



European Commission
Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel

INNOSEIS

Dispositifs et systèmes parasismiques innovants

WORK PACKAGE 3 – DELIVERABLE 3.3

**Guide de dimensionnement des systems et dispositifs –
document prénormatif**

Coordinator:

National Technical University of Athens - NTUA, Greece

Beneficiaries:

Universitatea Politehnica Timisoara - UPT, Romania

Politecnico di Milano - POLIMI, Italy

Universita Degli Studi di Napoli Federico II - UNINA, Italy

Universita di Pisa - UNIPI, Italy

Rheinisch-Westfaelische Technische Hochschule Aachen - RWTH, Germany

Instituto Superior Tecnico - IST, Portugal

Universitet po Arhitektura Stroitelstvo i Geodezija - UACEG, Bulgaria

Universiteit Hasselt - UHasselt, Belgium

Maurer Sohne Engineering GmbH & CO KG - MSE, Germany

Convention Europeenne de la Construction Metallique ASBL - ECCS, Belgium

Grant Agreement Number: 709434

17/02/2017

Disclaimer

This document provides recommended criteria for the design of innovative steel lateral-load-resisting systems to resist the effects of earthquakes. These recommendations were developed by practicing and research engineers, based on professional judgment and experience, and by a program of laboratory, field and analytical research. Still, this is not a consensus document nor does it necessarily reflect the views and policies of the Research Fund for Coal and Steel, or the European Commission. It is primarily intended as a resource document for the development of future design standards and building code provisions. No warranty is offered, with regard to the recommendations contained herein. No legal liability or responsibility is assumed for the accuracy, completeness, or usefulness of any of the information, products or processes included in this publication. Users of information contained in this report assume all liability arising from its use.

AUTEURS

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS (NTUA)

Institute of Steel Structures

EL-15780 Athens, Greece

Chapters 2, 5

Authors: Ioannis Vayas, Pavlos Thanopoulos, Panagiotis Tsarpalis, Danai Dimakogianni

HASSELT UNIVERSITY

Construction Engineering Research Group

Campus Diepenbeek, Agoralaan building H, BE3590 Diepenbeek

Chapter 3

Authors: Jose Henriques, Herve Degee

RHEINISCH-WESTFAELISCHE TECHNISCHE HOCHSCHULE AACHEN (RWTH)

Institute of Steel Construction

52074 Aachen, Germany

Chapter 4

Authors: Benno Hoffmeister, Marius Pinkawa

POLITECNICO DI MILANO (POLIMI)

Department of Architecture, Built Environment and Construction Engineering

Piazza Leonardo da Vinci, 32, 20133 Milan, Italy

Chapter 6

Authors: Carlo Andrea Castiglioni, Amin Alavi, Giovanni Brambilla

INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO (IST)

Department of Civil Engineering, Architecture and Georesources

Av. Rovisco Pais, 1049-001 Lisbon, Portugal

Chapter 6

Authors: Luís Calado, Jorge M. Proença, João Sio

POLITEHNICA UNIVERSITY OF TIMISOARA (UPT)

Department of Steel Structures and Structural Mechanics

Ioan Curea Street, no.1, Timisoara, Romania

Chapter 7, 8

Authors of Chapter 7: Adriana Chesoa, Aurel Stratan, Dan Dubina

Authors of Chapter 8: Calin Neagu, Florea Dinu, Dan Dubina

UNIVERSITET PO ARCHITEKTURA STROITELSTVO I GEODEZIJA (UACEG)

Department of Steel and Timber Structures

1 Hr. Smirnenski blvd. 1046 Sofia, Bulgaria

Chapter 9

Authors: Tzvetan Georgiev, Nikolaj Rangelov, Lora Raycheva, Stanislav Raykov

TABLE DES MATIERES

Auteurs	II
TABLE DES MATIERES	IV
1 INTRODUCTION	1
2 ASSEMBLAGES CHEVILLES (“PINS”) INERD	1
2.1 AJOUTS AU PAR. 6.3.1 TYPES DE STRUCTURES	1
2.2 AJOUT AU PAR. 6.3.2, TABLE 6.2 COEFFICIENTS DE COMPORTEMENT	1
2.3 AJOUT À 6.5.3, RÈGLES DE DIMENSIONNEMENT POUR LES ÉLÉMENTS DISSIPATIFS EN COMPRESSION OU EN FLEXION.....	2
2.4 AJOUTS AU PAR. 6.5.5, RÈGLES DE DIMENSIONNEMENT POUR LES ASSEMBLAGES EN ZONE DISSIPATIVE.....	2
2.5 AJOUTS AU PAR. 6.7 RÈGLES DE DIMENSIONNEMENT POUR LES OSSATURES AVEC TRIANGULATION À BARRES CENTRÉES	2
3 ASSEMBLAGES EN U INERD	8
3.1 AJOUT AU PAR. 6.3.1 TYPES DE STRUCTURES.....	8
3.2 AJOUT AU PAR. 6.3.2, TABLE 6.2 COEFFICIENTS DE COMPORTEMENT.....	9
3.3 AJOUTS AU PAR. 6.12 DIMENSIONNEMENT ET RÈGLES DE CONCEPTION POUR LES OSSATURES AVEC ASSEMBLAGES EN U	9
4 Joints sismiques « Poutres » FUSEIS	12
4.1 AJOUTS AU PAR. 6.3.1 TYPES DE STRUCTURES	12
4.2 AJOUT AU PAR. 6.3.2, TABLE 6.2 COEFFICIENT DE COMPORTEMENT.....	13
4.3 AJOUTS A 6.5.3, RÈGLES DE DIMENSIONNEMENT POUR ELEMENTS DISSIPATIFS EN COMPRESSION OU FLEXION	13
4.4 AJOUTS AU PAR. 6.12 (NEW) DIMENSIONNEMENT ET CONCEPTION DES OSSATURES AVEC JOINTS “POUTRES” FUSEIS.....	14
5 LIAISONS PAR CHEVILLE FUSEIS	19
5.1 AJOUT AU PAR. 6.3.1 TYPES DE STRUCTURE.....	19
5.2 AJOUT AU PAR. 6.3.2, TABLE 6.2 COEFFICIENTS DE COMPORTEMENT	20
5.3 AJOUTS AU PAR. 6.5.3, RÈGLES DE DIMENSIONNEMENT POUR LES ELEMENTS DISSIPATIFS EN COMPRESSION OU FLEXION.....	20
5.4 AJOUTS AU PAR. 6.12 (NEW) DIMENSIONNEMENT ET CONCEPTION DES OSSATURES AVEC LIAISON FUSEIS PAR CHEVILLES.....	21
6 ASSEMBLAGES DE CONTINUITÉ DE POUTRE BOULONNES ET SOUDES FUSEIS	28
6.1 RÈGLES DE DIMENSIONNEMENT A INCLURE DANS LE CHAPITRE 7 DE L’EN 1998-1-1	28
6.2 PRINCIPES: PROCÉDURE DE DIMENSIONNEMENT COMPLÉMENTAIRES AUX LIGNES DIRECTRICES INCLUES DANS L’EN 1998-1.....	31

7	Tronçon d'excentrement sismique boulonné remplaçable	35
7.1	AJOUTS AU PAR. 6.3.1 TYPES DE STRUCTURES	35
7.2	AJOUTS AU PAR. 6.3.2 COEFFICIENT DE COMPORTEMENT	35
7.3	AJOUTS AU PAR. 6.8.1 CRITÈRES DE DIMENSIONNEMENTS	35
7.4	AJOUTS AU PAR. 6.8.4 CONNEXIONS DU TRONÇON D'EXCENTREMENT	36
7.5	AJOUTS AU PAR. 6.10.2 OSSATURES EN PORTIQUES COMBINÉES À DES TRIANGULATIONS CENTRÉES	37
7.6	AJOUT AU CHAPITRE 6 RÈGLES PARTICULIÈRES POUR BÂTIMENTS EN ACIER.....	38
8	PANNEAU CISAILLE REMPLACABLE	43
8.1	AJOUTS AU PAR. 6.3.1 TYPES DE STRUCTURE	43
8.2	AJOUTS AU PAR. 6.3.2, TABLE 6.2 COEFFICIENTS DE COMPORTEMENT	43
8.3	AJOUTS AU PAR. 6.10, RÈGLES DE DIMENSIONNEMENT POUR STRUCTURES EN ACIER AVEC NOYAU EN BÉTON OU MURS EN BÉTON ET POUR OSSATURES PORTIQUES COMBINÉES À DES TRIANGULATIONS CENTRÉES OU DES REMPLISSAGES	44
8.4	AJOUTS AU CHAPITRE 6 RÈGLES PARTICULIÈRES POUR BÂTIMENTS EN ACIER.....	44
9	OSSATURES A TRIANGULATIONS MODIFIÉES (CBF-MB)	51
9.1	AJOUTS AU PAR. 6.3.1 TYPES DE STRUCTURE	51
9.2	AJOUTS AU PAR. 6.3.2, TABLE 6.2 COEFFICIENTS DE COMPORTEMENT	52
9.3	AJOUTS AU PAR. 6.12 (NEW) REGLES DE DIMENSIONNEMENT ET DE DETAIL POUR OSSATURES À TRIANGULATIONS MODIFIÉES (CBF-MB)	52

1 INTRODUCTION

Ce document présente les lignes directrices nécessaires à la conception et au dimensionnement de neuf dispositifs et systèmes parasismiques innovants, sous forme de clauses supplémentaires à la norme EN 1998-1 (Eurocode 8) dans sa version de référence de mai 2004. Il est fait référence aux clauses de cette version. La numérotation des figures, tables et équations est indicative. Les systèmes présentés consistent en assemblages dissipatifs, tronçons d'excentrement dissipatifs, connexions de poutres dissipatives, tronçons sismiques remplaçables, panneaux cisailés et contreventements modifiés.

2 ASSEMBLAGES CHEVILLES (“PINS”) INERD

2.1 AJOUTS AU PAR. 6.3.1 TYPES DE STRUCTURES

(1) Les ossatures avec triangulation à barres centrées et assemblages dissipatifs sont celles où les assemblages des barres de triangulation avec les éléments adjacents sont dissipatives et partiellement résistants par rapport à la barre, de telle façon que l'énergie puisse être dissipée dans l'assemblage, tandis que les barres de triangulations sont protégées du flambement et de la plastification. Les système de connexion est une cheville qui traverse deux plats extérieurs fixés à l'ossature, et un ou deux plats intérieurs fixés à la barre (fig. 6.1). Les assemblages par cheville peuvent être placés à une ou aux deux extrémités des diagonales.

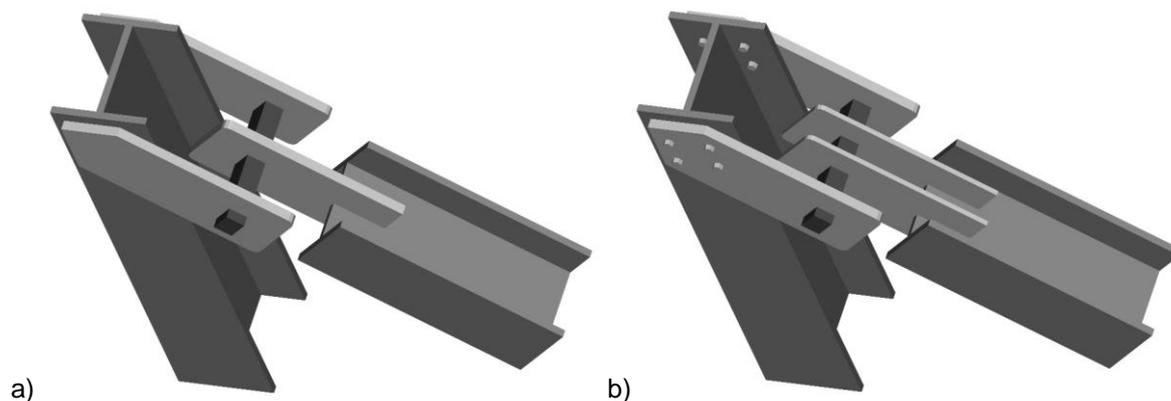


Fig. 6.1: Configurations possibles pour un assemblage chevillé INERD

2.2 AJOUT AU PAR. 6.3.2, TABLE 6.2 COEFFICIENTS DE COMPORTEMENT

Table 6.2: Limite supérieure de la valeur de référence du coefficient de comportement pour les systèmes réguliers en élévation

TYPE DE STRUCTURE	Classe de ductilité	
	DCM	DCH
Assemblages chevillés INERD		
A chaque extrémité des diagonales	3.0	4.0
A une seule extrémité de diagonale	2.0	3.0

2.3 AJOUT À 6.5.3, RÈGLES DE DIMENSIONNEMENT POUR LES ÉLÉMENTS DISSIPATIFS EN COMPRESSION OU EN FLEXION

- (3) Afin d’assurer que les chevilles dissipatives soient sollicitées principalement en flexion, leur longueur doit être telle que

$$a \geq h \quad \text{Eq. (6.1)}$$

avec h la hauteur de la cheville
 a la distance libre entre les plats intérieurs et extérieurs

2.4 AJOUTS AU PAR. 6.5.5, REGLES DE DIMENSIONNEMENT POUR LES ASSEMBLAGES EN ZONE DISSIPATIVE

- (8) La résistance R_d des soudures ou boulons de l’assemblage chevillé dissipative doivent satisfaire le critère :

$$R_d \geq 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot P_{u,Rd} \quad \text{Eq. (6.2)}$$

Où $P_{u,Rd}$ est la résistance ultime de l’assemblage considéré
 $\gamma_{ov} = 1.25$ est la valeur recommandée du coefficient de sur-résistance

Pour les assemblages boulonnés, des assemblages par boulons à haute résistance préserrés doivent être utilisés (catégories B, C ou E selon l’EN 1993-1-8).

2.5 AJOUTS AU PAR. 6.7 REGLES DE DIMENSIONNEMENT POUR LES OSSATURES AVEC TRIANGULATION À BARRES CENTRÉES

6.7.1 Critère de dimensionnement

(4)P Les ossatures à triangulations centrées avec assemblages dissipatifs chevillés doivent être dimensionnées de telle manière que la plastification des chevilles en flexion se produisent avant le flambement des barres de triangulations ou la plastification des éléments adjacents.

