements and are covered by clauses 9.1 to 9.10 of EC8 Part 1³ but not by this *Manual*. Where special measures have been taken to separate the masonry walls from the lateral deflections of the moment resisting frames they are built into, the provisions below do not apply.

15.3.2.2 Structural interaction between masonry panels and primary structure

In moment resisting frames, the effect of masonry panels on regularity in plan and elevation, and the interaction between frame members and the panels must be taken into account, as described below. These effects can be neglected in braced steel frames, shear wall structures and wall-equivalent dual structures.

(a) Irregularity in plan

Where the panels are not uniformly distributed in plan, but avoid 'severe irregularity' as defined below, the primary structure should be designed with an accidental eccentricity (Section 9.2.3) double that given in Equation 9.3.

'Severe irregularity' in plan due to masonry infill is typified by infill panels that extend along two adjacent sides of a building, but which are absent from the other two sides. Such conditions may apply on buildings on street corners. This *Manual* does not cover the treatment of this arrangement, which should be avoided if possible.

(b) Irrégularité en élévation

Quand un niveau a moins de remplissages en maçonnerie que le niveau immédiatement au dessus (transparence), les effets de l'action sismique de calcul qui lui sont appliqués doivent être augmentés par un coefficient multiplicatif η donné par :

$$\eta = (1 + \Delta V_{RW} / \sum V_{Ed}) \leq q \quad (15.3)$$

où :

ΔV_{RW} = réduction totale de résistance des panneaux de maçonnerie du niveau concerné, par rapport au niveau du dessus

$\sum V_{Ed}$ = somme des efforts tranchants sismiques agissant sur tous les éléments verticaux primaires du niveau concerné

Quand η est inférieur à 1,1, cet effet peut être négligé.

(c) Conception des éléments primaires vis-à-vis des effets des interactions locales

L'effet d'une interaction entre poteau et remplissage doit être considéré, en prenant en compte les effets de l'effort tranchant appliqué au poteau par le remplissage et les effets négatifs induits par un remplissage partiel sur la hauteur du poteau ou lorsque le remplissage n'existe que sur un côté du poteau. Des mesures spécifiques, décrites dans la Section 10.12, peuvent être nécessaires pour les poteaux en béton du niveau inférieur.

15.3.2.3 Limitation des dommages aux panneaux de maçonnerie

Pour limiter les pertes économiques et les dangers dus à la chute des maçonneries, des mesures doivent être prises pour éviter une rupture dans le plan ou hors plan des panneaux. Des panneaux avec un ratio de hauteur libre entre deux liaisons latérales (ou de longueur libre, si elle est plus petite) sur l'épaisseur supérieur à 15 sont particulièrement vulnérables et doivent être évités.

Limiter le déplacement relatif entre étages, comme recommandé dans le Chapitre 14, réduit les risques de rupture en plan. Le comportement vis-à-vis des deux effets dans le plan et hors du plan est amélioré en prévoyant des liaisons suffisantes au panneau, par exemple par des attaches ancrées dans les éléments du portique ou un treillis soudé léger lié au panneau et au portique. Les larges ouvertures de portes ou de fenêtres peuvent être entourées d'un chaînage horizontal et vertical.

(b) Irregularity in elevation

Where a floor level has less masonry infill than the floor above, its design seismic action effects should be increased by a factor η given by:

$$\eta = (1 + \Delta V_{RW} / \sum V_{Ed}) \leq q \quad (15.3)$$

where:

ΔV_{RW} = the total reduction in the resistance of masonry walls in the storey concerned, compared with the wall above

$\sum V_{Ed}$ = the sum of the seismic shear forces acting on all vertical primary seismic members of the storey concerned.

Where η is less than 1.1, this effect can be neglected.

(c) Design of primary elements for local interaction effects

The effect of the interaction between columns and infill should be considered, taking into account the effect of shear forces imposed on the columns by the infill, and the adverse effects of cases where the infill does not extend up the full height of the column, or is present on only one side of the column. Particular measures, described in Section 10.12, may be necessary on ground floor concrete columns.

15.3.2.3 Damage limitation to masonry panels

To limit economic loss and hazards from falling masonry, measures should be taken to protect the panels from in-plane and out-of-plane failure. Panels with a ratio of height between lateral restraints (or width, if less) to thickness of greater than 15 are particularly vulnerable and should be avoided.

Limiting inter-storey drifts as recommended in Chapter 14 reduces the risk of in-plane failure. Both in-plane and out-of-plane effects are ameliorated by providing restraint to the panels, for example by means of wall ties into the frame or light wire meshes bonded to the panels and attached to the frame. Large door or window openings may be trimmed with concrete belts and posts.

Références

- * Les références marquées d'un astérisque sont des Eurocodes publiés par les institutions nationales de normalisation. Au Royaume-Uni, il s'agit de la British Standards Institution (BSI), Londres, et « EN » est précédé de « BS ». En France, il s'agit de l'Association Française de Normalisation (AFNOR), Paris, et « EN » est précédé de « NF ».
- 1 *PD 6698: 2009: Recommendations for the design of structures for earthquake resistance to BS EN 1998*. London: BSI, 2009
 - 2 Booth, E.D., Skipp, B. and Watt, P. *Establishing the need for seismic design in the UK: final report [for the] Institution of Civil Engineers Research Enabling Fund*. Issue 2, January 2008. Available at: http://www.seced.org.uk/news/Research%20enabling%20fund%20project%20_%20Booth_and_Skippp_Issue_2.pdf [Accessed: 2 March 2009]
 - 3* *EN 1998-1: 2004: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*
 - 4* *EN 1998-5: 2004: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects*
 - 5* *EN 1990: 2002: Eurocode: Basis of structural design*
 - 6* *EN 1991: Eurocode 1: Actions on structures* [10 parts]
 - 7* *EN 1992-1-1: 2004: Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings*
 - 8* *EN 1993: Eurocode 3: Design of steel structures* [20 parts]
 - 9* *EN 1997-1: 2004: Eurocode 7: Geotechnical design. Part 1: General rules*
 - 10 *NF P06-013: Règles de construction parasismique. Règles PS applicables aux bâtiments, dites règles PS 92*. Paris: AFNOR, 1995
 - 11 Institution of Structural Engineers. *Manual for the design of concrete building structures to Eurocode 2*. London: IStructE, 2006
 - 12 Institution of Structural Engineers. *Manual for the design of building structures to Eurocode 1 and basis of structural design*. London: IStructE, 2010
 - 13 Institution of Structural Engineers. *Manual for the design of steel building structures to Eurocode 3*. London: IStructE, 2010 [Not yet published]
 - 14 Gulvanessian, H., Calgaro, J-A. and Holicky, M. *Designers' guide to EN 1990. Eurocode: basis of structural design*. London: Thomas Telford, 2002
 - 15 Moore, D. et al. *Designers' guide to EN 1991-1-2, EN 1992-1-2, EN 1993-1-2 and EN 1994-1-2. Handbook for the fire design of steel, composite and concrete structures to the Eurocodes*. London: Thomas Telford, 2007

References

- * Those references noted by an asterisk are Eurocodes published by the National Standards Body. In the UK the publisher is British Standards Institution, London and 'EN' is preceded by 'BS'. In France the publisher is the Association Française de Normalisation, Paris and the 'EN' is preceded by 'NF'.
- 1 *PD 6698: 2009: Recommendations for the design of structures for earthquake resistance to BS EN 1998*. London: BSI, 2009
 - 2 Booth, E.D., Skipp, B. and Watt, P. *Establishing the need for seismic design in the UK: final report [for the] Institution of Civil Engineers Research Enabling Fund*. Issue 2, January 2008. Available at: http://www.seced.org.uk/news/Research%20enabling%20fund%20project%20_%20Booth_and_Skippp_Issue_2.pdf [Accessed: 2 March 2009]
 - 3* *EN 1998-1: 2004: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*
 - 4* *EN 1998-5: 2004: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects*
 - 5* *EN 1990: 2002: Eurocode: Basis of structural design*
 - 6* *EN 1991: Eurocode 1: Actions on structures* [10 parts]
 - 7* *EN 1992-1-1: 2004: Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings*
 - 8* *EN 1993: Eurocode 3: Design of steel structures* [20 parts]
 - 9* *EN 1997-1: 2004: Eurocode 7: Geotechnical design. Part 1: General rules*
 - 10 *NF P06-013: Règles de construction parasismique. Règles PS applicables aux bâtiments, dites règles PS 92*. Paris: AFNOR, 1995
 - 11 Institution of Structural Engineers. *Manual for the design of concrete building structures to Eurocode 2*. London: IStructE, 2006
 - 12 Institution of Structural Engineers. *Manual for the design of building structures to Eurocode 1 and basis of structural design*. London: IStructE, 2010
 - 13 Institution of Structural Engineers. *Manual for the design of steel building structures to Eurocode 3*. London: IStructE, 2010 [Not yet published]
 - 14 Gulvanessian, H., Calgaro, J-A. and Holicky, M. *Designers' guide to EN 1990. Eurocode: basis of structural design*. London: Thomas Telford, 2002
 - 15 Moore, D. et al. *Designers' guide to EN 1991-1-2, EN 1992-1-2, EN 1993-1-2 and EN 1994-1-2. Handbook for the fire design of steel, composite and concrete structures to the Eurocodes*. London: Thomas Telford, 2007