6.7.2 Analyse

(2)P Dans les ossatures avec connections chevillées dissipatives, à la fois les diagonales tendues et comprimées doivent être prises en compte. L’assemblage doit être modélisé par un ressort axial de raideur :

- Pour un plat intérieur:

$$K_{pin} = \frac{32 \cdot EI}{\ell^3} \quad \text{Eq. (6.3)}$$

- Pour deux plats intérieurs:

$$K_{pin} = \frac{8 \cdot EI}{a \cdot \ell^2 \cdot \alpha \cdot (3 - 4 \cdot \alpha)} \quad \text{Eq. (6.4)}$$

Avec EI la raideur flexionnelle de la cheville
 ℓ la distance entre les plats extérieurs
 $\alpha = a / \ell$

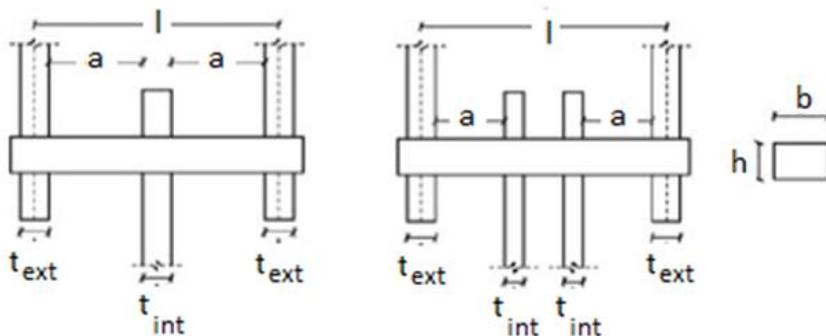


Fig. 6.2: Propriétés géométriques des assemblages chevillés dissipatifs

6.7.3 Diagonales

(10) Les chevilles dissipatives sont dimensionnées par rapport à l’effort maximum dans la situation de dimensionnement sismique selon :

$$P_{Ed} \leq P_{u,Rd} \quad \text{Eq. (6.5)}$$

avec P_{Ed} l’effort axial de calcul dans la diagonal et l’assemblage
 $P_{u,Rd}$ la résistance ultime de l’assemblage

La résistance de l’assemblage déterminée par la flexion et le cisaillement de la cheville est donnée respectivement par les eq. (6.6a) and (6.6b). Le facteur β_{III} définit le pourcentage de la cheville subissant des déformations plastiques significatives de part et d’autre, avec $0 \leq \beta_{III} \leq 0.5$. La résistance ultime de l’assemblage est obtenue par une procédure itérative en modifiant le facteur β_{III} de façon à ce que les valeurs fournies par les équation (6.6a) and (6.6b) deviennent égales.

$$P_{u,M,Rd} = k_{pin} \cdot \frac{4 \cdot M_u}{a_{red,III} \cdot \gamma_{pu}} \quad \text{Eq. (6.6a)}$$

$$P_{u,V,Rd} = k_{pin} \cdot \frac{2 \cdot b \cdot (1 - 2 \cdot \beta_{III}) \cdot h \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{pu}} \quad \text{Eq. (6.6b)}$$

Avec $M_u = W_{u,pl} \cdot f_{mid}$ le moment plastique ultime de la cheville
 $f_{mid} = f_y + (f_u - f_y) \cdot \lambda_f / 2$ la contrainte normale maximale dans la cheville
 $\lambda_f = \left(\frac{a - h}{2 \cdot h} \right)^2$ un facteur pour prendre en compte l'influence du cisaillement avec $0 \leq \lambda_f \leq 1$
 $W_{u,pl} = b \cdot h^2 \cdot \left[\beta_{III} - \beta_{III}^2 + \chi \cdot (0.5 - \beta_{III})^2 \right]$ le module de flexion plastique de la cheville, compte tenu de la réduction due aux contraintes de cisaillement.
 $\chi = \sqrt{1 - (f_y / f_{mid})^2}$

(11) La sur-résistance d'une cheville est définie par l'expression:

$$\Omega_i = \frac{P_{u,Rd,i}}{P_{Ed,i}} \quad \text{Eq. (6.7)}$$

La sélection des dimensions de la cheville est telle que la valeur de Ω_i soit proche de 1. Afin d'obtenir un comportement global dissipatif de la structure, il convient de vérifier que la sur-résistance maximale Ω_{max} sur l'ensemble de la structure ne diffère pas de plus de 25% de la valeur minimale Ω_{min} :

$$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}} \leq 1.25 \quad \text{Eq. (6.8)}$$

(12) Les diagonales doivent être vérifiées par rapport à la plastification et au flambement en supposant l'atteinte de la capacité des chevilles aux extrémités:

$$N_{Ed} = \Omega_{max} \cdot P_{u,Rd} \quad \text{Eq. (6.9)}$$

où Ω_{max} est la valeur maximale de la sur-résistance pour l'ensemble des assemblages d'extrémité

6.7.4 Poutres et poteaux

Les poutres et poteaux connectés aux barres de triangulation avec assemblages chevillés INERD doivent respecter le critère de résistance suivant :

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad \text{Eq. (6.10)}$$

Où $N_{pl,Rd}(M_{Ed})$ est la valeur de calcul de la résistance axiale de l'élément d'ossature selon l'EN 1993, compte tenu de l'interaction avec le moment de flexion M_{Ed}
 $N_{Ed,G}$ est la charge axiale dans l'élément d'ossature due aux actions non-sismique de la combinaison sismique
 $N_{Ed,E}$ est la charge axiale dans l'élément d'ossature due à l'action sismique de la combinaison sismique
 Ω_{min} est la valeur minimale de l'ensemble des assemblage chevillés des diagonales

Cette exigence peut exprimée comme suit :

- (4) Les poutres et poteaux connectés au barres de triangulations par des assemblages chevillés dissipatifs peuvent être vérifiées selon 6.7.4 (1), où Ω est la valeur minimale pour tous les assemblages des diagonales.

Le facteur d'amplification total ($1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega$) ne peut excéder la valeur du coefficient de comportement q utilisé dans l'analyse.

La valeur réelle maximale de la limite élastique de l'acier de la cheville doit être aussi proche que possible de la valeur nominale afin d'obtenir un dimensionnement économique. Ceci peut être obtenu si l'acier de la cheville respecte 6.2 (3)a or 6.2 (3)c.

6.7.5 Modélisation de la cheville pour une analyse statique non linéaire en poussée progressive

L'assemblage chevillé dissipative peut être représenté par un ressort axial non linéaire aux extrémités de la diagonales, avec les propriétés illustrées à la Figure 3. Les points caractéristiques définissant les propriétés du ressort axial sont donnés à la Table 1.

Point	P	δ_{pl}
A	0	0
B	P_{yd}	0
C	P_{ud}	$0.5 \cdot h$
D	P_{ud}	a
E	$0.5 \cdot P_{ud}$	a
F	$0.5 \cdot P_{ud}$	$1.5 \cdot a$
Critère d'acceptance (δ_{pl})		
IO		$0.25 \cdot h$
LS		$0.6 \cdot h$
CP		$0.8 \cdot a$

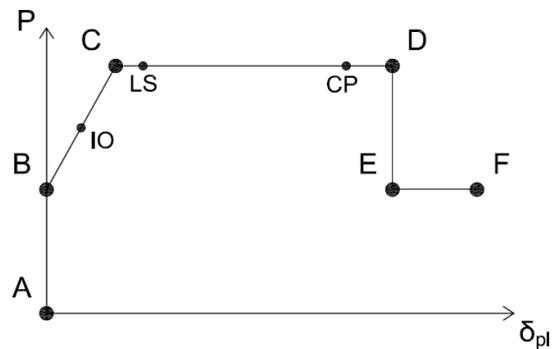


Fig. 6.3: Propriétés non-linéaires de l'assemblage chevillé dissipatif et niveau de performance

6.7.6 Modélisation de la cheville pour une analyse dynamique non-linéaire

(1) La loi de comportement statique non-linéaire décrite en 6.7.5 peut être étendue afin de prendre en compte un comportement hystérétique adéquat. Une loi hystérétique typique est donnée à la Figure 6.4, où on peut voir qu'une attention particulière est requise pour modéliser le pincement de la courbe observé pendant un chargement cyclique.

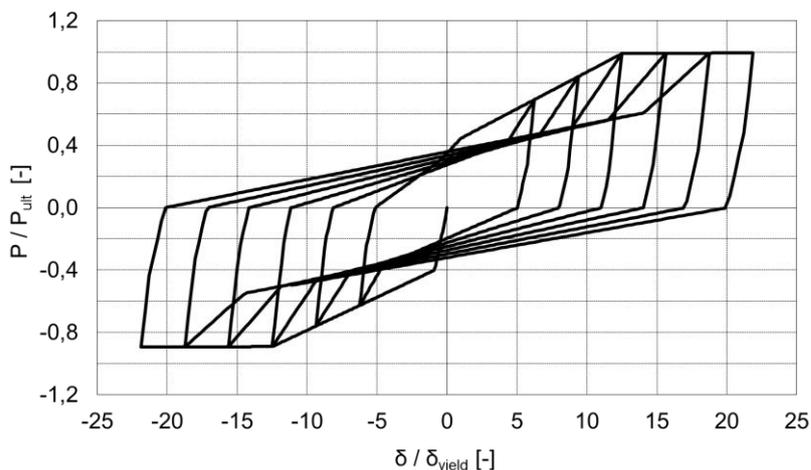


Fig. 6.4: Comportement hystérétique du ressort axial d'assemblage chevillé dissipatif

(2) Lors d'une analyse dynamique non linéaire, l'endommagement de la cheville due à la fatigue oligocyclique doit être pris en compte. La courbe d'endommagement suivante doit être considérée pour les chevilles dissipatives :

$$\log N = 6 - 3 \cdot \log S \quad \text{Eq. (6.11)}$$

L'index d'endommagement peut être déterminé sur base de l'historique des contraintes dans la cheville selon l'Annexe A de l'EN 1993-1-9.

3 ASSEMBLAGES EN U INERD

3.1 AJOUT AU PAR. 6.3.1 TYPES DE STRUCTURES

- (2) L'assemblage en U est une solution appropriée pour les ossatures à triangulations centrées (Fig. 6.09). L'assemblage en U consiste en un ou deux plats métalliques épais pliés de manière à former un U (Fig. 6.12), assemblant la barre de triangulation aux éléments adjacents. La connexion de la barre au dispositif en U peut être parallèle ou perpendiculaire (Fig. 6.11).
- (3) L'assemblage en U est conçu comme un assemblage dissipatif.
- (4) L'assemblage en U convient pour des structures peu sensibles aux grands déplacements. Dans le cas d'ossatures multi-étagées, le nombre de niveau est limité à 6.

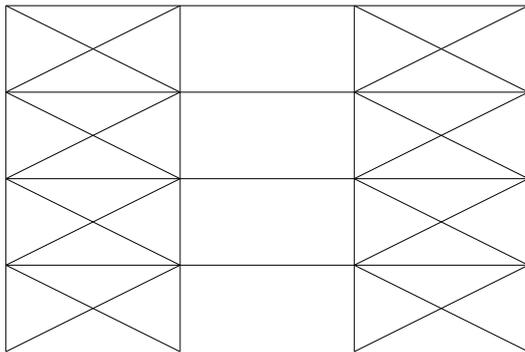


Fig. 6.09: Type d'ossature permettant la mise en œuvre des assemblages en U : Ossatures à triangulations centrées

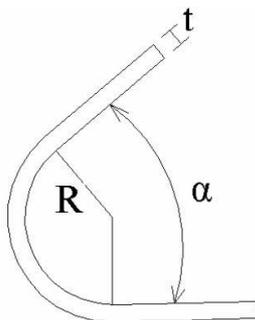
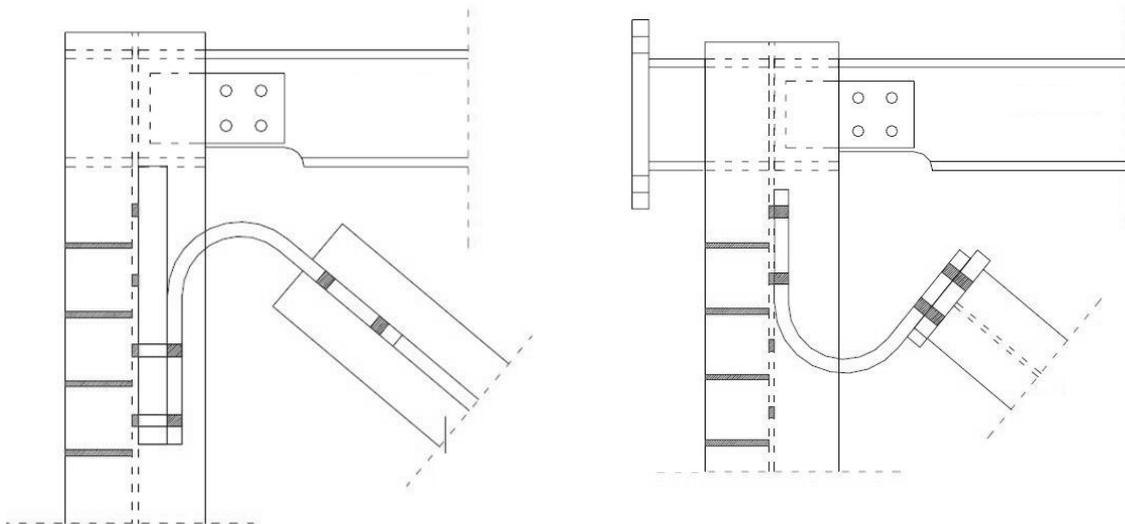


Fig. 6.12: Dispositif en U



a) Mise en charge parallèle au U

b) Mise en charge perpendiculaire au U

Fig. 6.11: Typologie d'assemblage du dispositif en U à la diagonale

3.2 AJOUT AU PAR. 6.3.2, TABLE 6.2 COEFFICIENTS DE COMPORTEMENT

Table 6.2: Limite supérieure de la valeur de référence du coefficient de comportement pour les systèmes régulier en élévation

Assemblage en U	3.0
-----------------	-----

3.3 AJOUTS AU PAR. 6.12 DIMENSIONNEMENT ET RÈGLES DE CONCEPTION POUR LES OSSATURES AVEC ASSEMBLAGES EN U

6.12.1 Analyse

Les assemblages en U peuvent être modélisés comme suit :

- A l'aide d'éléments de poutre. Le nombre d'éléments doit être suffisant pour représenter la courbure du dispositif. La connexion entre les éléments du U et les éléments structurels (poteaux et diagonales) est rigide et continue.
- A l'aide d'un ressort équivalent. Dans le modèle structurel, l'assemblage entre les éléments (poteaux et diagonales) est représenté par un ressort aligné sur l'axe de la diagonale. Le comportement de l'élément de ressort doit approcher au mieux le comportement du dispositif en U.

Les pieds de poteaux et les assemblages poutres-poteaux sont représentés par des rotules.