Références

- 16 Cook, N. *Designers' guide to EN 1991-1-4. Eurocode 1: Actions on structures, general actions. Part 1-4: Wind actions*. London: Thomas Telford, 2007
- 17 Gardner, L. and Nethercot, D. *Designers' guide to EN 1993-1-1. Eurocode 3: Design of Steel Structures - General Rules and Rules for Buildings*. London: Thomas Telford, 2005
- 18 Frank, R. et al. *Designers' guide to EN 1997-1. Eurocode 7: Geotechnical Design - General Rules*. London: Thomas Telford, 2004
- 19 Fardis, M. et al. *Designers' guide to EN 1998-1 and 1998-5. Eurocode 8: Design provisions for earthquake resistant structures*. London: Thomas Telford, 2005
- 20 AFPS. *Guide des dispositions constructives parasismiques des ouvrages en acier, béton, bois et maçonnerie*. Paris: Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2006
- 21 AFPS. *Guide de la conception parasismique des bâtiments*. Paris: Eyrolles, 2003
- 22 Nazé, P-A. et al. *Méthodes en déplacement: principe-codification-application. AFPS Cahier Technique 26*. Paris: AFPS, 2006
- 23 ASCE/SEI 7-05: *Minimum design loads for buildings and other structures*. Reston, VA: ASCE, 2006
- 24 California Geological Survey. *Guidelines for evaluating the hazard of surface fault rupture. Note 49*. Sacramento, CA: CGS, 2002
- 25 Kerr, J. et al. *Planning for development of land on or close to active faults: a guideline to assist resource management planners in New Zealand. Institute of Geological & Nuclear Sciences Client Report 2002/124*. Wellington: Ministry for the Environment, 2003
- 26 Kramer, S.L. *Geotechnical Earthquake Engineering*. Upper Saddle River, NJ: Prentice Hall, 1996
- 27 Keefer, D.K. 'Rock avalanches caused by earthquakes – source characteristics', *Science*, 223 (4642), 1984, pp1288-1290
- 28 Baker, R. et al. 'Stability charts for pseudo-static slope stability analysis', *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 26(9), September 2006, pp813-823
- 29 Youd, T.L. and Perkins, D.M. 'Mapping of liquefaction-induced ground failure potential', *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 104(4), 1978, pp433-446
- 30 Boulanger, R.W. and Idriss, I.M. *Evaluating the Potential for Liquefaction or Cyclic Failure of Silts and Clays. Report no UCD/CGM 04-01*. Davis, CA: University of California, Davis. Centre for Geotechnical Modelling, 2004
- 31 Seed, R.B. et al. 'Recent advances in soil liquefaction engineering: a unified and consistent framework', *26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar, HMS Queen Mary, Long Beach, California, 2003*. Available at: <http://www.fugrowest.com/pdf/QueenMaryPaper.pdf> [Accessed: 2 March 2009]
- 32 Jefferies, M. and Been, K. *Soil liquefaction: a critical state approach*. Abingdon: Taylor & Francis, 2006
- 33 Idriss, I.M. and Boulanger, R.W. *Soil liquefaction during earthquakes*. Oakland, CA: Earthquake Engineering Research Institute, 2008
- 34 Tokimatsu, K. and Seed, H.B. 'Evaluation of settlements in sand due to earthquake shaking', *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, 113(8), 1987, pp861-878
- 16 Cook, N. *Designers' guide to EN 1991-1-4. Eurocode 1: Actions on structures, general actions. Part 1-4: Wind actions*. London: Thomas Telford, 2007
- 17 Gardner, L. and Nethercot, D. *Designers' guide to EN 1993-1-1. Eurocode 3: Design of Steel Structures - General Rules and Rules for Buildings*. London: Thomas Telford, 2005
- 18 Frank, R. et al. *Designers' guide to EN 1997-1. Eurocode 7: Geotechnical Design - General Rules*. London: Thomas Telford, 2004
- 19 Fardis, M. et al. *Designers' guide to EN 1998-1 and 1998-5. Eurocode 8: Design provisions for earthquake resistant structures*. London: Thomas Telford, 2005
- 20 AFPS. *Guide des dispositions constructives parasismiques des ouvrages en acier, béton, bois et maçonnerie*. Paris: Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2006
- 21 AFPS. *Guide de la conception parasismique des bâtiments*. Paris: Eyrolles, 2003
- 22 Nazé, P-A. et al. *Méthodes en déplacement: principe-codification-application. AFPS Cahier Technique 26*. Paris: AFPS, 2006
- 23 ASCE/SEI 7-05: *Minimum design loads for buildings and other structures*. Reston, VA: ASCE, 2006
- 24 California Geological Survey. *Guidelines for evaluating the hazard of surface fault rupture. Note 49*. Sacramento, CA: CGS, 2002
- 25 Kerr, J. et al. *Planning for development of land on or close to active faults: a guideline to assist resource management planners in New Zealand. Institute of Geological & Nuclear Sciences Client Report 2002/124*. Wellington: Ministry for the Environment, 2003
- 26 Kramer, S.L. *Geotechnical Earthquake Engineering*. Upper Saddle River, NJ: Prentice Hall, 1996
- 27 Keefer, D.K. 'Rock avalanches caused by earthquakes – source characteristics', *Science*, 223 (4642), 1984, pp1288-1290
- 28 Baker, R. et al. 'Stability charts for pseudo-static slope stability analysis', *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 26(9), September 2006, pp813-823
- 29 Youd, T.L. and Perkins, D.M. 'Mapping of liquefaction-induced ground failure potential', *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 104(4), 1978, pp433-446
- 30 Boulanger, R.W. and Idriss, I.M. *Evaluating the Potential for Liquefaction or Cyclic Failure of Silts and Clays. Report no UCD/CGM 04-01*. Davis, CA: University of California, Davis. Centre for Geotechnical Modelling, 2004
- 31 Seed, R.B. et al. 'Recent advances in soil liquefaction engineering: a unified and consistent framework', *26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar, HMS Queen Mary, Long Beach, California, 2003*. Available at: <http://www.fugrowest.com/pdf/QueenMaryPaper.pdf> [Accessed: 2 March 2009]
- 32 Jefferies, M. and Been, K. *Soil liquefaction: a critical state approach*. Abingdon: Taylor & Francis, 2006
- 33 Idriss, I.M. and Boulanger, R.W. *Soil liquefaction during earthquakes*. Oakland, CA: Earthquake Engineering Research Institute, 2008
- 34 Tokimatsu, K. and Seed, H.B. 'Evaluation of settlements in sand due to earthquake shaking', *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, 113(8), 1987, pp861-878

Références

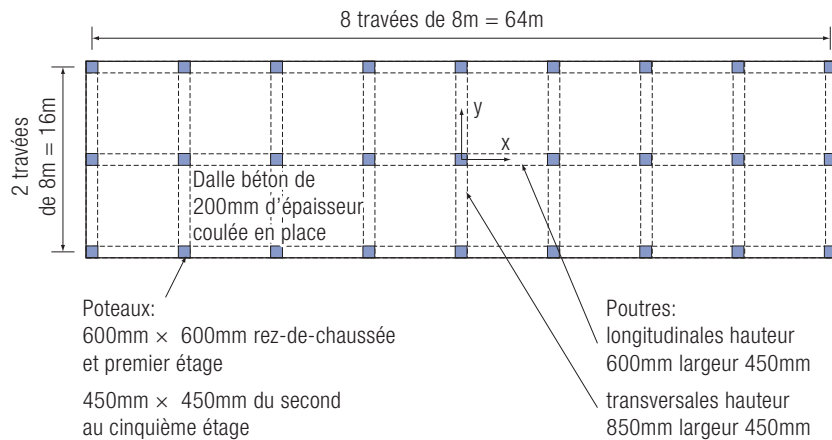
- 35 ASCE/SEI 41-06: *Seismic rehabilitation of existing buildings*. Reston, VA: ASCE, 2007 [developed from FEMA 356]
- 36 Musson, R. and Sargeant, S. *Eurocode 8 seismic hazard zoning maps for the UK. British Geological Survey Seismology and Geomagnetism Programme Technical Report CR/07/125, 2007*. Available at: http://www.seced.org.uk/news/UK_seismic_hazard_report-issue3.pdf [Accessed: 2 March 2009]
- 37 European Seismological Commission. *European-Mediterranean seismic hazard map*. Available at: <http://wija.ija.csic.es/gt/earthquakes> [Accessed: 2 March 2009]
- 38 FEMA 450: *NEHRP Recommended provisions and commentary for seismic regulations for new buildings and other structures. 2003 edition*. Available at: <http://www.fema.gov/library/viewRecord.do?id=2020> [Accessed: 2 March 2009]
- 39 Abrahamson, N.A. and Silva, W.J. 'Empirical Response Spectral Attenuation Relations for Shallow Crustal Earthquakes', *Seismological Research Letters*, 68(1), Jan/Feb 1997, pp94-127
- 40 Somerville, P.G. et al. 'Modification of empirical strong ground motion attenuation relations to include amplitude and duration effects of rupture directivity', *Seismological Research Letters*, 68(1), Jan/Feb 1997, pp199-222
- 41 ASCE/SEI 43-05: *Seismic design criteria for structures, systems and components in nuclear facilities*. Reston, VA: ASCE, 2005
- 42 ASCE 4-98: *Seismic analysis of safety-related nuclear structures and commentary*. Reston, VA: ASCE, 1998
- 43 Fajfar, P. and Krawinkler, H. eds. *Performance-based seismic design: concepts and implementation: proceedings of an international workshop, Bled, Slovenia, 28 June-1 July 2004. PEER Report 2004/05*. Richmond, CA: Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2004. Available at: http://peer.berkeley.edu/publications/peer_reports/reports_2004/0405.pdf [Accessed: 2 March 2009]
- 44 ATC-40: *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*. Redwood City, CA: ATC, 1996
- 45 FEMA 440: *Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures*. Available at: <http://www.fema.gov/library/viewRecord.do?id=1438> [Accessed: 2 March 2009]
- 46 Chopra, A.K. and Goel, R.K. *A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for buildings: theory and preliminary evaluation. PEER Report 2001/03*. [s.l.]: Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2001. Available at: http://peer.berkeley.edu/publications/peer_reports/reports_2001/0103.pdf [Accessed: 2 March 2009]
- 47* EN 1998-3: 2005: *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 3: Assessment and retrofitting of buildings*
- 48 Coin, A. et al. 'Bâtiment à structures en béton: orientation pour l'actualisation des règles parasismiques', *Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics*, 495, Serie TGC 128, Juillet-Août 1991, pp93-104
- 49 Bisch P. and Coin A. 'Comportement sismique des murs banchés', *Revue Européenne de Génie Civil*, 10(2), 2006, pp137-164
- 50 Résultats du 'Benchmark' International CAMUS. AFPS Cahier Technique 19. Paris: AFPS, 2000
- 35 ASCE/SEI 41-06: *Seismic rehabilitation of existing buildings*. Reston, VA: ASCE, 2007 [developed from FEMA 356]
- 36 Musson, R. and Sargeant, S. *Eurocode 8 seismic hazard zoning maps for the UK. British Geological Survey Seismology and Geomagnetism Programme Technical Report CR/07/125, 2007*. Available at: http://www.seced.org.uk/news/UK_seismic_hazard_report-issue3.pdf [Accessed: 2 March 2009]
- 37 European Seismological Commission. *European-Mediterranean seismic hazard map*. Available at: <http://wija.ija.csic.es/gt/earthquakes> [Accessed: 2 March 2009]
- 38 FEMA 450: *NEHRP Recommended provisions and commentary for seismic regulations for new buildings and other structures. 2003 edition*. Available at: <http://www.fema.gov/library/viewRecord.do?id=2020> [Accessed: 2 March 2009]
- 39 Abrahamson, N.A. and Silva, W.J. 'Empirical Response Spectral Attenuation Relations for Shallow Crustal Earthquakes', *Seismological Research Letters*, 68(1), Jan/Feb 1997, pp94-127
- 40 Somerville, P.G. et al. 'Modification of empirical strong ground motion attenuation relations to include amplitude and duration effects of rupture directivity', *Seismological Research Letters*, 68(1), Jan/Feb 1997, pp199-222
- 41 ASCE/SEI 43-05: *Seismic design criteria for structures, systems and components in nuclear facilities*. Reston, VA: ASCE, 2005
- 42 ASCE 4-98: *Seismic analysis of safety-related nuclear structures and commentary*. Reston, VA: ASCE, 1998
- 43 Fajfar, P. and Krawinkler, H. eds. *Performance-based seismic design: concepts and implementation: proceedings of an international workshop, Bled, Slovenia, 28 June-1 July 2004. PEER Report 2004/05*. Richmond, CA: Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2004. Available at: http://peer.berkeley.edu/publications/peer_reports/reports_2004/0405.pdf [Accessed: 2 March 2009]
- 44 ATC-40: *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*. Redwood City, CA: ATC, 1996
- 45 FEMA 440: *Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures*. Available at: <http://www.fema.gov/library/viewRecord.do?id=1438> [Accessed: 2 March 2009]
- 46 Chopra, A.K. and Goel, R.K. *A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for buildings: theory and preliminary evaluation. PEER Report 2001/03*. [s.l.]: Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2001. Available at: http://peer.berkeley.edu/publications/peer_reports/reports_2001/0103.pdf [Accessed: 2 March 2009]
- 47* EN 1998-3: 2005: *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 3: Assessment and retrofitting of buildings*
- 48 Coin, A. et al. 'Bâtiment à structures en béton: orientation pour l'actualisation des règles parasismiques', *Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics*, 495, Serie TGC 128, Juillet-Août 1991, pp93-104
- 49 Bisch P. and Coin A. 'Comportement sismique des murs banchés', *Revue Européenne de Génie Civil*, 10(2), 2006, pp137-164
- 50 Résultats du 'Benchmark' International CAMUS. AFPS Cahier Technique 19. Paris: AFPS, 2000