6.12.2 Assemblages en U

Les assemblages en U doivent être vérifiés par rapport à l'effort axial dans les diagonales.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{U,Rd}} \leq \quad \text{Eq. (6.32)}$$

Où:

N_{Ed} est l'effort axial de calcul dans les diagonales

$N_{U,Rd}$ est la résistance de calcul de du dispositif en U.

La sur-résistance des assemblages en U est définie par l'expression:

$$\Omega = \frac{N_{pl,U,Rd}}{N_{Ed}} \quad \text{Eq. (6.33)}$$

Le choix du dispositif en U doit être tel que la valeur de Ω soit la plus proche possible de 1. Afin d'obtenir un comportement global dissipatif de l'ossature, il convient de vérifier que le rapport Ω maximal sur l'ensemble de la structure ne diffère pas de plus de 15% de la valeur minimale.

$$\frac{\max \Omega}{\min \Omega} \leq 1.25 \quad \text{Eq. (6.34)}$$

6.12.3 Poteaux et barres de triangulations connectés au dispositif en U

Les poteaux et diagonales assemblés par l'intermédiaire d'un dispositif en U doivent résister aux effets obtenus par application d'un dimensionnement capacitif comme suit :

Les poteaux et diagonales connectés au dispositif en U doivent respecter la conditions suivantes:

$$N_{Col,Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{Ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad \text{Eq. (6.35)}$$

$$N_{Brac,Ed} = 1,1 \cdot \gamma_{Ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad \text{Eq. (6.36)}$$

Où:

$N_{Ed,G}$ est l'effort axial dû aux actions non sismiques intervenant dans la combinaison sismique de calcul,

$N_{Ed,E}$ est l'effort axial dû à l'action sismique de calcul,

$\Omega = \min \Omega_i = \min \left\{ \frac{M_{pl,pln,Rd,i}}{M_{Ed,i}} \right\}$ $\Omega = \min \Omega_i = \min \left\{ \frac{N_{U,Rd,i}}{N_{Ed,i}} \right\}$ est la sur-résistance

minimale pour l'ensemble des dispositifs en U de la structure (voir Eq. 1.2) et $\gamma_{ov} = 1.25$ est le coefficient de sur-résistance du matériau.

Le coefficient d'amplification total des forces sismiques ne peut dépasser la valeur du coefficient de comportement utilisé dans l'analyse. La limite élastique réelle de l'acier du dispositif en U doit être aussi proche que possible de sa valeur nominale pour obtenir un dimensionnement économique.

6.12.4 Modélisation des assemblages en U pour une analyse statique non-linéaire en poussée progressive

Le modèle structurel utilisé pour une analyse statique non-linéaire en poussée progressive doit prendre en compte le comportement des éléments et de la connexion au-delà du régime élastique. Selon le type de modèle utilisé pour le dispositif en U, les options suivantes sont possibles :

- A l'aide d'éléments de poutre : la loi constitutive du matériau doit consister en un modèle élastique-parfaitement-plastique ou élasto-plastique avec écrouissage.
- A l'aide d'éléments "ressort": le ressort doit utiliser une loi non-linéaire et reproduire le comportement post-élastique du dispositif. Une approximation multi-linéaire peut convenir.

6.12.5 Modélisation de assemblages en U pour une analyse dynamique non-linéaire

Le modèle structurel utilise pour une analyse dynamique non-linéaire doit inclure la réponse des éléments structurels et des assemblages au-delà de la limite élastique et sous chargement cyclique. Selon le choix de modèle pour le dispositif en U, les options suivantes peuvent être utilisées :

- Eléments de poutre: le modèle de matériau consiste en une loi cyclique avec écrouissage cinématique
- Élément de ressort: le ressort doit posséder une loi non-linéaire et le comportement doit représenter le comportement hystérétique du dispositif.

4 JOINTS SISMIQUES « POUTRES » FUSEIS

4.1 AJOUTS AU PAR. 6.3.1 TYPES DE STRUCTURES

h) Le système de joint sismique « poutres » FUSEIS se compose de deux poteaux forts placés proche l'un de l'autre et interconnectés rigidement par des poutres multiples. Les poutres portent de poteau à poteau et peuvent être de différents types (par exemple tubes creux rectangulaires, carrés ou circulaires, ou poutre en I). Les système « poutres » FUSEIS résiste aux charges latérale comme une poutre Vierendeel verticale et fonctionne comme système résistant au séisme dans une ossature (Fig. 6.09)

(6) Les poutres horizontale du système FUSEIS sont les zones dissipatives primaires où la capacité de dissipation d'énergie se trouve principalement localisée. Des poutres à section réduite (RBS) ont recommandées pour définir clairement les zones dissipative (Fig. 6.10). Les poutres à section réduites (RBS) doivent être dimensionnées selon l'EN 1998-3. Les assemblages entre poutres de plancher et poteaux peuvent être articulées ou semi-rigide. Les assemblages semi-rigides sont à favoriser pour obtenir un système quasi-autorecentrant avec des déplacements résiduels réduits. Les poteaux peuvent être rigides ou articulés.

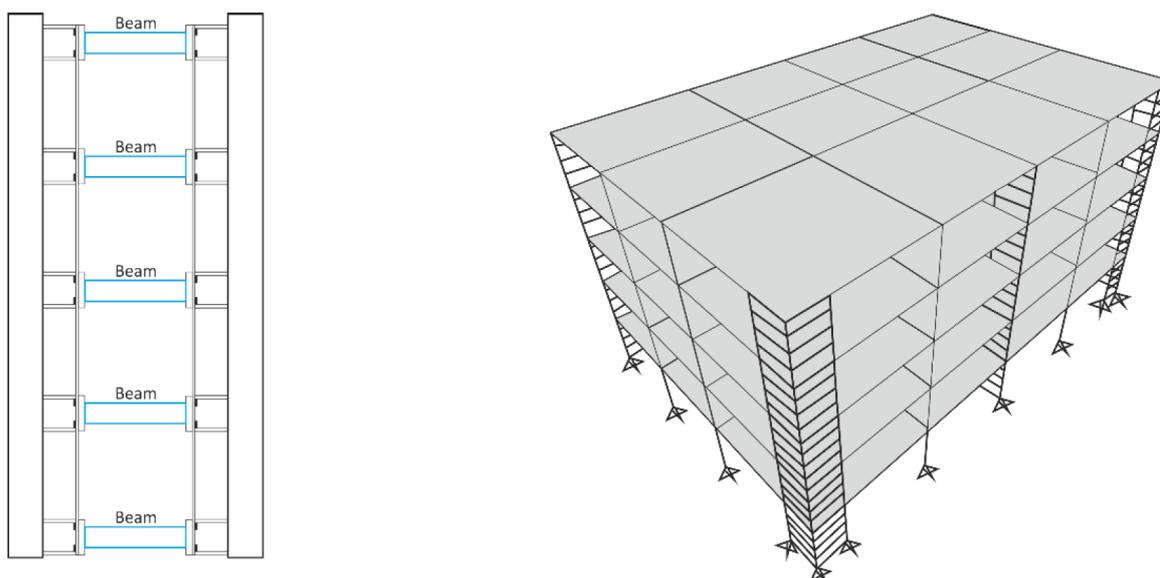


Fig. 6.09: Système «poutres» FUSEIS (gauche) et plusieurs systems placés dans un bâtiment (droite)



Fig. 6.10: Zones dissipatives des poutres FUSEIS en utilisant des poutres à section réduite (RBS)

4.2 AJOUT AU PAR. 6.3.2, TABLE 6.2 COEFFICIENT DE COMPORTEMENT

Table 6.2: Limite supérieure des valeurs de référence pour les coefficients de comportement de systèmes réguliers en élévation

TYPE DE STRUCTURE	Classe de ductilité	
	DCM	DCH
h) Joints « poutres » Fuseis	3	5

4.3 AJOUTS A 6.5.3, REGLES DE DIMENSIONNEMENT POUR ELEMENTS DISSIPATIFS EN COMPRESSION OU FLEXION

(3) Dans le cas de systèmes « poutre » FUSEIS, afin d'éviter une interaction significative entre cisaillement et moment de flexion, il convient d'utiliser l'équation suivante :

$$l_{RBS} > \frac{2 \cdot M_{pl,RBS,Rd}}{V_{b,pl,Rd}} = \frac{4 \cdot W_{pl,RBS}}{A_v / \sqrt{3}} \quad \text{Eq. (6.1)}$$

Avec:

l_{RBS} = Distance longitudinale entre sections réduites

$M_{pl,RBS,Rd} = W_{pl,RBS} \cdot f_y$ = résistance en flexion de calcul de la section réduite, où $W_{pl,RBS}$ est le module de flexion plastique correspondant et f_y est la limite élastique

$V_{b,pl,Rd}$ = Résistance au cisaillement de calcul de la section réduite

A_v = Aire résistance au cisaillement de la section de poutre

4.4 AJOUTS AU PAR. 6.12 (NEW) DIMENSIONNEMENT ET CONCEPTION DES OSSATURES AVEC JOINTS "POUTRES" FUSEIS

6.12.1 Analyse

Le système "poutre" FUSEIS doit être représenté par des éléments finis de type poutre-poteau. La longueur nette de la poutre doit être subdivisée en 5 zones comme illustré à la figure 6.15. Ces zones doivent représenter les sections pleines et réduites. Les assemblages poutre-poteaux ainsi que les pieds de poteaux doivent être représentés comme rigide, semi-rigide ou articulés selon le choix de conception des assemblages. Des éléments rigides doivent être introduits entre le centre des poteaux et la face des poteaux pour exclure une flexibilité de poutre inexistante.

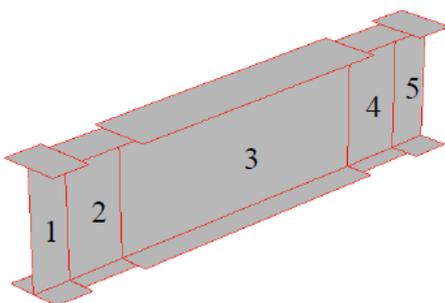


Fig. 6.15: Modèle numérique des poutre FUSEIS

6.12.2 Vérification des éléments dissipatifs

Les éléments dissipatifs du système, i.e. les joints « poutres », doivent être dimensionnés pour résister aux efforts internes et moment issus de l'analyse structurale. Les joints « poutres » doivent être vérifiés en supposant la formation d'une rotule plastique au niveau de la section réduite.

(1) La capacité en flexion de la section réduite doit être vérifiées comme suit:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,RBS,Rd}} \leq 1.0 \quad \text{Eq. (6.32)}$$

where:

M_{Ed} = moment de flexion de calcul

$M_{pl,RBS,Rd}$ = moment résistant plastique de calcul de la section réduite

(2) La résistance au cisaillement doit être vérifiée comme suit:

$$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{b,pl,Rd}} \leq 1.0 \quad \text{Eq. (6.33)}$$

Avec:

$$V_{CD,Ed} = \frac{2 \cdot M_{pl,RBS,Rd}}{l_{RBS}} \quad \text{Eq. (6.34)}$$

$V_{CD,Ed}$ = effort de cisaillement déterminé selon le principe capacitif

$V_{b,pl,Rd}$ = valeur de calcul de la résistance au cisaillement de la section

Si 6.5.3 (3) est vérifié, la condition 6.34 est automatiquement assurée.

(3) Le moment d'extrémité dans la poutre doit être vérifié selon:

$$\frac{M_{CD,Ed}}{M_{b,pl,Rd}} \leq 1.0 \quad \text{Eq. (6.35)}$$

Avec:

$M_{CD,Ed} = \frac{l_b}{l_{RBS}} \cdot M_{pl,RBS,Rd}$ = moment de flexion déterminé selon le principe capacitif avec:

l_b = longueur nette de la poutre

l_{RBS} = distance longitudinale entre sections réduites

$M_{b,pl,Rd}$ = moment résistant de calcul de la section réduite

(4) La vérification au déversement des poutres FUSEIS n'est généralement pas nécessaire vu leur longueur limitée.

6.12.3 Vérification des poteaux du système "poutre" FUSEIS

(1) Les poteaux FUSEIS doivent être dimensionnés pour résister aux actions obtenues par le principe capacitif comme suit:

$$N_{CD,ED} = N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad \text{Eq. (6.36)}$$

$$M_{CD,ED} = M_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \quad \text{Eq. (6.37)}$$

$$V_{CD,ED} = V_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \quad \text{Eq. (6.38)}$$

avec:

$N_{Ed,G}, V_{Ed,G}, M_{Ed,G}$ = effort normal, effort tranchant et moment de flexion dans les poteaux dus aux actions non-sismiques de la combinaison sismique

$N_{Ed,E}, V_{Ed,E}, M_{Ed,E}$ = effort normal, effort tranchant et moment de flexion dans les poteaux dus à l'action sismique

$\Omega = \min \Omega_i = \min \{M_{pl,RBS,Rd,i} / M_{Ed,i}\}$ = valeur minimale des ratios pour l'ensemble des poutres FUSEIS dans une direction donnée

6.12.4 Vérification des assemblages

Les assemblages entre poutres et poteaux FUSEIS doivent être dimensionnés sur base des efforts capacitifs suivants :

(1) Si des sections réduites sont utilisées, le moment de flexion capacitive est obtenu comme suit:

$$M_{CD,con,Ed} = \max\{M_1, M_2\} \quad \text{Eq. (6.39)}$$

Avec

$$M_1 = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \frac{l_b}{l_{RBS}} \cdot M_{pl,RBS,Rd} \quad \text{Eq. (6.40)}$$

$$M_2 = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot M_{u,b} \quad \text{Eq. (6.41)}$$

Où

$$M_{u,b} = W_{pl,b} \cdot f_u \quad \text{Eq. (6.42)}$$

$\gamma_{ov} = f_{y,act} / f_y$ si la limite élastique réelle des poutres est connue, $\gamma_{ov} = 1.25$ sinon

l_b = longueur net des poutres

l_{RBS} = distance entre sections réduites

$f_{y,act}$ = limite élastique réelle de la poutre

f_u = contrainte ultime de la poutre

$W_{pl,b}$ = moment plastique de la section d'extrémité de la poutre

L'effort tranchant de calcul de l'assemblage peut être calculé comme suit:

$$\cdot \gamma_{ov} \cdot \frac{2 \cdot M_{pl,RBS,Rd}}{l_{RBS}} \quad \text{Eq. (6.43)}$$

(2) Si des sections réduites ne sont pas utilisées et en alternative la zone d'assemblage est renforcée par des plats additionnels, (Fig. 6.16), la zone renforcée et l'assemblage doivent présenter un capacité égale à :

$$M_{CD,con,Ed} = \frac{l_b}{l_{net}} \cdot M_{u,b} \quad \text{Eq. (6.44)}$$

Avec

l_b = Longueur nette de la poutre

l_{net} = Longueur nette non-renforcée de la poutre

$$M_{u,b} = W_{pl,b} \cdot f_u$$

L'effort tranchant de calcul peut être calculé par:

$$V_{con,CD} = \frac{2 \cdot M_{CD,con,Ed}}{l_b} \tag{Eq. (6.45)}$$

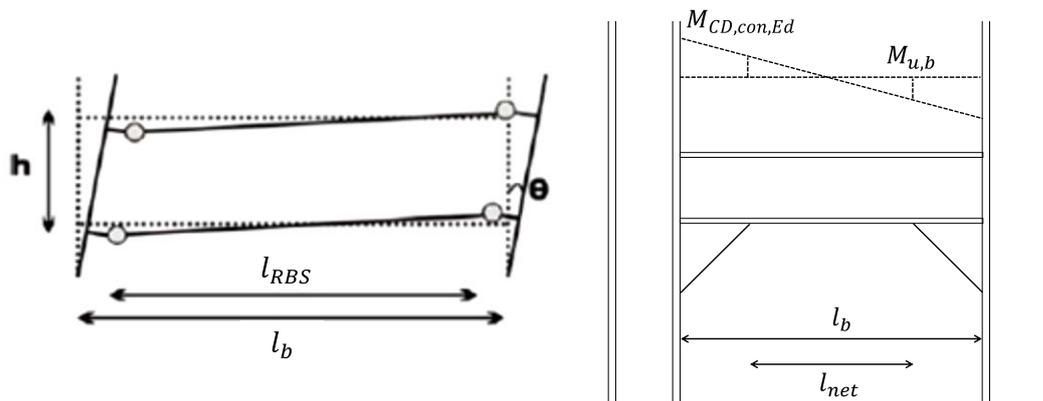


Fig. 6.16: Rotules plastiques en cas de sections réduites et renforcement des extrémités de la poutre

6.12.5 Modélisation des rotules plastiques pour une analyse statique non-linéaire en poussée progressive

Pour les éléments dissipatifs, i.e. sections réduites des poutres FUSEIS, les propriétés non-linéaires de rotules de la Fig. 6.17 suivant un modèle multi-linéaire plastique cinématique peuvent être utilisées.

Propriétés de rotules (α_{pl} =shape factor)						
	IPE		SHS		CHS	
Point	M/M _{pl}	Φ/Φ_{pl}	M/M _{pl}	Φ/Φ_{pl}	M/M _{pl}	Φ/Φ_{pl}
A	0	0	0	0	0	0
±B	±1	0	±0.6	0	±1	0
±C	± α_{pl}	±40	± α_{pl}	±25	± α_{pl}	±25
±D	±0.6	±40	±0.4	±25	±0.2	±25
±E	±0.6	±45	±0.4	±30	±0.2	±30

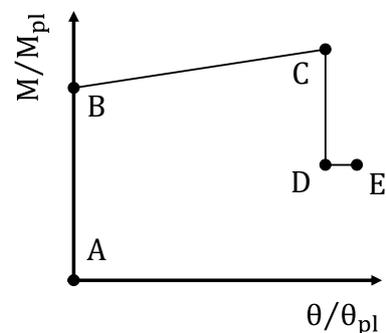


Fig 6.17: Paramètres de rotules non-linéaires pour IPE, SHS et CHS (modèle multilinéaire).

Pendant l'exécution de simulations non-linéaires, les performances peuvent être évaluées en vérifiant les critères d'acceptance de la Fig. 6.18. Trois niveaux de performances sont prévus : Limitation des dommages (DL), Dommages significatifs (SD) et quasi-effondrement (NC). Les niveaux de performance sont définis par des ratios de rotation de section pour IPE, SHS et CHS.

CRITERE D'ACCEPTANCE (Φ/Φ_{pl})			
	IPE	SHS	CHS
DL	15	5	6
SD	25	12	10
NC	35	18	16

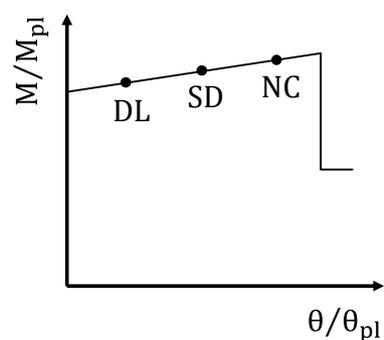


Fig 6.18: Définition des états-limites pour les poutres FUSEIS

5 LIAISONS PAR CHEVILLE FUSEIS

5.1 AJOUT AU PAR. 6.3.1 TYPES DE STRUCTURE

- (5) Les ossatures avec liaisons par cheville FUSEIS sont telles que les forces horizontales sont principalement reprises par un nombre de cheville connectées rigidement à des poteaux forts (Fig. 6.10). Chaque liaison chevillée est composée de deux poutres « réceptacles » reliées par une cheville métallique courte (Fig. 6.11a). Alternativement, les réceptacles peuvent être omis et les chevilles filetées à leurs extrémités et boulonnées à des plats d'extrémités eux-même assemblés aux semelles des poteaux (Fig. 6.11b). Les liaisons entre poutres de plancher et poteaux peuvent être articulées ou semi-rigides.
- (6) Dans les ossatures avec chevilles FUSEIS, les zones dissipatives sont situées au milieu des cheville où la section est réduite, de façon à dissiper l'énergie par flexion plastique des chevilles. Les critères de dimensionnement du par. 6.5.2 pour les zones dissipatives sont d'application pour les chevilles.

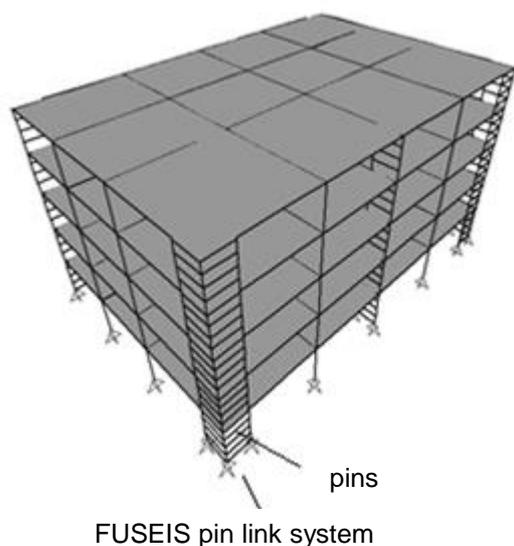


Fig. 6.10: système à liaison par chevilles FUSEIS dans un bâtiment

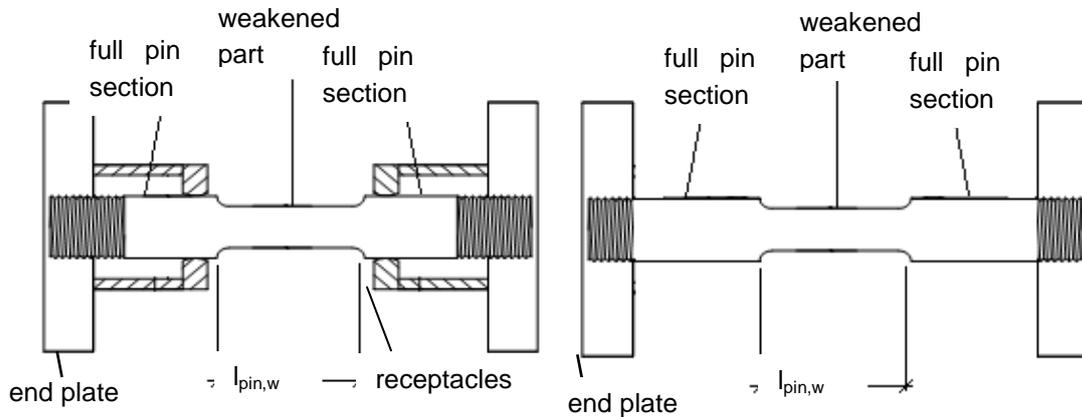


Fig. 6.11: chevilles FUSEIS a) avec réceptacles, b) sans réceptacles

5.2 AJOUT AU PAR. 6.3.2, TABLE 6.2 COEFFICIENTS DE COMPORTEMENT

Table 6.2: Limite supérieure des valeurs de références des coefficients de comportement pour les systems réguliers en élévation

Type de structure	Classe de ductilité	
	DCM	DCH
Liaison FUSEIS par chevilles	2.5	3.0
Condition	$I_{pin,w} < 6 \cdot M_{pl,pin} / V_{pl,pin}$	$I_{pin,w} \geq 6 \cdot M_{pl,pin} / V_{pl,pin}$

Où:

$I_{pin,w}$ est la longueur de la partie réduite de la cheville

$$M_{pl,pin} = W_{pl,pin} \cdot f_y$$

$M_{pl,pin}$ est le moment plastique de la partie réduite de la cheville

$W_{pl,pin}$ est le module plastique de la partie réduite de la cheville

f_y est la limite élastique de la cheville

$$V_{pl,pin} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3}} \text{ où } A_v \text{ est la section de la partie réduite de la cheville}$$

$V_{pl,pin}$ est la résistance plastique au cisaillement de la section réduite de la cheville

5.3 AJOUTS AU PAR. 6.5.3, REGLES DE DIMENSIONNEMENT POUR LES ELEMENTS DISSIPATIFS EN COMPRESSION OU FLEXION

(3) La longueur de la partie réduite des chevilles est telle que :

$$I_{pin,w} \geq 4 \cdot M_{pl,pin} / V_{pl,pin} \quad \text{Eq. (6.1)}$$

Afin d'assurer le développement d'un mécanisme flexionnel dans la cheville.

5.4 AJOUTS AU PAR. 6.12 (NEW) DIMENSIONNEMENT ET CONCEPTION DES OSSATURES AVEC LIAISON FUSEIS PAR CHEVILLES

6.12.1 Analyse

Les liaisons par chevilles peuvent être simulées par de éléments de poutre divisés en trois parties avec des sections transversales différentes comme suit:

- Liaisons avec réceptacles

Section de la poutre réceptacle aux deux extrémités et section réduite de la cheville au centre.

- Liaisons sans réceptacles

Section complète de la cheville aux deux extrémités et section réduite de la cheville au centre.

Les assemblages entre poutre réceptacles et poteaux sont simulés comme rigide. Des zones rigides sont définies entre le centre des poteaux et les faces de poteaux pour exclure des flexibilités non existantes.

Les assemblages entre poutre de plancher et poteaux sont des assemblages simples. Cependant pour des bâtiments mixtes, un certain degré de rigidité est présent à cause de la présence de armatures de dalles. Les pieds de poteaux sont soit articulés soit encastés.

6.12.2 Liaisons par chevilles

Les liaisons par chevilles sont vérifiées en supposant la formation d'une rotule plastique aux extrémités de la section réduite. L'extrémité la plus sollicitée par l'action sismique de calcul est vérifiée comme suit :

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,pin,Rd}} \leq 1 \quad \text{Eq. (6.32)}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,pin,Rd}} \leq 1 \quad \text{Eq. (6.33)}$$

where:

M_{Ed} est le moment de flexion de calcul

N_{Ed} est l'effort normal de calcul

$M_{pl,pin,Rd}$ est le moment plastique de la section réduite de la cheville.

$N_{pl,pin,Rd}$ est l'effort normal plastique de la section réduite de la cheville.

Les rotations de la cheville dans la zone réduite doivent être limités selon la condition suivante :

$$\theta_{pin} \leq \theta_{pin,lim} = 0.14 \text{ radians} \quad \text{Eq. (6.34)}$$

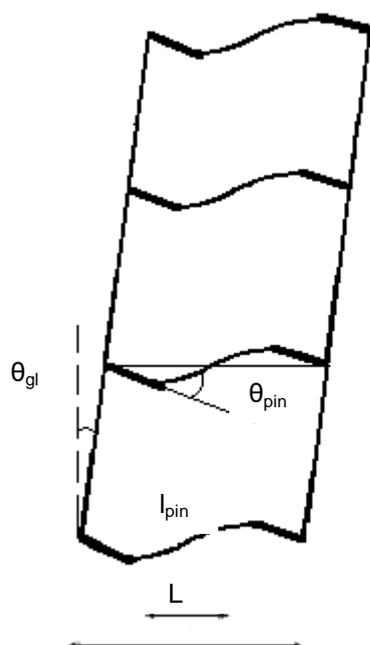


Fig. 6.15: Rotation des chevilles

La sur-résistance d'une liaison par cheville est définie par:

$$\Omega = \frac{M_{pl,pin,Rd}}{M_{Ed}} \quad \text{Eq. (6.35)}$$

Le choix des dimensions des chevilles doit être tel que la valeur de Ω est proche de 1. Pour obtenir un comportement global dissipatif de l'ossature, il convient de vérifier que le rapport maximum Ω sur l'ensemble de la structure ne diffère pas de plus de 25% de la valeur minimale de Ω .

$$\frac{\max \Omega}{\min \Omega} \leq 1.25 \quad \text{Eq. (6.36)}$$

6.12.3 Poteaux connectés aux liaisons par chevilles, poutres réceptacles et assemblages aux poteaux

Les poteaux systémiques connectés aux liaisons par chevilles et les poutres réceptacles doivent être vérifiées pour résister aux actions de calcul capacitives suivantes :

$$N_{CD,Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \alpha \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad \text{Eq. (6.37)}$$

$$M_{CD,Ed} = M_{Ed,G} + 1.1 \cdot \alpha \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \quad \text{Eq. (6.38)}$$

$$V_{CD,Ed} = V_{Ed,G} + 1.1 \cdot \alpha \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \quad \text{Eq. (3.39)}$$

Où:

$N_{Ed,G}$ ($V_{Ed,G}$, $M_{Ed,G}$) sont les efforts normaux (efforts tranchants et moments de flexion) dus aux actions non-sismiques de la combinaison sismique,

$N_{Ed,E}$ ($V_{Ed,E}$, $M_{Ed,E}$) sont les efforts normaux (efforts tranchants et moments de flexion) dus aux actions sismiques

$\Omega = \min \Omega_i = \min \left\{ \frac{M_{pl,pin,Rd,i}}{M_{Ed,i}} \right\}$ est le facteur de sur-résistance minimum pour

l'ensemble des chevilles du bâtiment, voir (5),

$\gamma_{ov} = 1.25$ est le coefficient de sur-résistance du matériau et

$\alpha = 1.5$ est un facteur de sur-résistance additional du système.

Le facteur d'amplification total des forces et moments sismiques ne peut dépasser la valeur du coefficient de comportement q utilisé dans l'analyse. La limite élastique réelle de l'acier doit être aussi proche que possible de sa valeur nominale pour obtenir un dimensionnement économique.