Références

- 51 *SAFE Présentation et interprétation des essais SAFE. AFPS Cahier Technique hors série*. Paris: AFPS, 2002
- 52 *NF DTU 23-3: Ossatures en éléments industrialisés en béton*. Paris: CSTB, 2008
- 53* *EN 1993-1-1: 2005: Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1: General rules and rules for buildings*
- 54* *EN 1993-1-8: 2005: Eurocode 3: Design of steel structures. Part 8: Design of joints*
- 55* *ENV 1090-1: 1996: Execution of steel structures. Part 1: General rules and rules for building*
- 56 *NZS 3404: Part 1: 1997: Steel Structures Standard*. Wellington: Standards New Zealand, 1997
- 57 *FEMA 350: Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings*. Available at: <http://www.fema.gov/plan/prevent/earthquake/pdf/fema-350.pdf> [Accessed: 2 March 2009]
- 58 *ANSI/AISC 358-05: Prequalified connections for special and intermediate steel moment resisting frames for seismic applications*. Chicago. IL: AISC, 2005. Available at: <http://www.aisc.org/WorkArea/showcontent.aspx?id=6798> [Accessed: 2 March 2009]
- 59 Elghazouli A. 'Seismic design of steel structures to Eurocode 8', *The Structural Engineer*, 85(12), 19 June 2007, pp26-31
- 60* *EN 1993-1-5: 2005 Eurocode 3: Design of steel structures. Part 5: Plated structural elements*
- 61 Chatzigogos, C., Pecker, A. and Salençon, J. 'Seismic bearing capacity of circular footing on an heterogeneous cohesive soil', *Soils and Foundations*, 47(4), 2007, pp783-797
- 62 Viallet, E. et al. *Guide méthodologique pour la conception, l'installation et le diagnostic des équipements en zone sismique. AFPS Cahier Technique 28*. Paris: AFPS, 2007
- 63* *EN 1998-6: 2005: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 6: Towers, masts and chimneys*
- 64* *EN 1998-4: 2006: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 4: Silos, tanks and pipelines*
- 65 Massey, W., Meggett, L. and Charleson, A. *Architectural design for earthquake: a guide to the design of non-structural elements*. 2nd ed. Wellington: New Zealand Society for Earthquake Engineering, 2007. Available at: <http://www.nzsee.org.nz/PUBS/ADE2007.pdf> [Accessed: 2 March 2009]
- 51 *SAFE Présentation et interprétation des essais SAFE. AFPS Cahier Technique hors série*. Paris: AFPS, 2002
- 52 *NF DTU 23-3: Ossatures en éléments industrialisés en béton*. Paris: CSTB, 2008
- 53* *EN 1993-1-1: 2005: Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1: General rules and rules for buildings*
- 54* *EN 1993-1-8: 2005: Eurocode 3: Design of steel structures. Part 8: Design of joints*
- 55* *ENV 1090-1: 1996: Execution of steel structures. Part 1: General rules and rules for building*
- 56 *NZS 3404: Part 1: 1997: Steel Structures Standard*. Wellington: Standards New Zealand, 1997
- 57 *FEMA 350: Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings*. Available at: <http://www.fema.gov/plan/prevent/earthquake/pdf/fema-350.pdf> [Accessed: 2 March 2009]
- 58 *ANSI/AISC 358-05: Prequalified connections for special and intermediate steel moment resisting frames for seismic applications*. Chicago. IL: AISC, 2005. Available at: <http://www.aisc.org/WorkArea/showcontent.aspx?id=6798> [Accessed: 2 March 2009]
- 59 Elghazouli A. 'Seismic design of steel structures to Eurocode 8', *The Structural Engineer*, 85(12), 19 June 2007, pp26-31
- 60* *EN 1993-1-5: 2005 Eurocode 3: Design of steel structures. Part 5: Plated structural elements*
- 61 Chatzigogos, C., Pecker, A. and Salençon, J. 'Seismic bearing capacity of circular footing on an heterogeneous cohesive soil', *Soils and Foundations*, 47(4), 2007, pp783-797

Annexe A: Exemples de calcul des rayons de torsion et du rayon de giration

Exemple 1: Batiment a ossature tridimensionnelle avec excentricité des masses et rigidités concentriques



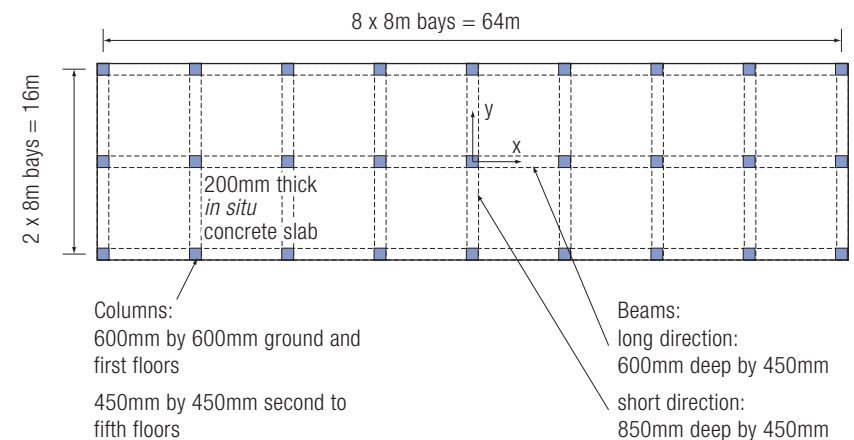
Rigidité des poteaux à l'effort normal: $E_{cd}A_c$
 Rigidité des poteaux à la flexion: $0,7 E_{cd} I$
 Rigidité des poutres à la flexion: $0,5 E_{cd} I$
 où les notations sont données dans le tableau 9.1 et avec $E_{cd} = 24,8 \times 10^6 \text{kN/m}^2$

Fig A1 Exemple de bâtiment à ossature tridimensionnelle

La Figure A.1 montre la vue en plan d'un bâtiment de 5 niveaux avec une ossature tridimensionnelle en béton consistant en une trame régulière de poutres et poteaux. Les hauteurs d'étage sont de 3m pour tous les niveaux ; la hauteur totale est de donc de 15m. Pour prendre en compte les charges permanentes (incluant les cloisons intérieures, les panneaux de façade externes et les revêtements de sol) et une part des charges d'exploitation, l'épaisseur totale moyenne des planchers est, pour l'analyse qui suit, prise égale à 350mm.