6.12.4 Section pleine des cheville

Le moment résistant de la section pleine des chevilles doit être contrôlé au niveau de sa section de contact avec les faces des réceptacles, selon:

$$\frac{M_{CD,Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1 \quad \text{Eq. (6.10)}$$

avec:

$$M_{Cd,Ed} = \frac{I_{pin}}{I_{pin,w}} \cdot M_{pl,pin,Rd} \quad \text{Eq. (6.11)}$$

I_{pin} est la distance entre les faces des receptacles ou les plats d'extrémité des chevilles

$I_{pin,w}$ est la longueur de la partie réduite des chevilles

$M_{pl,Rd}$ est le moment plastique de la section complète des chevilles.

6.12.5 Assemblages de liaisons par cheville

Des assemblages boulonnés de catégorie B ou C avec des boulons à haute résistance 8.8 ou 10.9 doivent être utilisés entre les poteaux systémiques et les plats d'extrémités. Les assemblages doivent présenter une sur-résistance suffisante pour garantir qu'ils ne périssent pas lors du développement des rotules plastiques dans les chevilles. Ils doivent pour les moments et efforts tranchants obtenus par dimensionnement capacitif selon les Eq. 6.42 et 6.43 :

$$M_{Cd,con,Ed} = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \frac{I_{pin}}{I_{pin,w}} \cdot M_{pl,pin,Rd} \quad \text{Eq. (6.12)}$$

$$V_{Cd,con,Ed} = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \frac{2 \cdot M_{pl,pin,Rd}}{l_{pin,w}} \quad \text{Eq. (6.13)}$$

6.12.6 Modélisation des chevilles pour une analyse statique non-linéaire en poussée progressive

Le modèle structurel utilisé pour l'analyse élastique doit être étendu pour inclure la réponse des éléments structurels au-delà du régime élastique et estimer les mécanismes plastiques et la distribution des dommages. Les propriétés des rotules plastiques localisées aux extrémités de la zone réduite des chevilles sont illustrées à la Fig. 6.16 avec les valeurs données à la Table 6.4, où M représente les moments et θ les rotations.

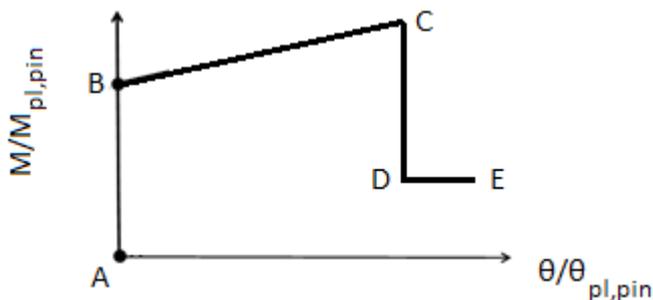


Fig. 6.16: Propriétés non-linéaires plastiques des chevilles

Table 6.4: Valeurs des points caractéristiques

Point	$M/M_{pl,pin}$	$\theta/\theta_{pl,pin}$
A	0	0
B	1	0
C	2	100
D	0,5	100
E	0,5	150

La table 6.5 fournit les capacités de rotation plastique des chevilles pour les trois états-limites considérés, comme représenté à la Fig. 6.17

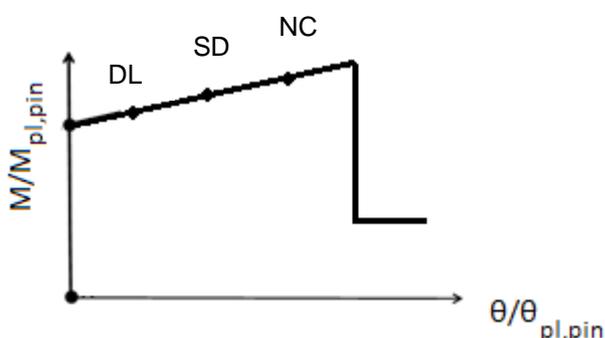


Fig. 6.17: états-limites pour les chevilles

Table 6.5: Capacités de rotation plastique des chevilles

Limit state	DL(damage limitation)	SD(significant damage)	NC (near collapse)
$\theta/\theta_{pl,pin}$	30	45	60

6.12.7 Modélisation des chevilles pour une analyse dynamique non-linéaire

- Modélisation

Dans une analyse dynamique non-linéaire, les chevilles sont représentées par des éléments de liaison plastiques multi-linéaires positionnés aux extrémités de la zone réduite de la cheville. Le comportement des liaisons non-linéaires est défini uniquement pour le degré de liberté de rotation autour de l'axe d'inertie principal alors que les autres degrés de liberté restent linéaires. Les propriétés non-linéaires appliqués incluent une courbe moment-rotation avec des capacités en moment positif et négatif égales au moment plastique et une raideur initiale de la cheville en flexion positive et négative (Table 6.6). Le type d'hystérésis doit être un modèle multi-linéaire plastique cinématique (Fig. 6.18).

Table 6.6: Définition force-déplacement multi-linéaire

Point	Moment	Rotation
1	$-2 M_{pl,pin}$	$-100 \theta_{pl,pin}$
2	$-1 M_{pl,pin}$	$-20 \theta_{pl,pin}$
3	0	0
4	$1 M_{pl,pin}$	$20 \theta_{pl,pin}$
5	$2 M_{pl,pin}$	$100 \theta_{pl,pin}$

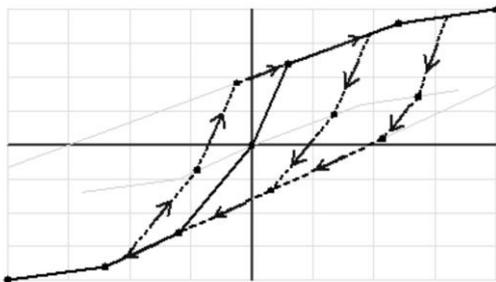


Fig. 6.18: états-limites pour un modèle multi-linéaire plastique cinématique des chevilles

Les parties restantes sont modélisées comme suit:

- Liaisons avec réceptacles
La partie centrale de la cheville et les poutres réceptacles sont introduites comme des éléments de poutres avec les sections droites correspondantes (Fig. 6.19a)
- Liaisons sans réceptacles
La partie centrale de la cheville est représentée par un élément de poutre avec la section droite de la partie réduite de la cheville. Les autres parties présentent la section complète de la cheville (Fig. 6.19b)

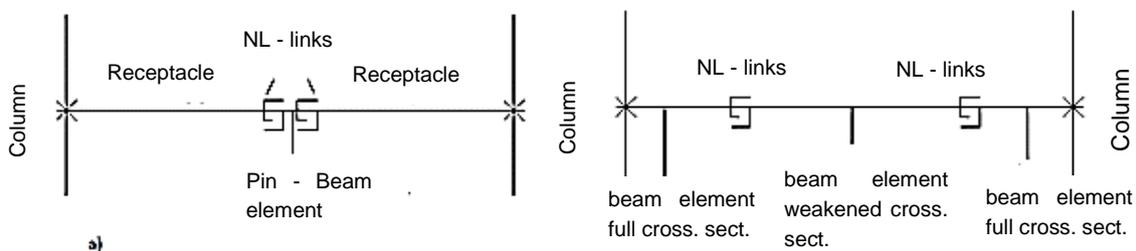


Fig. 6.19: Representation of pin links a) with b) without receptacles

- Vérifications en fatigue oligocyclique

Lors de l'exécution des analyse non-linéaires cycliques, l'endommagement des chevilles doit être évalué. La courbe d'endommagement suivante est d'application pour les chevilles :

$$\log N = -0.90 - 3 \cdot \log \Delta \theta \quad \text{Eq. (6.14)}$$

où:

$\Delta \theta$ est l'intervalle de rotation de la cheville et

N est le nombre correspondant de cycles à la rupture

L'index d'endommagement D est déterminé par une loi de Palmgren-Miner d'accumulation d'endommagement comme suit:

$$D = \frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \dots + \frac{n_i}{N_i} \leq 1 \quad \text{Eq. (6.15)}$$

où:

n_i est le nombre de cycles exécutés au même niveau de contrainte S_i ,

N_{fi} est le nombre de cycles auquel la rupture se produit en cas de cycles à amplitude constante et

I est le nombre total de cycles à amplitude constante.

L'histogramme des intervalles de déformation peut être déterminé par l'application de la méthode du réservoir.

6 ASSEMBLAGES DE CONTINUITÉ DE POUTRE BOULONNÉS ET SOUDÉS FUSEIS

6.1 REGLES DE DIMENSIONNEMENT A INCLURE DANS LE CHAPITRE 7 DE L'EN 1998-1-1

7.1 Généralités

7.1.2 Principes de dimensionnement

(5)P à la fin de la phrase, ajouter: "Pour des ossatures mixtes avec assemblages de continuité de poutre dissipatifs, voir 7.8.5".

7.3 Types de structure et coefficient de comportement

7.3.1 Types de structure

g) Ossatures mixtes en portique avec assemblages de continuité de poutre : structures présentant la même définition et les mêmes limitations qu'indiqué en 7.3.1 (1)a, mais avec des assemblages de continuité de poutre comme éléments dissipatifs. Dans les assemblages de continuité dissipatifs, la continuité des poutres mixtes acier-béton et rétablie par des plats connectant l'âme et la semelle inférieure des poutres. Ces plats peuvent être soudés ou boulonnés aux poutres. La partie de la poutre à proximité de la discontinuité est renforcée par des plats métalliques additionnels soudés à l'âme et à la semelle. Le poteau est également renforcé dans la zone d'assemblage poutre-poteau. L'interruption de la dalle de béton au niveau du fusible est destiné à éviter des dommages importants dans le béton en permettant au fusible de développer de grandes rotations, tout en évitant l'écrasement du béton et l'endommagement des finitions de sol. La configuration du dispositif est illustré ci-dessous.

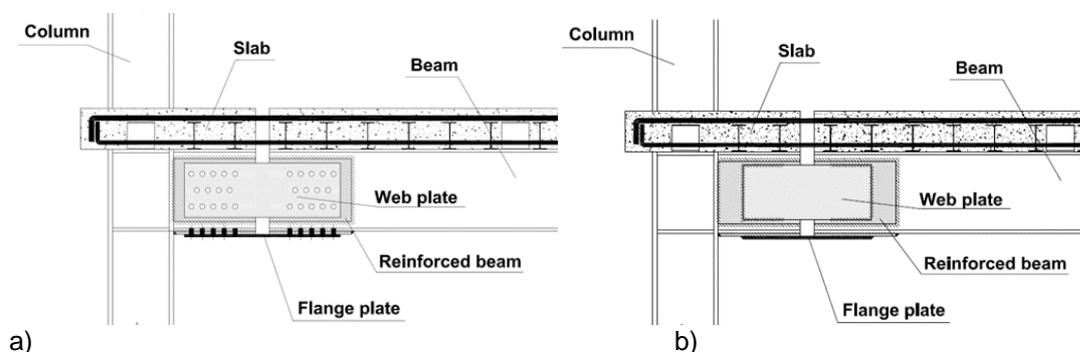


Fig. 7.3: Assemblages de continuité FUSEIS a) boulonnés, b) soudé

7.3.2 Coefficient de comportement

Table 7.2: Limite supérieure de valeurs de références de coefficient de comportement pour des systèmes réguliers en élévation

TYPE DE STRUCTURE	Classe de ductilité	
	DCM	DCH
g) Ossature en portique avec assemblages de continuité de poutre dissipatifs	3.0	4.0

7.8 Règles de dimensionnement et de détail pour les ossatures en portique avec assemblages de continuité de poutre dissipatifs

7.8.1 Critère spécifique

(1)P 6.6.1(1)P est d'application, mais avec des rotules plastiques formées au niveau des assemblages de continuité. La concentration de déformation inélastique dans ces zones doit éviter la propagation de l'endommagement dans les poutres et poteaux. Afin d'assurer que les éléments non remplaçables demeurent non endommagés, ceux-ci doivent être dimensionnés pour rester en régime élastique lorsque les assemblages de continuité atteignent leur capacité résistante.

(2)P 7.7.1(2)P est d'application.

(3) Concernant la localisation des zones dissipatives, 7.5.2(5)P est d'application.

(4) La configuration requise pour former des rotules plastiques est obtenue par application des règles présentées en 4.4.2.3, 7.8.3, 7.8.4, 7.8.5.

7.8.2 Analyse

(1)P 7.7.2(1)P est d'application.

(2) 7.7.2(2) est d'application.

(3) 7.7.2(4) est d'application.

7.8.3 Règles pour poutres, poteaux, assemblages de continuité et acier de renforcement

(1) 7.7.3(2)P est d'application.

(2) 6.6.2(2) est d'application avec $M_{pl,Rd}$, $N_{pl,Rd}$ et $V_{pl,Rd}$ remplacés par $M_{FUSE,pl,Rd}$, $N_{FUSE,pl,Rd}$ et $V_{FUSE,pl,Rd}$ qui sont respectivement le moment plastique, la résistance axiale et la résistance à l'effort tranchant de l'assemblage de continuité.

(3) 6.6.3(1)P est d'application pour les poteaux, mais avec un coefficient de sur-résistance égale à la valeur minimale de $\Omega = M_{FUSE,pl,Rd,i}/M_{Ed,i}$; $M_{FUSE,pl,Rd,i}$ est le moment plastique de l'assemblage de continuité de la poutre i .

(4) Les sections de poutre renforcées et la longueur nécessaire du renforcement sont dimensionnées de façon à ce que la zone mixte effective, immédiatement après l'interruption du renforcement, et l'assemblage poutre-poteau restent élastiques. Dans ce but, 6.6.3(1)P est d'application pour la quantification des efforts agissant. Concernant la vérification de sécurité des sections transversales en question, la résistance élastique doit être considérée.

(5) Afin d'éviter les ruptures fragiles des soudures ou boulons connectant les plats fusibles, ceux-ci doivent être dimensionnés pour garantir que les contraintes maximales développées par les fusibles puissent être transmis sans problème à la poutre.

(6) 7.7.3(6) à (9) sont d'application.

(7) Pour garantir un comportement global dissipative de la structure, il convient de vérifier que les ratios maximum Ω sur l'ensemble de la structure ne diffèrent pas de plus de 25% des valeurs minimales.

$$\frac{\max\Omega}{\min\Omega} \leq 1.25 \quad \text{Eq. (7.16)}$$

7.8.4 Assemblages poutre-poteau

(1) 6.6.4 est d'application avec les assemblages de continuité de poutre considérés comme assemblage.

7.8.5 Condition pour négliger le caractère composite des poutres avec dalle

(1) Les assemblages de continuité de poutre étant constitués uniquement d'éléments dissipatifs métalliques (avec interruption de la dalle de béton et armatures de continuité dimensionnées comme non-dissipatives), le principe c) peut être considéré pour 7.5.2(2)P.