Appendix A: Example calculations of torsional radii and radius of gyration

Example 1: Space frame building with eccentric mass and concentric stiffness



Column axial rigidity: $E_{cd}A_c$
 Column flexural rigidity: $0.7 E_{cd} I$
 Beam flexural rigidity: $0.5 E_{cd} I$
 where symbols are defined in Table 9.1 and $E_{cd} = 24.8 \times 10^6 \text{kN/m}^2$

Fig A1 Example space frame building

Figure A.1 shows the plan view of a 5 storey building with a concrete space frame consisting of a uniform grid of columns and beams. The storey height for all storeys is 3m; thus the total height is 15m. To allow for permanent floor loads (including internal partitions external cladding and floor finishes) and some floor live load, the total average slab thickness for the analysis described below was taken as 350mm.

Annexe A

L'examen du bâtiment montre que le centre de rigidité est situé au centre géométrique du bâtiment. Les poteaux et poutres sont identiques dans toutes les directions, ainsi la rigidité est globalement identique dans chaque direction.

La figure montre les hypothèses adoptées pour les propriétés de raideur des éléments, basées sur le Tableau 9.1 de ce *Manuel*. Tous les nœuds sont supposés rigides.

Évaluation préliminaire de la régularité en plan, selon la Section 6.3.2.

- **Point 1.** La forme en plan est rectangulaire – *ok*.
- **Point 2.** Les planchers sont constitués d'une dalle de béton coulé en place de 200mm – épaisseur supérieure à 70mm – *ok*.
- **Point 3.** Le rapport de raideurs latérales dans les deux directions est compris entre 0,77 et 1,3 et le rapport des longueurs en plan est $(64/16) = 4$. Il se déduit du Tableau 6.1 que l'excentricité maximale autorisée entre le centre de raideur et le centre de masse est $0,1 \times 64 = 6,4\text{m}$ dans le sens de la longueur et $0,1 \times 16 = 1,6\text{m}$ dans le sens de la largeur. Le centre de raideur est situé au centre géométrique, ainsi il faut que le centre de masse ne soit pas éloigné du centre géométrique des valeurs supérieures à celles ci-dessus pour classer la structure dans la catégorie régulière en plan.

L'étude préliminaire permet de classer la structure dans la catégorie régulière en plan.

Étude détaillée pour l'évaluation de la régularité en plan, selon la Section 6.3.3 (étude nécessaire pour l'étape d'exécution). Dans le cas de cet exemple, le centre de masse est supposé déplacé du centre géométrique de 4,8m dans le sens de la longueur et de 1m dans le sens de la largeur, le centre de raideur étant inchangé.

- **Point 1.** La distribution des raideurs en plan est totalement symétrique. La distribution des masses n'est pas symétrique mais, pour autant que ceci ne soit pas dû à un petit nombre de masses concentrées représentant une part importante de la masse totale, la distribution de masses peut être classée comme « approximativement » symétrique si les points 5 et 6 sont vérifiés.
- **Point 2.** La forme est compacte, sans angle rentrant.
- **Point 3.** La portée réduite des planchers leur permet d'avoir une très grande raideur vis-à-vis des éléments de contreventement successifs. Une vérification quantitative permet de confirmer que l'adoption d'un modèle infiniment rigide pour les diaphragmes impacte les déplacements horizontaux d'une valeur beaucoup plus faible que 10%.
- **Point 4.** Le rapport de longueur des côtés est de 4.

By inspection, the centre of stiffness is at the geometric centre of the building. The columns and beams are the same in both directions, and hence the stiffness in both directions is roughly equal.

The figure shows the assumptions made about member stiffness properties, which are based on Table 9.1 of this *Manual*. It is assumed that all joints are fully rigid.

Carry out a preliminary assessment for regularity in plan, according to Section 6.3.2.

- **Point 1.** The plan shape is rectangular – *ok*.
- **Point 2.** The concrete slab is 200mm thick *in situ* concrete – greater than 70mm – *ok*.
- **Point 3.** The stiffness ratio in the two directions lies between 0.77 and 1.3, and the side length ratio is $(64/16) = 4$. Therefore, from Table 6.1, the maximum eccentricity between centres of stiffness and mass that can be permitted is $0.1 \times 64 = 6.4\text{m}$ in the long direction, and $0.1 \times 16 = 1.6\text{m}$ in the short direction. The centre of stiffness lies at the geometric centre, so provided the centre of mass is not displaced by more than these amounts from the geometric centre, then the preliminary assessment is that the structure may be classified as regular in plan.

The conclusion from the preliminary assessment is that the structure can be classified as regular in plan.

Carry out a detailed assessment for regularity in plan, according to Section 6.3.3 (necessary at final design stage). Assume, for the purpose of this worked example, that the centre of mass is displaced from the geometric centre by 4.8m in the long direction and 1m in the short direction, but that the stiffness centre remains unchanged.

- **Point 1.** The distribution of stiffness in plan is highly symmetrical. The distribution of mass in plan is not symmetrical, but provided this is not caused by a small number of concentrated masses which are a significant proportion of the total mass, the mass distribution can be accepted as 'approximately' symmetrical, provided Points 5 and 6 are satisfied.
- **Point 2.** The plan shape is compact, with no re-entrant corners.
- **Point 3.** By inspection, the short span of the floor slab between successive lateral load resisting elements results in very high effective stiffness. A quantitative check confirms that modelling the diaphragms as infinitely rigid changes the horizontal deflections in the slab by much less than 10%.
- **Point 4.** The ratio of side lengths is 4.

Annexe A

– **Point 5.** Le rayon de torsion est calculé comme suit :

Calculs manuels des rayons de torsion

Application de l'équation 6.4:

$$r_x \approx \sqrt{\frac{\sum \{(x - x_{cs})^2 E_{ly} + (y - y_{cs})^2 E_{lx}\}}{\sum (E_{ly})}}; r_y \approx \sqrt{\frac{\sum \{(x - x_{cs})^2 E_{ly} + (y - y_{cs})^2 E_{lx}\}}{\sum (E_{lx})}}$$

En notant que la raideur de flexion de tous les poteaux est la même dans les deux directions ($E_{lx} = E_{ly}$),

$$r_x \approx r_y \approx \sqrt{\left(\frac{(3 \times 0^2 + 6 \times 8^2 + 6 \times 16^2 + 6 \times 24^2 + 6 \times 32^2) + (2 \times 9 \times 8^2)}{27}\right)}$$

$$= \sqrt{12672/27} = 21,7\text{m}$$

Comme défini précédemment, l'excentricité de la masse par rapport au centre de raideur est de 4,8m et de 1m, respectivement selon les directions X et Y,

$$r_x/e_{ox} \approx 21,7/4,8 = 4,52 > 3,33 \quad \text{ok}$$

$$r_y/e_{oy} \approx 21,7/1 = 21,7 \gg 3,33 \quad \text{ok}$$

Note e_{ox} et e_{oy} définissent l'excentricité entre le centre de masse et le centre de torsion de chaque plancher. Compte tenu de la distribution symétrique des poteaux, il est clair que le centre de torsion est situé au centre géométrique du plancher. D'autres informations concernant le calcul du rayon de torsion sont données en Section 6.3.6.

En conclusion, le rayon de torsion dans les deux directions est suffisamment grand en comparaison de l'excentricité de la masse par rapport au centre de raideur pour que la structure puisse être classée dans la catégorie régulière vis-à-vis de cet aspect.

Calcul du rayon de torsion par ordinateur (voir Section 6.3.6)

Les calculs simplifiés précédents sont maintenant vérifiés en utilisant des résultats plus précis obtenus par une modélisation 3D de la structure.

Les déplacements trouvés en haut du bâtiment sont :

1,57x10⁻⁴m selon X pour une charge arbitraire L kN appliquée dans la direction X,

1,16 x10⁻⁴m selon Y pour une charge arbitraire L kN appliquée dans la direction Y,

2,54 x10⁻⁷ radians selon l'axe vertical, pour un moment arbitraire L kNm appliqué sur l'axe vertical.

– **Point 5.** The torsional radius is calculated as follows.

Hand calculation of torsional radii

Use Equation 6.4:

$$r_x \approx \sqrt{\frac{\sum \{(x - x_{cs})^2 E_{ly} + (y - y_{cs})^2 E_{lx}\}}{\sum (E_{ly})}}; r_y \approx \sqrt{\frac{\sum \{(x - x_{cs})^2 E_{ly} + (y - y_{cs})^2 E_{lx}\}}{\sum (E_{lx})}}$$

Noting that the flexural stiffness of all columns is the same in both directions ($E_{lx} = E_{ly}$),

$$r_x \approx r_y \approx \sqrt{\left(\frac{(3 \times 0^2 + 6 \times 8^2 + 6 \times 16^2 + 6 \times 24^2 + 6 \times 32^2) + (2 \times 9 \times 8^2)}{27}\right)}$$

$$= \sqrt{12672/27} = 21.7\text{m}$$

Given the mass to stiffness eccentricities of 5m and 1m in X and Y directions respectively,

$$r_x/e_{ox} \approx 21.7/4.8 = 4.52 > 3.33 \quad \text{ok}$$

$$r_y/e_{oy} \approx 21.7/1 = 21.7 \gg 3.33 \quad \text{ok}$$

Note e_{ox} and e_{oy} are defined as the eccentricity between the centre of mass of each floor and the torsional centre of each floor. Because of the symmetrical layout of the columns, the torsional centre is (by inspection) located at the geometric centre of the floor. Additional information regarding the calculations of torsional radii are given in Section 6.3.6.

Hence the torsional radii in both directions are sufficiently large in relation to the mass to stiffness centre eccentricity that the structure may be classified as regular on this point.

Computer calculation of torsional radii (see Section 6.3.6)

The approximate hand calculations of the previous paragraphs are now checked using the more precise results obtained from a computer analysis of a 3-D model of the structure.

Deflection of top of building is found to be:

1.57x10⁻⁴m in X direction for arbitrary load L kN in X direction.

1.16 x10⁻⁴m in Y direction for arbitrary load L kN in Y direction.

2.54 x10⁻⁷ radians about vertical axis for arbitrary moment L kNm about vertical axis.

Annexe A

NB : Etant donné que les calculs nécessitent uniquement les rapports des déplacements, la valeur de L peut être choisie de façon à obtenir des résultats pratiques à manipuler. Cependant, la charge appliquée L doit être la même dans les directions X et Y et le moment appliqué doit être égal à L kNm. La valeur de la charge appliquée à chaque niveau est fixée proportionnellement à la hauteur du niveau. Dans cet exemple, la force L appliquée est égale à 15kN.

$$\text{Ainsi : } r_x = \sqrt{\frac{1,16 \times 10^{-4}}{2,54 \times 10^{-7}}} = 21,4\text{m}; \quad r_y = \sqrt{\frac{1,57 \times 10^{-4}}{2,54 \times 10^{-7}}} = 24,9\text{m}$$

Les valeurs du rayon de torsion calculées en utilisant les résultats par ordinateur diffèrent des valeurs obtenues par calculs simplifiés, ces derniers négligeant la contribution de la flexibilité des poutres sur la flexibilité globale.

– **Point 6.** Pour une distribution des masses uniforme, le rayon de giration I_s est égal à :

$$I_s = \sqrt{(I^2 + b^2)/12} = \sqrt{(64^2 + 16^2)/12} = 19,0\text{m}$$

La distribution des masses est en réalité non uniforme, aussi I_s dépasse cette valeur.

Avec la distribution exacte des masses à chaque niveau, il est relativement simple de calculer manuellement I_s , la valeur ainsi obtenue est 19,5m. Les valeurs calculées à la main de r_x et r_y (voir ci-dessus) sont supérieures à cette dernière valeur.

Le tableau A.1 présente les valeurs de pourcentage de masse modale en translation et des moments d'inertie modaux obtenus pour les 6 premiers modes de la structure par un calcul par ordinateur.

NB: since the calculations all involve ratios of deflections, the value of L can be chosen to give convenient results. However, the load L applied in the X direction must equal that in the Y direction, and the applied moment must equal L kNm. The magnitude of the load at each level is taken as proportional to the mass at each level times its height. For this example, the applied load L was equal to 15kN.

$$\text{Hence: } r_x = \sqrt{\frac{1.16 \times 10^{-4}}{2.54 \times 10^{-7}}} = 21.4\text{m}; \quad r_y = \sqrt{\frac{1.57 \times 10^{-4}}{2.54 \times 10^{-7}}} = 24.9\text{m}$$

The values of torsional radius calculated using a computer analysis are different from the approximate calculation, which neglects the contribution of beam flexibility to the overall structural flexibility.

– **Point 6.** For a uniform mass distribution, the radius of gyration I_s would equal:

$$I_s = \sqrt{(I^2 + b^2)/12} = \sqrt{(64^2 + 16^2)/12} = 19.0\text{m}$$

In fact, the non-uniform mass distribution means that I_s exceeds this value.

Given the exact distribution of the masses at each floor, it would be relatively simple to calculate I_s by hand as about 19.5m. The hand calculation of r_x and r_y (see above) gives values which are greater than this.

A computer analysis gives the values for the first six modes of vibration of the structure shown in Table A.1, together with translational mass and moment of inertia attributed to each mode, as a percentage of the total.

Annexe A

Tableau A.1 Périodes et participations modales pour le bâtiment à ossature tridimensionnelle

	Période (s)	Masse modale en translation			Moment d'inertie modal		
		Masse totale			Moment d'inertie total		
		U_x/M_{tot}	U_y/M_{tot}	U_z/M_{tot}	R_x	R_y	R_z
Mode 1	1,21	76%	0%	0%	0%	20%	1%
Mode 2	1,11	1%	52%	0%	51%	0%	24%
Mode 3	0,93	0%	24%	0%	24%	0%	52%
Mode 4	0,39	12%	0%	0%	0%	0%	0%
Mode 5	0,37	0%	9%	0%	0%	0%	4%
Mode 6	0,31	0%	4%	0%	0%	0%	9%
Participation totale des 6 premiers modes		90%	90%	0%	75%	20%	90%

Il apparait que le mode 1 est un mode de translation pur dans la direction X. Le mode 2 est un mode couplé de translation et de torsion, mais mobilise plus de la moitié de la masse dans la direction Y et seulement un quart du moment d'inertie autour de l'axe vertical relié à la réponse en torsion. Le mode 3 peut être qualifié de premier mode à prédominance de torsion ; en effet, le moment d'inertie d'axe vertical prédomine devant l'inertie en translation selon Y. Les masses modales dans la direction Z ainsi que les moments d'inertie modaux dans les directions X et Y ont également été donnés dans le tableau A.1 mais n'affectent pas les mouvements latéraux en plan et ainsi ne sont pas à considérer vis-à-vis de la régularité en plan.

En résumé :

- T_1 – premier mode de translation dans la direction X = 1,21s
- T_2 – premier mode où la translation selon Y est prépondérante = 1,11s
- T_3 – premier mode à torsion prépondérante = 0,93s

Ainsi, le premier mode de torsion a une période plus courte que les premiers modes de translation : la structure peut être qualifiée de « rigide en torsion ».

Les calculs détaillés confirment que la structure peut être classée comme régulière en plan.

Table A.1 Modal periods and participations for space frame building

	Period (secs)	Modal translational mass			Modal moment of inertia		
		Total mass			Total moment of inertia		
		U_x/M_{tot}	U_y/M_{tot}	U_z/M_{tot}	R_x	R_y	R_z
Mode 1	1.21	76%	0%	0%	0%	20%	1%
Mode 2	1.11	1%	52%	0%	51%	0%	24%
Mode 3	0.93	0%	24%	0%	24%	0%	52%
Mode 4	0.39	12%	0%	0%	0%	0%	0%
Mode 5	0.37	0%	9%	0%	0%	0%	4%
Mode 6	0.31	0%	4%	0%	0%	0%	9%
Total participation in the first 6 modes		90%	90%	0%	75%	20%	90%

It can be seen that Mode 1 is a pure translational mode in the X direction. Mode 2 is a coupled lateral torsional mode, but captures over half the Y direction mass, and only one quarter of the moment of inertia about the vertical axis, which relates to torsional response. Mode 3 can be characterised as the first predominantly torsional mode, because the vertical moment of inertia now dominates over the Y translational inertia. The translational masses in the Z direction, and the moments of inertia about the X and Y axes have been shown in Table A.1 for completeness, but do not affect lateral motions in plan, and so are not relevant to plan regularity.

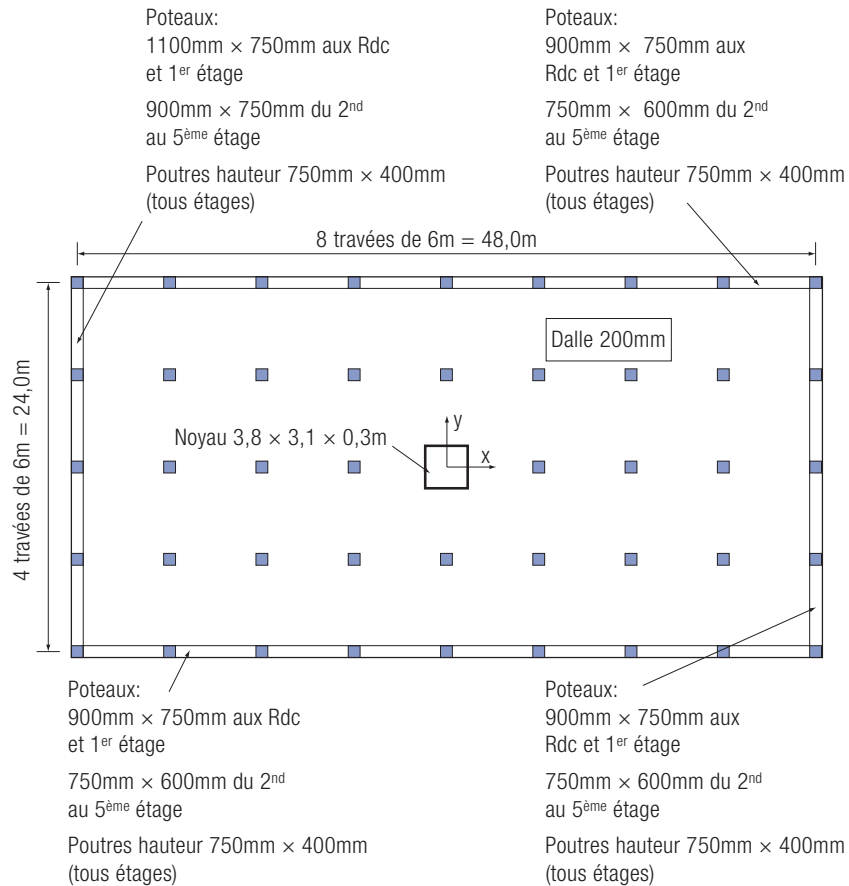
To summarise:

- T_1 = first translational mode in X direction = 1.21secs
- T_2 = first predominantly translational mode in Y direction = 1.11secs
- T_3 = first predominantly torsional mode = 0.93secs

Hence the first torsional mode is lower than both the first translational modes, and the structure can be classified as 'torsionally rigid'.

The detailed assessment confirms that the structure can be classified as regular in plan.