(2) Dans ce sens, pour valider l'hypothèse faite en 7.8.5(1), les barres d'armature doivent être dimensionnées pour rester en régime élastique.

7.8.6 Modélisation de l'assemblage de continuité pour analyse non-linéaire statique et dynamique

(1) Un modèle de lien plastique multi-linéaire peut être utilisé comme référence pour le comportement élasto-plastique des connexions dissipatives. Le comportement du lien non-linéaire est défini uniquement pour sa composante rotationnelle autour de l'axe d'inertie fort. Les autres degrés de liberté sont modélisés comme linéaire. Le type d'hysteresis doit être celui fourni par un modèle multi-linéaire plastique de type pivot (Dowell, Seible and Wilson, 1998).

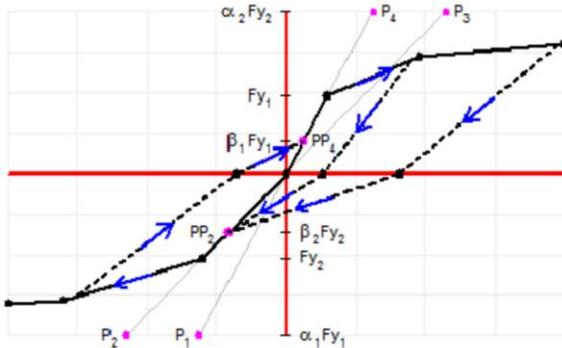


Fig. 7.8: Modèle multi-linéaire plastique de type pivot

(2) La relation moment rotation de l'assemblage de continuité adoptée pour l'analyse non-linéaire doit prendre en compte de manière appropriée le comportement non-symétrique en flexion positive et négative ainsi que l'initiation des phénomènes d'instabilité. Un schéma de relation appropriée est donné à la figure ci-dessous.

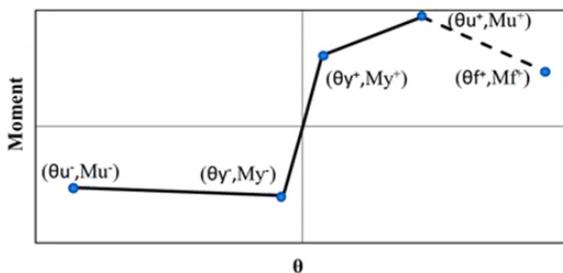


Fig. 7.9: Modélisation non-linéaire schématique

Note: Les paragraphes 7.8; 7.9; 7.10; 7.11 et 7.12 de l'EN 1998-1:2004 sont considérés respectivement comme sections 7.9; 7.10; 7.11; 7.12 et 7.13.

6.2 PRINCIPES: PROCÉDURE DE DIMENSIONNEMENT COMPLÉMENTAIRES AUX LIGNES DIRECTRICES INCLUES DANS L'EN 1998-1

1) Afin d'éviter une sur-résistance excessive, l'acier des fusible dissipatifs doit avoir des propriétés matérielles contrôlées. Selon l'EN 1998-1, sa limite élastique doit avoir une valeur maximale de :

$$f_{y,max} \leq 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot f_y \tag{6.1}$$

où $\gamma_{ov} = 1.25$ est le coefficient de sur-résistance du matériau et f_y est la valeur nominale de la limite élastique.

2) L'interruption de la dalle au niveau du fusible est destinée à éviter un endommagement important du béton, permettant ainsi de développer des rotations importantes sans contact béton-béton. La largeur de l'interruption dans la partie béton de la zone fusible peut être différente de celle de la partie « acier » du fusible. Les valeurs recommandées pour l'interruption respective de la dalle de béton et de la partie « acier » sont de 10% de la hauteur de la dalle et 10% de la hauteur totale de la section mixte.

3) Le dimensionnement de l'assemblage de continuité et des barres d'armature est telle que les armatures restent en régime élastique. Il est recommandé que la section d'armature de la zone supérieure soit égale à deux fois la section du plat de recouvrement de semelle du fusible.

4) La résistance des plats de renforcement de la zone d'assemblage ainsi que la distance minimale du fusible par rapport à l'assemblage poutre-poteau doit être tel que l'assemblage poutre-poteau et la section composite courante restent élastiques (Fig. 6.1).

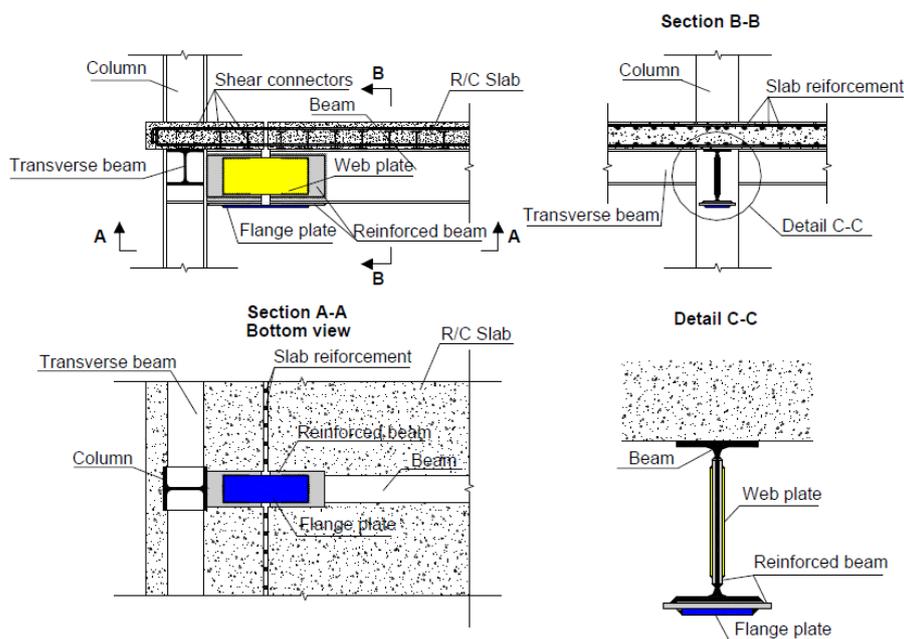


Fig. 6.1: Représentation schématique des fusibles soudés FUSEIS

5) Les assemblages de continuité FUSEIS soudés ou boulonnés doivent respecter les critères de résistance suivants:

Il convient de vérifier que le moment plastique résistance et la résistance à l'effort tranchant ne sont pas réduits par les forces de compression.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,fuse,Rd}} \leq 0.15 \quad \text{Eq. (6.2)}$$

La résistance à l'effort tranchant doit être vérifiée selon un critère de dimensionnement capacitif, considérant que les rotules plastiques se développent aux extrémités des poutres de l'ossature portique simultanément. La résistance à l'effort tranchant de l'assemblage de continuité est supposée assurée par les plats d'âme uniquement.

$$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{pl,fuse,Rd}} \leq 1.0 \quad \text{Eq. (6.3)}$$

Où $V_{CD,Ed} = 2M_{max,fuse}/L_{fuses,ij}$ est l'effort tranchant de calcul capacitif, $M_{max,fuse}$ est le moment maximum développé par les fusibles, $L_{fuses,ij}$ est la distance entre fusible consécutifs d'une même poutre et $V_{pl,fuse,Rd}$ est la résistance au cisaillement apportée par les plats d'âme.

$$\frac{M_{Ed}}{M_{max,fuse}} \leq \frac{1}{\Omega} \leq 1.0 \quad \text{Eq. (6.4)}$$

où M_{Ed} est le moment de calcul, $M_{max,fuse}$ est le moment maximum du fusible et Ω est le coefficient de sur-résistance.

6) Pour obtenir un comportement dissipative global de la structure, il convient de vérifier que le coefficient maximum Ω sur l'ensemble de la structure ne diffèrent pas de plus de 25% de la valeur minimale.

$$\frac{\max \Omega}{\min \Omega} \leq 1.25 \quad \text{Eq. (6.5)}$$

7) Les éléments non-dissipatifs (poteaux, poutres mixtes) doivent être dimensionnés en capacité pour des valeurs majorées des efforts internes par rapport aux valeurs obtenues de l'analyse pour la combinaison sismique la plus défavorable, pour garantir que la rupture se produise dans les fusibles. Tous ces éléments doivent être dimensionnés pour les efforts de calcul suivants :

$$N_{CD,Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad \text{Eq. (6.6)}$$

$$M_{CD,Ed} = M_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \quad \text{Eq. (6.7)}$$

$$V_{CD,Ed} = V_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \quad \text{Eq. (6.8)}$$

où $N_{Ed,G}$, $M_{Ed,G}$ et $V_{Ed,G}$ sont respectivement les efforts normaux, efforts tranchants et moments de flexion dus aux actions non-sismiques de la combinaison sismique. $N_{Ed,E}$, $M_{Ed,E}$ et $V_{Ed,E}$ sont respectivement les efforts normaux, efforts tranchants et moment de flexion sous action sismique. $\Omega = \min \Omega_i = \min \{M_{max,fuse,i}/M_{Ed,i}\}$ est

la valeur minimale du coefficient de sur-résistance pour l'ensemble des fusibles de l'ossature, voir Eq. (2.4). $\gamma_{ov} = 1.25$ est le coefficient de sur-résistance du matériau, voir Eq. (6.1).

7 TRONÇON D'EXCENTREMENT SISMIQUE BOULONNÉ REMPLAÇABLE

7.1 AJOUTS AU PAR. 6.3.1 TYPES DE STRUCTURES

(7) H) Les systèmes à tronçons d'excentrement boulonnés remplaçable sont des ossatures combinant une partie fonctionnant en portique avec une partie incluant des triangulations à barres excentrées avec des tronçons d'excentrement remplaçables boulonnés qui assurent la capacité de dissipation d'énergie sous cisaillement cyclique, tandis que les ossatures portiques plus flexibles restent élastiques et assurent la capacité de recentrement de la structure pour permettre de retirer les tronçons d'excentremets (ou « liens ») endommagés.

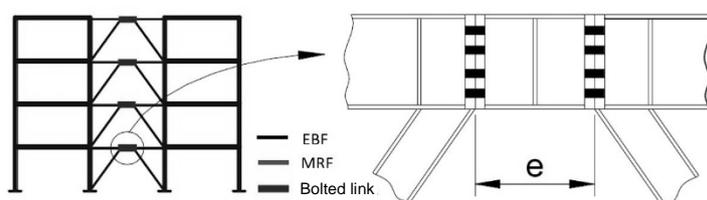


Fig. 6.10: Configuration possible de tronçon d'excentrement boulonné remplaçable

7.2 AJOUTS AU PAR. 6.3.2 COEFFICIENT DE COMPORTEMENT

Table 6.2: Limite supérieure des valeurs de références des coefficients de comportement pour des systèmes réguliers en élévation

Type de structure	Classe de ductilité	
	DCM	DCH
h) Ossature à triangulation excentrée avec tronçon d'excentrement boulonné remplaçable	2.5	4

7.3 AJOUTS AU PAR. 6.8.1 CRITÈRES DE DIMENSIONNEMENTS

(4)P Les ossatures avec triangulations excentriques et liens remplaçables doivent être dimensionnées de manière à ce que les tronçons d'excentrement (aussi dénommés « liens sismiques) soient remplaçable (boulonnés) et capable de dissiper l'énergie par formation de mécanismes de cisaillement plastique (tronçons courts).

7.4 AJOUTS AU PAR. 6.8.4 CONNEXIONS DU TRONÇON D'EXCENTREMENT

(4) Si les tronçons d'excentrement sont démontables et remplaçables, ils doivent être boulonnés. Les plans de contact doivent être de classe B, avec un coefficient de frottement au moins égal à 0,4 et des boulons préserrés.

(5) Des assemblages lien-poutre par platine d'about non-débordante peuvent être utilisés. Ils doivent demeurer élastique. Dès lors, l'assemblage doit être dimensionné sur base d'un effort tranchant $V_{j,Ed}$ et d'un moment de calcul $M_{j,Ed}$ correspondant à un tronçon d'excentrement complètement plastifié et écroui.

$$V_{j,Ed} = \gamma_{sh} \cdot \gamma_{ov} \cdot V_{p,link} \quad \text{Eq. (6.32)}$$

$$M_{j,Ed} = \frac{V_{j,Ed} e}{2} \quad \text{Eq. (6.33)}$$

Où

γ_{sh} est le coefficient d'écrouissage

NOTE 1 La valeur recommandée est $\gamma_{sh} = 1.8$ en DCH et $\gamma_{sh} = 1.5$ en DCM.

(5) Pour obtenir la sur-résistance de l'assemblage, des tronçons dissipatifs très courts peuvent être nécessaires (avec une longueur e pas plus élevée que $0.8M_{p,link}/V_{p,link}$).

(6) La flexibilité de l'assemblage boulonné doit être prise en compte dans l'analyse globale.

NOTE 1 Si des assemblages par platines d'about non débordantes avec boulons préserrés sont utilisés, ils peuvent être considérés comme infiniment rigides.

(7) L'évaluation des performances de la liaison boulonnée "tronçon dissipatif – poutre" doit être supportée par une validation expérimentale.

(8) Les validations expérimentales peuvent se baser sur des données existantes. Sinon, des essais doivent être menés.

7.5 AJOUTS AU PAR. 6.10.2 OSSATURES EN PORTIQUES COMBINÉES À DES TRIANGULATIONS CENTRÉES

(8) Dans des ossatures combinant portiques et triangulations, le sous-système le plus faible et le plus déformable (i.e. les portiques) doivent assurer une résistance minimale à la structure. Le caractère combiné de l'ossature doit être vérifié en s'assurant que le sous-système « portiques » est capable de résister à au moins 25% de l'action sismique totale.

$$F_y^{MRF} \geq 0.25 \cdot (F_y^{MRF} + F_y^{BF}) \quad \text{Eq. (6.34)}$$

$$F_y^{MRF} = \frac{4M_{pl,b}}{H} \quad \text{Eq. (6.35)}$$

Où

F_y^{MRF} est la résistance élastique des portiques;

F_y^{BF} est la résistance élastique des ossatures triangulées;

L est la portée des portiques (see Fig. 6.15);

H est la hauteur d'étage (see Fig. 6.15);

$M_{pl,b}$ est la valeur de calcul du moment résistant plastique des extrémités de poutre pour une ossature portique, selon l'EN 1993

(9) La résistance élastique des ossatures à triangulations excentrées doit être calculée comme suit :

$$F_y^{EBF} = \frac{L}{H} \cdot V_{p,link} \quad \text{Eq. (6.36)}$$

Où

$V_{p,link}$ est la valeur de calcul de la résistance au cisaillement du tronçon d'excentrement (voir 6.8.2).