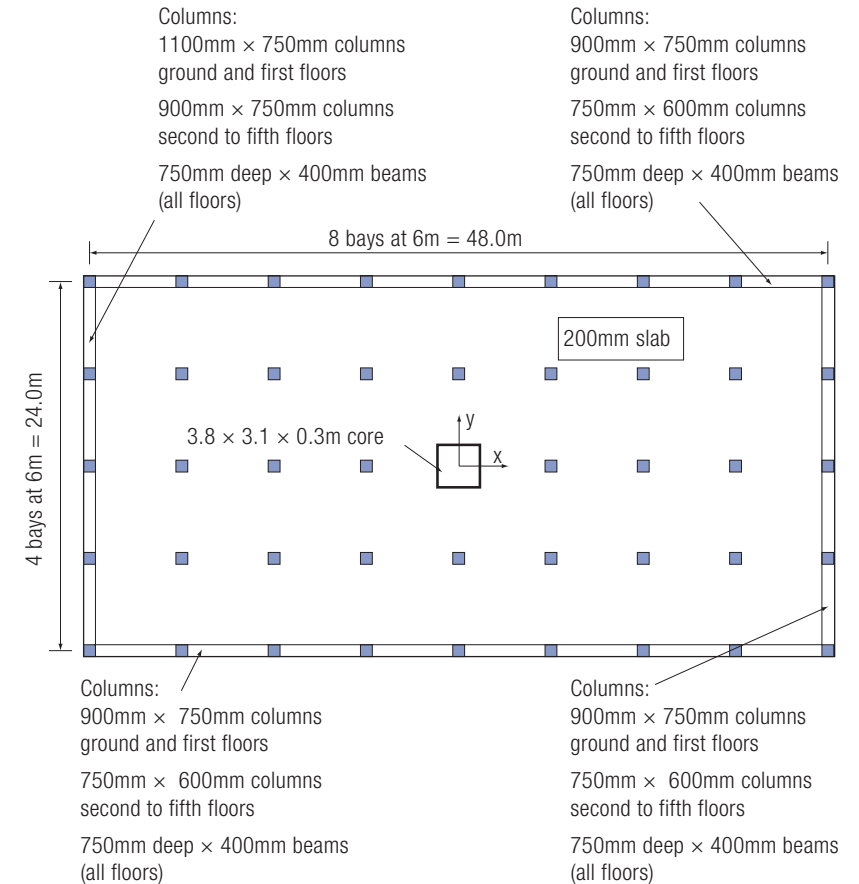
Exemple 2: Bâtiment à noyau et ossature périphérique avec un centre de masse concentrique et un centre de rigidité excentré



Rigidité axiale des poteaux et des voiles du noyau: $E_{cd}A_c$
Rigidité des poteaux à la flexion: $0,7 E_{cd} I$
Rigidité des voiles du noyau à la flexion: $0,5 E_{cd} I$ au Rdc et au 1^{er} étage
Rigidité des voiles du noyau à la flexion: $1,0 E_{cd} I$ du 2nd au 5^{ème} étages
Rigidité des poutres à la flexion: $0,5 E_{cd} I$
où les notations sont définies dans le Tableau 9.1 et $E_{cd} = 24,8 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$

Fig A2 Exemple de bâtiment à noyau et ossature périphérique

Example 2: Core plus perimeter frame building with concentric mass and eccentric stiffness



Column and core wall axial rigidity: $E_{cd}A_c$
Column flexural rigidity: $0.7 E_{cd} I$
Core wall flexural rigidity: $0.5 E_{cd} I$ / ground and first floor
Core wall flexural rigidity: $1.0 E_{cd} I$ / second to fifth floor
Beam flexural rigidity: $0.5 E_{cd} I$
where symbols are defined in Table 9.1 and $E_{cd} = 24.8 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$

Fig A2 Example core plus perimeter frame building

Annexe A

La Figure A.2 présente la vue en plan d'un bâtiment à 5 niveaux comportant une ossature périphérique en béton et un noyau central en béton. Les poteaux intermédiaires sont considérés comme des éléments secondaires qui ne contribuent pas à la résistance sismique. La hauteur d'étage est de 3m, soit une hauteur totale de 15m. La structure est régulière en élévation. Sont également indiquées les hypothèses en matière de rigidité des éléments, basées sur le Tableau 9.1 du présent *Manuel*. Afin de prendre en compte les charges permanentes de plancher (incluant les cloisons, les panneaux de façade et les revêtements de sols), l'épaisseur totale de plancher considérée pour l'analyse décrite plus loin est de 350mm.

Afin de mettre en évidence l'effet de l'excentricité des rigidités, les poteaux périphériques du côté gauche sur la Figure A2 ont une section plus importante que ceux du côté droit. Les ossatures périphériques des deux long pans sont identiques. Le centre du noyau est placé au centre géométrique et la masse est supposée uniformément distribuée, ainsi le centre de masse est supposé correspondre au centre géométrique.

Un calcul sur une structure 3D à barres a été mené et permet d'obtenir les résultats suivants, en utilisant les procédures de la Section 6.3.6.

Déplacement au centre et en haut du bâtiment (i.e. au centre de masse) :

- (a) $45,3 \times 10^{-3}$ m dans la direction X pour une charge arbitraire L kN dans la direction X (en prenant en compte le noyau),
- (b) $76,7 \times 10^{-3}$ m dans la direction X pour une charge arbitraire L kN dans la direction X (en déconnectant le noyau de la structure),
- (c) $65,6 \times 10^{-3}$ m dans la direction Y pour une charge arbitraire L kN dans la direction Y (en prenant en compte le noyau),
- (d) 112×10^{-3} m dans la direction Y pour une charge arbitraire L kN dans la direction Y (en déconnectant le noyau de la structure),
- (e) $1,09 \times 10^{-3}$ radians autour de l'axe vertical pour une charge arbitraire L kN dans la direction Y (en prenant en compte le noyau),
- (f) $0,139 \times 10^{-3}$ radians autour de l'axe vertical pour un moment arbitraire L kNm selon l'axe vertical (en prenant en compte le noyau),
- (g) $1,11 \times 10^{-3}$ m dans la direction Y pour un moment arbitraire L kNm selon l'axe vertical (en prenant en compte le noyau),
- (h) zéro selon la direction X pour un moment arbitraire L kNm selon l'axe vertical (en prenant en compte le noyau).

NB : Comme dans l'exemple, étant donné que les calculs nécessitent uniquement les rapports des déplacements, la valeur de L peut être choisie de façon à obtenir des résultats pratiques à manipuler. Cependant, la charge appliquée L doit être la même dans les directions X et Y et le moment appliqué doit être égal à L kNm. La valeur de la charge appliquée à chaque niveau est fixée proportionnellement à la hauteur du niveau. Dans cet exemple, la force L appliquée est égale à 15MN.

Figure A.2 shows the plan view of a 5 storey building with a concrete perimeter frame and central concrete core. Internal columns are taken as secondary elements which do not contribute to seismic resistance. The storey height for all storeys is 3m; thus the total height is 15m. The structure is regular in elevation. The figure shows the assumptions made about member stiffness properties, which are based on Table 9.1 of this *Manual*. To allow for permanent floor loads (including internal partitions external cladding and floor finishes) and some floor live load, the total average slab thickness for the analysis described below was taken as 350mm.

In order to demonstrate the effect of stiffness eccentricity, the perimeter columns on the left hand side of Figure A.2 have been sized larger than those on the right hand side. The perimeter frames along the two long sides are identical. The centre core is placed at the geometric centre and the mass is assumed as uniformly distributed, so the centre of mass is assumed to lie at the geometric centre.

A 3-D space frame analysis has been carried out, with the following results, using the procedure of Section 6.3.6.

Deflection at centre of top of building (i.e. at the centre of mass):

- (a) 45.3×10^{-3} m in X direction for arbitrary load L kN in X direction – assuming core is present
- (b) 76.7×10^{-3} m in X direction for arbitrary load L kN in X direction – disconnecting core
- (c) 65.6×10^{-3} m in Y direction for arbitrary load L kN in Y direction – assuming core is present
- (d) 112×10^{-3} m in Y direction for arbitrary load L kN in Y direction – disconnecting core
- (e) 1.09×10^{-3} radians about vertical axis for arbitrary load L kN in Y direction (core present)
- (f) 0.139×10^{-3} radians about vertical axis for arbitrary moment L kNm about vertical axis (core present)
- (g) 1.11×10^{-3} m in Y direction for arbitrary moment L kNm about vertical axis (core present)
- (h) zero in X direction for arbitrary moment L kNm about vertical axis (core present).

NB: as in the previous example, since the calculations all involve ratios of deflections, the value of L can be chosen to give convenient results. However, the load L applied in the X direction must equal that in the Y direction, and the applied moment must equal L kNm. The magnitude of the load at each level is taken as proportional to the mass at each level times its height. For this example, the applied load L was equal to 15MN.

Annexe A

Eccentricité du centre de raideur selon la direction X :

$$e_{ox} = -\left[\frac{1,09 \times 10^{-3}}{0,139 \times 10^{-3}} \right] = -7,9\text{m} \quad (\text{i.e. avec la présence du noyau}).$$

Rapport de la raideur totale (i.e. avec la présence du noyau) selon la direction X à la raideur totale selon la direction Y

$$= \frac{65,6 \times 10^{-3}}{45,3 \times 10^{-3}} = 1,43$$

Rapport de la raideur du noyau à la raideur de l'ossature périphérique dans la direction X

$$= \frac{1/(45,3 \times 10^{-3}) - 1/(76,7 \times 10^{-3})}{1/(76,7 \times 10^{-3})} = 0,69$$

Rapport de la raideur du noyau à la raideur de l'ossature périphérique dans la direction Y

$$= \frac{1/(65,6 \times 10^{-3}) - 1/(112 \times 10^{-3})}{1/(112 \times 10^{-3})} = 0,71$$

Ces calculs doivent théoriquement être menés à partir des déplacements au centre de *raideur* et pas au centre de *masse*. Les effets sont cependant faibles et les calculs ci-dessus sont suffisamment précis.

Pour le calcul du rayon de torsion au point 5, il est cependant important d'utiliser le déplacement selon Y au centre de raideur plutôt qu'au centre de masse. Ceci est nécessaire car la raideur selon Y est égale à la force divisée par le déplacement du centre de *raideur* (et pas du centre de *masse*). Les centres de raideur et de masse coïncident pour la direction X et il n'est pas nécessaire de faire d'ajustement. Les calculs s'écrivent comme suit :

Déplacement du centre de raideur pour une charge arbitraire L selon la direction Y appliqué au centre de raideur

$$= \{65,6 \quad + \quad (-1,09) \quad * \quad (1,11/0,139)\} \times 10^{-3} \text{ m}$$

Dépl. Ctr. de M sous charge en Y	+	Dépl. Ctr. de M sous moment	*	Rotation sous charge en Y Rotation sous moment
----------------------------------	---	-----------------------------	---	---

= 56,9 x10⁻³m au centre de raideur (à comparer à 65,6 x10⁻³m au centre de masse).

Eccentricity of total stiffness in X direction:

$$e_{ox} = -\left[\frac{1,09 \times 10^{-3}}{0,139 \times 10^{-3}} \right] = -7,9\text{m} \quad (\text{i.e. with core connected})$$

Ratio of total stiffness (i.e. with core connected) in X direction to total stiffness in Y direction

$$= \frac{65,6 \times 10^{-3}}{45,3 \times 10^{-3}} = 1,43$$

Ratio of core to perimeter frame stiffness in X direction

$$= \frac{1/(45,3 \times 10^{-3}) - 1/(76,7 \times 10^{-3})}{1/(76,7 \times 10^{-3})} = 0,69$$

Ratio of core to perimeter frame stiffness in Y direction

$$= \frac{1/(65,6 \times 10^{-3}) - 1/(112 \times 10^{-3})}{1/(112 \times 10^{-3})} = 0,71$$

These calculations of stiffness ratio should strictly be carried out on the basis of deflections at the centre of stiffness, not the centre of mass. However, the effect is quite small, and the above calculations are sufficiently accurate.

However, for the calculation of torsional radius in Point 5, it is important to calculate the Y deflection at the centre of *stiffness*, rather than the centre of *mass*. This is necessary, because the Y direction stiffness equals force divided by deflection at centre of *stiffness* (not *mass*). (Centre of stiffness and mass coincide in the X direction, so no adjustment is necessary). The calculation is as follows.

Deflection at centre of stiffness for arbitrary load L in Y direction applied at centre of stiffness

$$= \{65,6 \quad + \quad (-1,09) \quad * \quad (1,11/0,139)\} \times 10^{-3} \text{ m}$$

Y defln at CofM under Y load	+	Y defln at CofM under moment	*	Rotation under Y load Rotation under moment
------------------------------	---	------------------------------	---	--

= 56,9 x10⁻³ m at centre of *stiffness* (compared with 65,6 x10⁻³ m at centre of *mass*).

Annexe A

Evaluation préliminaire de la régularité en plan selon la Section 6.3.2.

- **Point 1.** La forme en plan est rectangulaire.
- **Point 2.** Les planchers sont constitués d'une dalle de béton coulé en place de 200mm.
- **Point 3.** Le rapport des raideurs latérales dans les deux directions est $(48/24) = 2$, ce qui est correct.

Il résulte des calculs par ordinateur présentés ci-dessus que le rapport de la raideur du noyau à la raideur de l'ossature est 0,69 dans la direction X et 0,71 dans la direction Y. 0,69 est juste à la limite des valeurs du Tableau 6.1(ii) et 0,71 est juste en dehors. En prenant 0,7 comme valeur des rapports, le rapport maximal des raideurs dans les deux directions doit être limité à 1,2 et l'excentricité maximale autorisée entre le centre de raideur et le centre de masse est $0,1 \times 48 = 4,8\text{m}$ selon la direction du long pan, et $0,1 \times 24 = 2,4\text{m}$ selon la direction du pignon.

Le rapport réel des raideurs est 1,43, ce qui est plus grand que 1,2. L'excentricité du centre de raideur par rapport au centre géométrique (et donc au centre de masse) dans la direction X est 7,9m, ce qui est plus grand que 4,8m. Ainsi cette condition n'est pas satisfaite et la structure ne peut pas être classée comme régulière en plan selon l'évaluation préliminaire. Une évaluation détaillée de la régularité en plan selon la Section 6.3.3 est donc nécessaire.

Ce qui suit présente l'évaluation détaillée de la régularité en plan selon la Section 6.3.3.

- **Point 1.** La distribution des masses en plan est symétrique. La distribution des raideurs en plan n'est pas symétrique, mais la présence d'une ossature périphérique complète avec un noyau en béton au centre géométrique semble satisfaire l'esprit des conditions, pour autant que les points 5 et 6 soient satisfaits (NB : en fait, il apparaît plus loin qu'ils ne sont pas satisfaits !)
- **Point 2.** La forme est compacte, sans angle rentrant.
- **Point 3.** Un simple examen montre que la courte portée des dalles de plancher entre les éléments successifs de contreventement conduit à considérer que leur raideur est très importante.
- **Point 4.** Le rapport de longueur des côtés est de 2, ce qui est moins que 4 – ok.
- **Point 5.** Le rayon de torsion est calculé comme suit.

Carry out a preliminary assessment for regularity in plan, according to Section 6.3.2.

- **Point 1.** The plan shape is rectangular.
- **Point 2.** The concrete slab is 200mm thick *in situ* concrete.
- **Point 3.** The side length ratio is $(48/24) = 2$, which is ok.

From the computer analysis results quoted above, the ratio of core stiffness to frame stiffness is 0.69 in the x-direction and 0.71 in the y-direction. 0.69 is just within the limiting ratio of Table 6.1(ii) and 0.71 is just outside it. Taking the ratio as 0.7, the maximum stiffness ratio in the two directions must be limited to 1.2 and the maximum eccentricity between centres of stiffness and mass that can be permitted is $0.1 \times 48 = 4.8\text{m}$ in the long direction, and $0.1 \times 24 = 2.4\text{m}$ in the short direction.

The actual total stiffness ratio is 1.43, which is greater than 1.2. The eccentricity of stiffness from the geometric centre (and hence the centre of mass) in the X direction is 7.9m, which is greater than 4.8m. Hence, these conditions are not satisfied, and the structure cannot be classified as regular in plan according to the preliminary assessment. A detailed assessment for regularity in plan according to Section 6.3.3 is therefore necessary.

The following sections show the detailed assessment for regularity in plan according to Section 6.3.3.

- **Point 1.** The distribution of mass in plan is symmetrical. The distribution of stiffness in plan is not symmetrical, but the presence of a complete perimeter frame with a concrete core at the geometric centre would seem to satisfy the spirit of this requirement, provided Points 5 and 6 are satisfied (NB: it turns out that they are not satisfied!).
- **Point 2.** The plan shape is compact, with no re-entrant corners.
- **Point 3.** By inspection, the short span of the floor slab between successive lateral load resisting elements results in high effective stiffness.
- **Point 4.** The ratio of side lengths is 2, which is less than 4 – ok.
- **Point 5.** The torsional radius is calculated as follows.

Annexe A

L'utilisation de l'équation simplifiée 6.4 n'est pas possible compte tenu de la mixité noyau – ossature. Les résultats de calcul par ordinateur donnés ci-dessus permettent d'effectuer un calcul direct.

$$r_x = \sqrt{\frac{56,9 \times 10^{-3}}{1,39 \times 10^{-4}}} = 20,2\text{m}; \quad r_y = \sqrt{\frac{45,3 \times 10^{-3}}{1,39 \times 10^{-4}}} = 18,0\text{m}$$

Les rapports d'excentricité dans chaque direction sont :

$$r_x/e_{ox} \approx 20,2/7,9 = 2,56 < 3,33 \quad \text{non satisfaisant};$$

$$r_y/e_{oy} \approx 18,0/0 = \infty > 3,33 \quad \text{ok}$$

Ainsi le rayon de torsion dans la direction X n'est pas suffisant pour contrer l'excentricité des raideurs dans cette direction, mais une légère modification des raideurs permettrait d'amener le rapport dans les limites. La structure est « modérément » irrégulière en plan. Cependant le rapport excède 2,5 et ainsi, selon la Section 6.3.4, la structure n'est pas « très » irrégulière en plan et reste dans le domaine d'application du *Manuel*.

– **Point 6.** La distribution des masses est uniforme, l'Equation 6.5 permet d'obtenir la valeur du rayon de giration I_s :

$$I_s = \sqrt{(I^2 + b^2)/12} = \sqrt{(48^2 + 24^2)/12} = 15,5\text{m}$$

Ainsi les rayons de torsion dans les deux directions dépassent sensiblement la valeur du rayon de giration. Ce type de résultat est obtenu dans la plupart des bâtiments à ossature périphérique lorsque la raideur de l'ossature est significative par rapport à la raideur du noyau. A titre de vérification, les périodes et contributions modales des six premiers modes de vibration, issues d'un calcul par ordinateur, sont, donnés dans le Tableau A.2.

Use of approximate Equation 6.4 is not possible, because of the mixture of a frame and core. The computer results quoted above enable a direct calculation to be made.

$$r_x = \sqrt{\frac{56.9 \times 10^{-3}}{1.39 \times 10^{-4}}} = 20.2\text{m}; \quad r_y = \sqrt{\frac{45.3 \times 10^{-3}}{1.39 \times 10^{-4}}} = 18.0\text{m}$$

The eccentricity ratios in each direction are therefore as follows.

$$r_x/e_{ox} \approx 20.2/7.9 = 2.56 < 3.33 \quad \text{not ok};$$

$$r_y/e_{oy} \approx 18.0/0 = \infty > 3.33 \quad \text{ok}$$

Therefore the torsional radius in the X direction is not quite sufficient to balance the stiffness eccentricity in that direction, but a relatively small rebalancing of the stiffness would bring it within limits. The structure is 'moderately' irregular in plan. However the ratio exceeds 2.5 therefore, from Section 6.3.4, it is not 'highly' irregular in plan, and so still falls within the scope of the *Manual*.