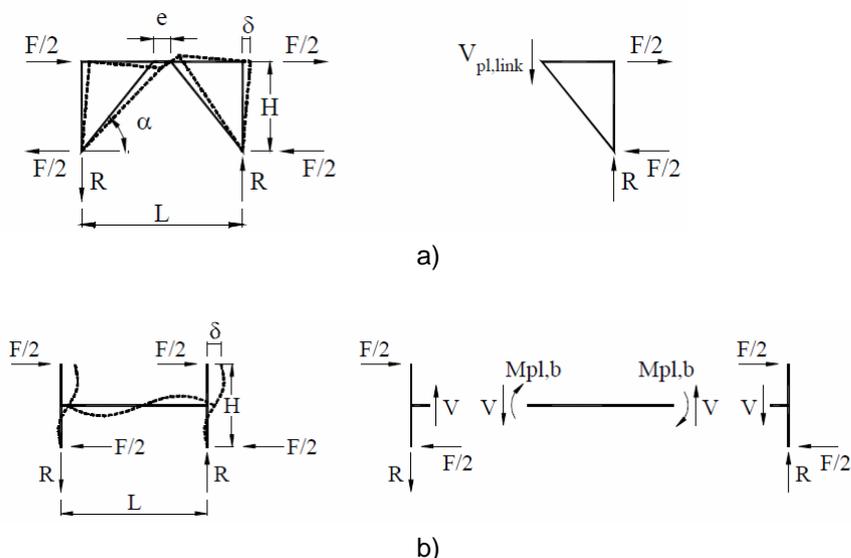


Fig. 6.15: Ossature de base à un niveau avec triangulations excentrées et ossature portique.

7.6 AJOUT AU CHAPITRE 6 RÈGLES PARTICULIÈRES POUR BÂTIMENTS EN ACIER

6.12 Règles de dimensionnement et de détail pour ossature avec panneaux cisailés en acier – voir ch. 8

6.13 Capacité de recentrement des ossatures en acier à systèmes combinés

(1) La capacité de recentrement des configurations combinées doit être assurée en empêchant la plastification des portiques d'atteindre tant que la capacité de déformation ultime des ossatures dissipatives n'est pas atteinte. Ceci peut être réalisé en maintenant le déplacement ultime des ossatures dissipatives inférieur au déplacement élastique des ossatures portiques.

$$\delta_u^{DIS} < \delta_y^{MRF} \quad \text{Eq. (6.37)}$$

Où

δ_u^{DIS} est le déplacement des ossatures dissipative à l'ELU;

δ_y^{MRF} est le déplacement élastique des portiques;

6.13.1 Capacité de recentrement des systems à lien boulonné remplaçable

6.13.1.1 Vérification analytique

(1) Dans les systèmes dissipatifs avec tronçon sismique boulonné remplaçable, la partie dissipative est constituée des ossatures à triangulations excentrées. Leur déplacement ultime correspond à l'atteinte de la capacité en déformation plastique du tronçon d'excentrement et peut être calculé comme suit :

$$\delta_u^{EBF} = \delta_y^{EBF} + \delta_{pl}^{EBF} = \frac{F_y^{EBF}}{K^{EBF}} + \frac{e}{L \cdot e} H \cdot \gamma_{pl,u} < \delta_y^{MRF} = \frac{F_y^{MRF}}{K^{MRF}} \quad \text{Eq. (6.38)}$$

$$K^{EBF} = \frac{K_{link}^{EBF} \cdot K_{br}^{EBF}}{K_{link}^{EBF} + K_{br}^{EBF}} \quad \text{Eq. (6.39)}$$

$$K_{link}^{EBF} = \frac{L}{H^2} \cdot (L \cdot e) \cdot \frac{G \cdot A_s}{e} \quad \text{Eq. (6.40)}$$

$$K_{br}^{EBF} = 2 \cdot \frac{E \cdot A}{I_{br}} \cdot \cos^2 \alpha \quad \text{Eq. (6.41)}$$

$$K^{MRF} = \frac{4}{H^2 \cdot \left(\frac{L}{6 \cdot E \cdot I_b} + \frac{H}{12 \cdot E \cdot I_c} \right)} \quad \text{Eq. (6.42)}$$

Où

δ_u^{EBF} est le déplacement ultime des ossatures à triangulation excentrée à l'ELU;

δ_y^{EBF} est le déplacement élastique des ossatures à triangulation excentrées;

δ_{pl}^{EBF} est le déplacement plastique des ossatures à triangulation excentrées;

K^{EBF} est la raideur des ossatures à triangulation excentrées;

e est la longueur du tronçon d'excentrement (voir Fig. 6.15);

$\gamma_{pl,u}$ est la capacité de déformation plastique du tronçon d'excentrement;

K^{MRF} est la raideur des ossatures portiques;

$K_{\text{link}}^{\text{EBF}}$	est la raideur du tronçon d'excentrement;
$K_{\text{br}}^{\text{EBF}}$	est la raideur des triangulations;
G	est le module de cisaillement;
A_s	est l'aire résistante au cisaillement des tronçons d'excentrement;
E	est le module de Young;
A	est l'aire de la section transversale des triangulations;
l_{br}	est la longueur des triangulations;
α	est l'inclinaison des triangulation;
I_b	est le moment d'inertie des poutres;
I_c	est le moment d'inertie des poteaux.

(2) La procédure analytique doit être utilisée comme un prédimensionnement de la capacité de recentrement

NOTE 1 Elle ne peut être utilisée que pour une évaluation de la capacité de recentrement des structures peu élevées, où la déformation transversale est principalement dominée par une réponse en cisaillement.

NOTE 2 Pour le contrôle de la capacité de recentrement des bâtiments modérément à très élevés (où un comportement global flexionnel peut devenir prédominant), il est recommandé d'utiliser une analyse non-linéaire statique ou dynamique.

(3) Vu que l'utilisation des formules constitue une approche simplifiée, une analyse non-linéaire statique et/ou dynamique est recommandée pour tous types de structures pour vérifier la capacité de recentrement.

6.13.1.2 Modélisation du lien sismique pour analyse statique non-linéaire

(1) Le comportement non-linéaire en cisaillement des liens boulonnés courts doit être décrit par la courbe ci-dessous :

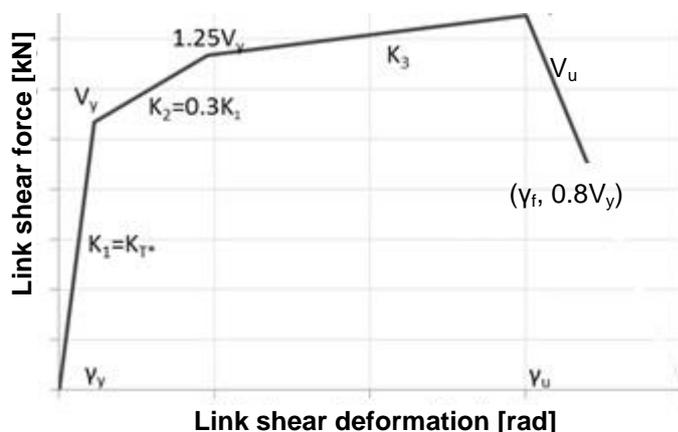


Fig. 6.16: Comportement non-linéaire du tronçon d'excentrement.

où

K_1 est la raideur initiale du lien sismique;

V_y est la résistance en cisaillement du lien sismique ($V_{p,link}$);

V_u est la résistance ultime du lien sismique;

NOTE 1 Il est recommandé d'utiliser $1.8V_y$ en DCH et $1.5V_y$ en DCM.

γ_u est la rotation ultime du lien sismique;

NOTE 1 Il est recommandé d'utiliser 0.15 rad en DCH et 0.1 rad en DCH.

γ_f est la rotation du lien sismique à la rupture;

NOTE 1 Il est recommandé d'utiliser 0.17 rad en DCH et 0.11 rad en DCM.

6.13.1.3 Modélisation du lien sismique pour une analyse dynamique non-linéaire

(1) Le comportement hystérétique des liens sismiques cisailés boulonnés doit être pris en compte. La boucle d'hystérésis doit être exprimée en prenant en compte la dégradation de raideur et résistance, ainsi que le pindement. Les paramètres de la Table 6.4 peuvent être utilisés.

Table 6.4: Paramètres pour le comportement hystérétique des liens sismiques cisailés boulonnés

Paramètre	Valeur
Paramètre de dégradation de la raideur	20
Paramètre de réduction de la résistance en fonction de la ductilité	0.001
Paramètre de dégradation de la résistance basée sur l'énergie	0.001
Paramètre pour la transition élastique-plastique	10
Paramètre pour la forme du déchargement	0.5

Paramètre de longueur de glissement	0
Paramètre pour l'acuité de la longueur de glissement	100
Paramètre pour le moment moyen du niveau de glissement	0
Exposant pour le ressort de fermeture d'ouverture	10
Paramètre de courbure de la fermeture d'ouverture	1000
Paramètre de raideur de la fermeture d'ouverture	1

8 PANNEAU CISAILLE REMPLACABLE

8.1 AJOUTS AU PAR. 6.3.1 TYPES DE STRUCTURE

- (1) Les ossatures avec panneaux minces cisailés en acier remplaçables sont celles où les efforts horizontaux sont essentiellement repris par les éléments soumis à cisaillement.

Ossatures en portique avec panneaux minces cisailés en acier remplaçables.

- (6) Dans les ossatures avec panneaux cisailés remplaçables, les zones dissipatives doivent essentiellement être localisées dans le panneaux.

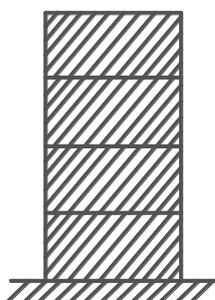


Fig. 6.10: Ossatures avec panneaux cisailés minces en acier remplaçables (zone dissipative dans le panneaux uniquement). Valeurs par défaut pour α_u/α_1 (voir 6.3.2(3) et Table 6.2).

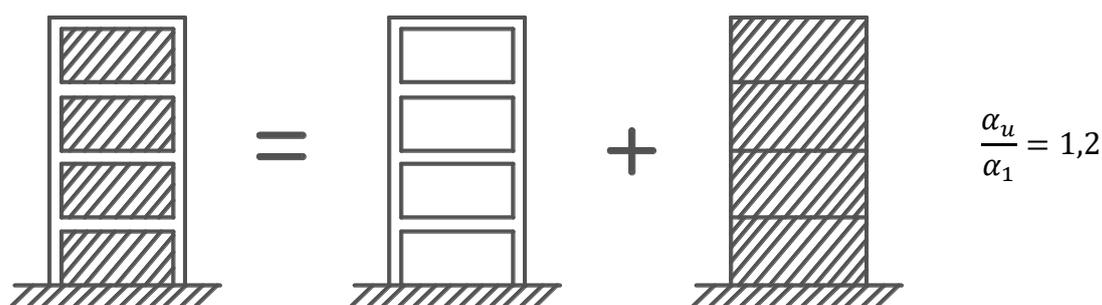


Fig. 6.11: Ossature portique combine avec des panneaux en acier cisailés (zone dissipatives en flexion et cisaillement des panneaux). Valeurs par défaut pour α_u/α_1 (voir 6.3.2(3) et Table 6.2).

8.2 AJOUTS AU PAR. 6.3.2, TABLE 6.2 COEFFICIENTS DE COMPORTEMENT

Table 6.2: Limite supérieure des valeurs de références du coefficient de comportement pour les systèmes réguliers en élévation

Type de structure	Classe de ductilité	
	DCM	DCH

Ossature avec panneaux cisailés	4	$5 \alpha_0 / \alpha_1$
Portiques avec panneaux cisailés	4	$5 \alpha_0 / \alpha_1$

8.3 AJOUTS AU PAR. 6.10, RÈGLES DE DIMENSIONNEMENT POUR STRUCTURES EN ACIER AVEC NOYAU EN BÉTON OU MURS EN BÉTON ET POUR OSSATURES PORTIQUES COMBINÉES À DES TRIANGULATIONS CENTRÉES OU DES REMPLISSAGES

6.10.4 Ossatures portique combinées avec des panneaux cisailés minces en acier remplaçables.

(1) Les ossature combinants portiques et contreventements agissant dans la même direction doivent être dimensionnées avec un coefficient de comportement unique. Les forces horizontales sont distribuées entre les différentes ossatures en fonction de leur raideur élastique.

(2) Les ossatures portique et contreventements doivent respecter 6.6 et 6.12.

(3)P Le caractère combiné de la structure doit être vérifié en contrôlant que les portiques sont capables de reprendre au moins 25% de l'effort sismique total :

$$F_y^{MRF} \geq 0.25 \cdot (F_y^{MRF} + F_y^{SPSW}) \quad \text{Eq. (6.34)}$$

Où

F_y^{MRF} est l'effort de plastification du portique;

F_y^{SPSW} est l'effort de plastification des ossatures avec panneaux cisailés.

8.4 AJOUTS AU CHAPITRE 6 RÈGLES PARTICULIÈRES POUR BÂTIMENTS EN ACIER

6.12 Règles de dimensionnement et de détail pour ossatures avec panneau cisailés remplaçables

6.12.1 Critère de dimensionnement

(1)P Les ossatures avec panneaux cisailés doivent être dimensionnés de façon à ce que la plastification des panneaux cisailés se produise avec la rupture des connexions et avant l'instabilité ou la plastification des poutres ou poteaux.

(2)P Le système structurel doit être dimensionné pour qu'un comportement dissipatif homogène du panneau cisailé puisse se développer.

(3) L'application des panneaux cisailés doit être limitée à des panneaux présentant un rapport d'aspect $0.8 < L/h < 2.5$.

NOTE D'autres rapports d'aspects sont possible pour autant que leur performance soit validée expérimentalement.

6.12.2 Analyse

(1)P Sous charge gravitaires, seuls les poutres et poteaux sont prises en compte, à l'exclusion des panneaux cisailés.

(2) Pour un pré-dimensionnement, les dimensions des panneaux cisailés et des éléments de rive (poutres et poteaux) peuvent être déterminés par l'approximation des panneaux cisailés par des diagonales tendues équivalentes (Fig. 6.15).

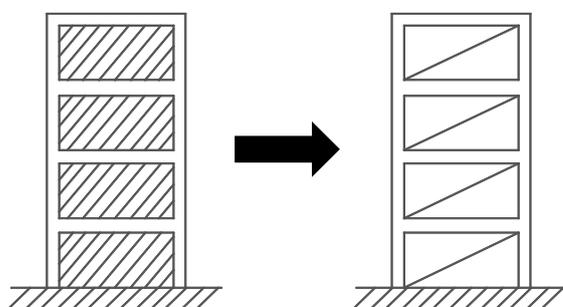


Figure 6.15: Approximation des panneaux cisailés par diagonales tendues.