– **Point 6.** The distribution of mass is uniform, hence from Equation 6.5 the radius of gyration I_s equals:

$$I_s = \sqrt{(I^2 + b^2)/12} = \sqrt{(48^2 + 24^2)/12} = 15.5\text{m}$$

Hence the torsional radii in both directions comfortably exceed the radius of gyration. This result would be expected for most perimeter frame structures where the stiffness of the perimeter frame is significant with respect to the core stiffness. As a check, the periods and modal contributions of the first six vibration modes are shown in Table A.2, from a computer analysis.

Annexe A

Tableau A.2 Périodes et participations modales pour le bâtiment à noyau et ossature périphérique

	Période (s)	Masse modale en translation			Moment d'inertie modal		
		Masse totale			Moment d'inertie total		
		U_x/M_{tot}	U_y/M_{tot}	U_z/M_{tot}	R_x	R_y	R_z
Mode 1	0,92	0%	58%	0%	50%	0%	15%
Mode 2	0,73	74%	0%	0%	0%	32%	0%
Mode 3	0,58	0%	14%	0%	12%	0%	61%
Mode 4	0,23	0%	11%	0%	0%	0%	6%
Mode 5	0,18	18%	0%	0%	0%	0%	0%
Mode 6	0,16	0%	8%	0%	0%	0%	7%
Participation totale des 6 premiers modes		92%	92%	0%	63%	32%	89%

Il est à noter que le Mode 1 est un mode couplé de translation selon Y et de torsion et le mode 2 un mode principalement de translation selon X. Le mode 3 se caractérise comme le premier mode où la torsion prédomine, car la contribution du moment d'inertie d'axe vertical domine par rapport aux inerties en translation d'axe X et Y. Les masses modales dans la direction Z ainsi que les moments d'inertie modaux dans les directions X et Y ont également été donnés dans le tableau A.2, mais n'affectent pas les mouvements latéraux en plan et ainsi ne sont pas à considérer vis-à-vis de la régularité en plan.

En résumé :

T_1 = premier mode de translation prédominante dans la direction Y = 0,92s

T_2 = premier mode de translation dans la direction X = 0,73s

T_3 = premier mode de torsion = 0,58s

Ainsi le premier mode de torsion a une période plus courte que les deux premiers modes de translation, ce qui confirme que la structure peut être qualifiée de « rigide en torsion ».

Comme mentionné dans la Section 6.3.6, le calcul du centre de raideur et par conséquent du rayon de torsion peut être imprécis dans les systèmes mixtes qui combinent des murs de cisaillement et des ossatures, comme dans cet exemple. Ainsi les calculs du point 5 ont été repris, pour une même distribution des forces sur la hauteur (c'est-à-dire en appliquant une force proportionnelle à la hauteur), mais les résultats sont calculés à la toiture et au 3^{ème} niveau. La même opération a été répétée en appliquant une distribution de forces latérales constante sur la hauteur. Les résultats sont présentés dans le Tableau A.3.

Table A.2 Modal periods and participations for core and perimeter frame building

	Period (secs)	Modal translational mass			Modal moment of inertia		
		Total mass			Total moment of inertia		
		U_x/M_{tot}	U_y/M_{tot}	U_z/M_{tot}	R_x	R_y	R_z
Mode 1	0.92	0%	58%	0%	50%	0%	15%
Mode 2	0.73	74%	0%	0%	0%	32%	0%
Mode 3	0.58	0%	14%	0%	12%	0%	61%
Mode 4	0.23	0%	11%	0%	0%	0%	6%
Mode 5	0.18	18%	0%	0%	0%	0%	0%
Mode 6	0.16	0%	8%	0%	0%	0%	7%
Total participation in the first 6 modes		92%	92%	0%	63%	32%	89%

It can be seen that Mode 1 is a coupled lateral torsional mode in the Y direction, and mode 2 is a mainly translational mode in the X direction. Mode 3 can be characterised as the first predominantly torsional mode, because the vertical moment of inertia now dominates over the X and Y translational inertias. The translational masses in the Z direction, and the moments of inertia about the X and Y axes have been shown in Table A.2 for completeness, but do not affect lateral motions in plan, and so are not relevant to plan regularity.

To summarise:

T_1 = first predominantly translational mode in Y direction = 0.92secs

T_2 = first translational mode in X direction = 0.73secs

T_3 = first predominantly torsional mode = 0.58secs

Hence the first torsional mode is lower than both the first translational modes, confirming that the structure can be classified as 'torsionally rigid'.

As noted in Section 6.3.6, the calculation of stiffness centre and hence torsional radius may be somewhat uncertain in dual systems which combine shear walls and frames, such as in this example. Therefore the calculations of Point five above have been repeated for the same distribution of loading with height (i.e. lateral force proportional to height), but the results calculated at the third floor. They have also been repeated for both top and third floors for a loading where the lateral force remains constant with height. The results are shown in Table A.3.

Annexe A

Tableau A.3 Comparaison des résultats en utilisant deux distributions des forces latérales en fonction de la hauteur

	Rayon de torsion x (m)	Excentricité du centre de raideur x (m)	Rayon de torsion Excentricité du centre de raideur
(i) Force latérale proportionnelle à la hauteur			
Toiture	20,2	7,9	2,6
Niveau 3	17,7	7,2	2,5
(ii) Force latérale constante			
Toiture	20,1	6,9	2,9
Niveau 3	17,6	7,0	2,5

Les rapports obtenus sont légèrement différents avec la force latérale constante, mais maintiennent la structure dans la catégorie irrégulière en plan et donc la nécessité d'utiliser un modèle d'analyse 3D.

Ceci confirme que la structure est sur ou proche de la limite des structures « modérément irrégulières », elle peut ainsi relever de ce *Manuel*.

La section 6.3.3 propose une méthode alternative pour l'évaluation de la régularité en plan basée sur l'ASCE 7-05²³. Pour être complet, cette méthode est maintenant appliquée, bien que les résultats ci-dessus puissent être considérés comme suffisants.

Dernier niveau

Déplacement (différentiel) d'étage du côté gauche de la structure
 = Y déplacement toiture – Y déplacement au niveau 4 = 9,9mm.
 (NB: ces calculs comprennent une tolérance due aux 'torsions accidentelles' – voir Section 9.2.3).
 Déplacement d'étage du côté droit de la structure = 23,0mm
 Déplacement d'étage moyen = (9,9+23,0)/2 = 16,5mm
 Rapport du déplacement extrême au déplacement moyen = 23,0/16,5 = 1,4

Troisième niveau

Déplacement d'étage du côté gauche de la structure
 = Y déplacement au niveau 3 – Y déplacement au niveau 2 = 12,0mm
 Déplacement d'étage du côté droit de la structure = 27,7mm
 Déplacement d'étage moyen = (12,0+27,7)/2 = 19,9mm
 Rapport du déplacement extrême au déplacement moyen = 27,7/19,9 = 1,4

Les rapports du déplacement extrême au déplacement moyen sont à la limite recommandée de transition entre irrégularité « modérée » et « élevée » donnée dans la Section 6.3.4. Ceci indique la nécessité de procéder à une analyse 3D, mais permet de ne pas exclure cette structure du domaine d'application de ce *Manuel*.

Table A.3 Comparison of results using two different distributions of horizontal load with height

	Torsional radius x (m)	Stiffness eccentricity x (m)	Torsional radius Stiffness eccentricity
(i) Lateral force proportional to height			
Roof	20.2	7.9	2.6
Level 3	17.7	7.2	2.5
(ii) Lateral force constant with height			
Roof	20.1	6.9	2.9
Level 3	17.6	7.0	2.5

The ratios are somewhat different for the constant lateral force set, but still point to the need to classify the structure as irregular in plan, and hence for a 3-D analysis model. It confirms that the structure is on or near the limit of 'moderate irregularity' but need not be classified as 'highly irregular'. Hence the structure can be considered as remaining within the scope of the *Manual*.

Section 6.3.3 proposes an alternative method of assessing plan regularity, using ASCE 7-05²³. For completeness, this is now done, although normally the results presented above could be regarded as sufficient.

Top storey

Storey drift at left hand edge of structure
 = Y defln at roof – Y defln at level 4 = 9.9mm
 (NB: this calculation includes an allowance for 'accidental torsion' – see Section 9.2.3).
 Storey drift at right hand edge of structure = 23.0mm
 Average storey drift = (9.9+23.0)/2 = 16.5mm
 Ratio of extreme to average drift = 23.0/16.5 = 1.4

Third storey

Storey drift at left hand edge of structure
 = Y defln at level 3 – Y defln at level 2 = 12.0mm
 Storey drift at right hand edge of structure = 27.7mm
 Average storey drift = (12.0+27.7)/2 = 19.9mm
 Ratio of extreme to average drift = 27.7/19.9 = 1.4

The ratio of extreme to average drift is on the limit given in Section 6.3.4 of the recommended transition between 'moderate' and 'high' irregularity. It points to the need for a 3-D analysis model, but suggests that the irregularity is not sufficiently large to exclude the structure from the scope of the *Manual*.

Annexe A

Pour résumer, l'évaluation détaillée confirme que cette structure doit être considérée comme modérément irrégulière en plan, car le rayon de torsion dans la direction X est insuffisant vis-à-vis de l'excentricité du centre de raideur. Cependant la structure est encore (à la limite) dans le domaine d'application du *Manuel*, mais une analyse 3D doit être utilisée.

To summarise, the detailed assessment confirms that the structure must be classified as moderately irregular in plan, because the torsional radius in the X direction is insufficiently large in relation to the stiffness eccentricity. However, the structure still (just) falls within the scope of the *Manual*, but must be analysed with a 3-D model.