(3)P L'ossature avec diagonales tendues uniquement doit être dimensionnées selon les critères et règles fournis en 6.7 pour les ossatures avec triangulations centrées.

6.12.3 Eléments de rives horizontaux et verticaux

(1)P Les éléments de rive horizontaux et verticaux doivent être dimensionnés pour résister aux efforts développés par le champ de traction du panneau cisailé complètement plastifié.

(2)P Les éléments de rive verticaux doivent présenter un moment d'inertie autour d'un axe perpendiculaire au plan de l'âme, I_c , pas plus petit que:

$$I_c \geq \frac{0.00307 \cdot t_w \cdot h^4}{L} \quad \text{Eq. (6.32)}$$

où

t_w est l'épaisseur du panneau cisailé;

h est la hauteur du panneau cisailé entre axes des éléments de rive horizontaux ;

L est la largeur du panneau cisailé entre axes des éléments de rive verticaux ;

NOTE Si des sections différentes sont utilisées pour les éléments de rive verticaux, des valeurs moyennes des moments d'inertie peuvent être utilisés dans le calcul.

(3)P Les éléments de rive horizontaux doivent présenter un moment d'inertie autour d'un axe perpendiculaire au plan de l'âme, I_b , pas plus petit que:

$$I_b \geq 0.0031 \cdot \frac{\Delta t_w \cdot L^4}{L} h \quad \text{Eq. (6.33)}$$

où

Δt_w est la différence entre épaisseurs des panneaux cisailés au-dessus et en dessous des éléments de rives horizontaux;

6.12.4 Panneaux cisailés en acier

(1) L'épaisseur du panneau cisailé en acier peut être calculée en utilisant la section droite de la diagonale tendue équivalente (voir 6.12.2) à l'aide de l'expression suivante :

$$t_w = \frac{2 \cdot A_{brace} \cdot \Omega \cdot \sin \theta}{L \cdot \sin 2\alpha} \quad \text{Eq. (6.34)}$$

où

A_{brace} est l'aire de la section droite de la diagonale tendue;

Ω est le coefficient de sur-résistance, défini en **6.7.4 (1)**;

θ est l'angle entre la verticale et l'axe longitudinal de la diagonale tendue;

α est l'angle d'inclinaison du champ de traction dans le panneau, mesuré par rapport à la verticale, qui peut être pris égal à 40° ou calculé par l'expression (6.35):

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{t_w \cdot L}{2 \cdot A_c}}{1 + t_w \cdot h \cdot \left(\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360 \cdot I_c \cdot L} \right)} \quad \text{Eq. (6.35)}$$

où

t_w est l'épaisseur du panneau cisailé;

A_c est l'aire des poteaux;

A_b est l'aire des poutres;

I_c est le moment d'inertie des éléments de rive verticaux, qui peut être pris comme la moyenne de deux éléments de rive verticaux.

(2) Le cisaillement plastique des panneaux cisailés peut être calculé par l'expression (6.36) basée sur l'hypothèse que chaque panneau est modélisé par une série de bandes inclinées articulées (voir 6.12.6) :

$$V_n = 0.42 F_y t_w L_{cf} \sin 2\alpha \quad \text{Eq. (6.36)}$$

où

L_{cf} est la distance entre les semelles des éléments de rive verticaux;

F_y est la résistance plastique du panneau cisailé;

6.12.5 Assemblages entre éléments de rives horizontaux et verticaux

(1)P Pour les ossatures avec panneaux cisailés, la résistance plastique de l'élément dissipative connecté, R_d , est calculée selon 6.5.5, et doit prendre en compte l'effort de cisaillement résultant de la résistance plastique en traction de la diagonale du panneau.

6.12.6 Connexion entre panneau cisailé et éléments de rive

(1)P La résistance requise de la connexion du panneau cisailé et de ses éléments de rive doit égaler la résistance plastique en traction attendue du panneau.

(2) Deux types de détail de connexion du panneau à ses éléments de rive peuvent être utilisés, voir Fig. 6.16.

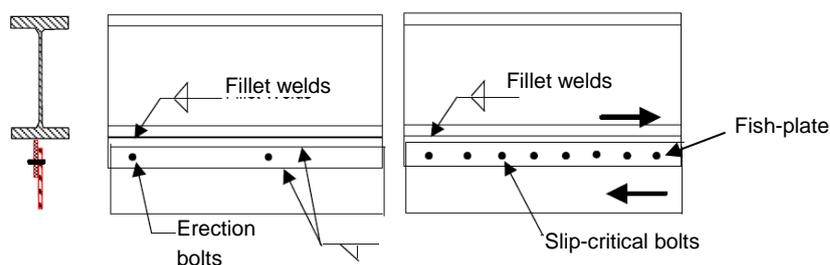


Figure 6.16: Connexion entre panneau cisailé et éléments de rive

(3)P La connexion soudée doit être dimensionnée pour que les plats additionnels et les soudures puissent reprendre la résistance en cisaillement du panneau.

(4) Si une capacité de re-centrement est recherchée, une connexion boulonnée est recommandée. Les boulons doivent résister au glissement et être capable de reprendre la résistance au cisaillement des panneaux.

(5) Il est attendu que, pendant le chargement cyclique des panneaux cisailés, les boulons puissent glisser avant le développement du champ de tension. Dès lors, la résistance au cisaillement et à la pression diamétrale doit être vérifiée selon l'EN 1993-1-8.

(6) En cas de panneaux très minces, des plats de renforcements peuvent être utilisés pour augmenter la résistance à la pression diamétrale.

6.13 Capacité de recentrement des ossatures combinées en acier

(1)P La capacité de re-centrement des configurations combinées doit être vérifiée empêchant le développement de la plastification dans les portiques jusqu'à l'atteinte de la capacité de déformation ultime des ossatures dissipatives. Ceci peut être réalisé en maintenant le déplacement ultime des ossatures dissipatives à l'ELU inférieur au déplacement élastique des ossatures portiques :

$$\delta^{DIS} < \delta^{MRF} \quad \text{Eq. (6.37)}$$

où

δ_u^{DIS} est le déplacement ultime des ossatures dissipatives à l'ELU;

δ_y^{MRF} est le déplacement élastique des ossatures portiques;

6.13.2 Capacité de recentrement des ossatures combinées en acier avec panneaux cisailés

(1) Une analyse non-linéaire statique et/ou dynamique est recommandée pour vérifier la capacité de re-centrement de la structure.

6.13.1.1 Modélisation du panneau cisailé pour analyse non-linéaire statique en poussée progressive

(1) Les panneaux cisailés peuvent être représentés par minimum 10 bandes diagonales tendues articulées avec un angle α par rapport à la verticale et orientées dans la direction des contraintes principales de traction, voir Fig. 6.17. Les points caractéristiques définissant les propriétés de ces bandes sont données aux tables 6.4 et 6.5.

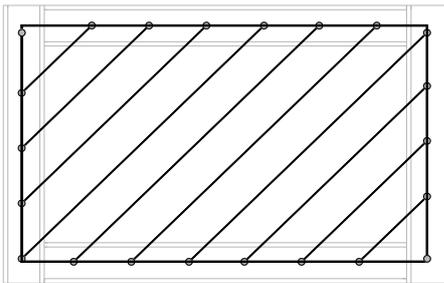


Fig. 6.17: Modèles en bandes pour analyse statique non-linéaires

Table 6.4: Propriétés non-linéaires des bandes tendues

Rotule	A	B	C	D	E
P/P_y	0	0.8	1.4	1.4	1.2
Δ/Δ_y	0	0	14	20	27

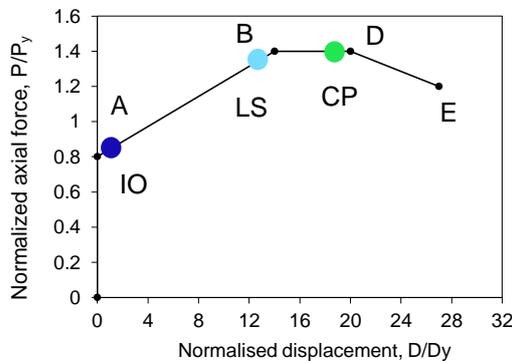


Fig. 6.18: Propriétés non-linéaires des bandes tendues

Table 6.5: Critères d'acceptabilité

Critère	IO	LS	CP
Δ / Δ_y	0.5	13	19

(2) L'aire de la section droite de bandes peut être calculée selon l'expression 6.38:

$$A_s = (L \cdot \sin \alpha + h \cdot \cos \alpha) / n \quad \text{Eq. (6.38)}$$

où

n est le nombre de bandes par panneau;

6.13.1.2 Modélisation du panneau cisailé pour une analyse dynamique non-linéaire

(1) Le panneau peut être remplacé par minimum 10 bandes dans chaque direction (modèle "bandes" dual), présentant les propriétés définies en 6.13.1.1, voir Fig. 6.19.

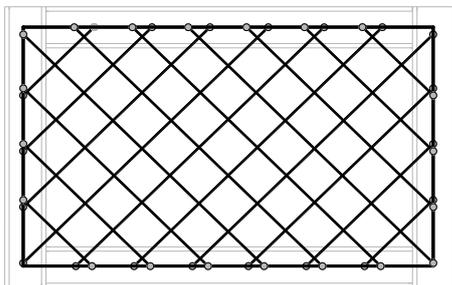


Fig. 6.19: Modèle en bandes pour analyse statique non-linéaire

(2) La loi hystérétique des panneaux dissipatifs est illustrée à la Fig. 6.20. Une attention particulière doit être accordée à l'effet de pincement durant le chargement cyclique.

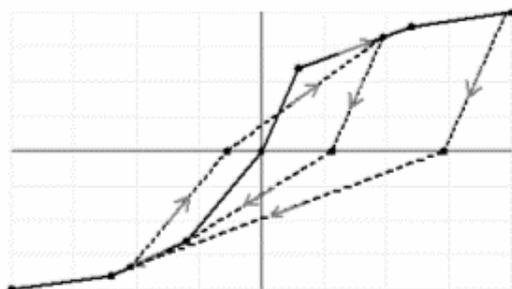


Fig. 6.20: Loi hystérétique de type Takeda

9 OSSATURES A TRIANGULATIONS MODIFIEES (CBF-MB)

9.1 AJOUTS AU PAR. 6.3.1 TYPES DE STRUCTURE

(1) Les ossatures à triangulations centrées modifiées (CBF-MB) sont celles qui remplissent les critères suivants: Les diagonales des triangulations concourent au niveau d'une poutre de déviation (Fig. 6.10) ;

- Chaque diagonal est faite d'une section en H reconstituée de dimensions variables (Fig. 6.11);
- Les assemblages connectant les diagonales aux colonnes sont articulés tandis que les liaisons poteaux-poutre de déviation sont rigides;
- Les liaisons entre poutres et poteaux sont articulées ou semi-rigides;

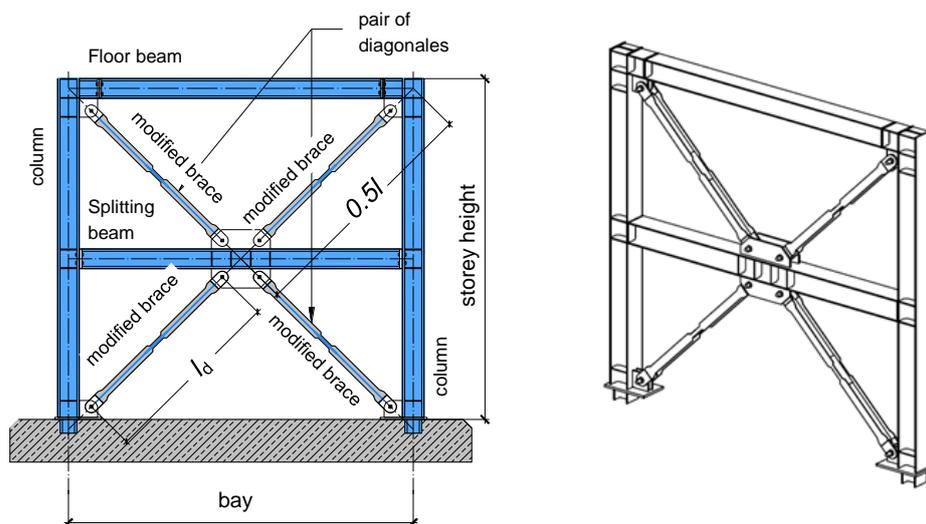
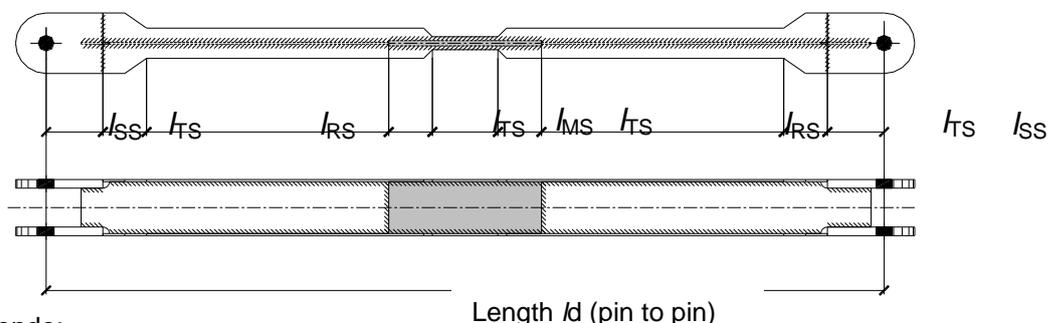


Fig. 6.10: Système CBF-M



Légende:

MS – section modifiée

SS – section forte

l – longueur de section

RS – section réduite

TS – section de transition

Fig. 6.11: Vue générale d'une diagonal modifiée

- (3) Dans les CBF-MB, les zones dissipatives sont essentiellement situées dans les diagonales. Les CBF-MB appartiennent aux catégories suivantes:
- diagonales active en traction, dans lesquelles les forces horizontales sont reprises par les diagonales tendues uniquement, en négligeant les diagonales comprimées. Le point d'intersection des diagonales se situe au niveau d'une barre horizontale (poutre de déviation) qui doit être continue.
- (6) Les diagonales des CBF-MB doivent être conçues pour séparer les zones plastifiant en traction des zones où apparaissent les déformation plastiques post-flambement en compression. Le critère de dimensionnement 6.5.2 est d'application pour les zones dissipatives des diagonales modifiées.

9.2 AJOUTS AU PAR. 6.3.2, TABLE 6.2 COEFFICIENTS DE COMPORTEMENT

Table 6.2: Limites supérieures des valeurs de références des coefficients de comportements pour systèmes régulier en élévation

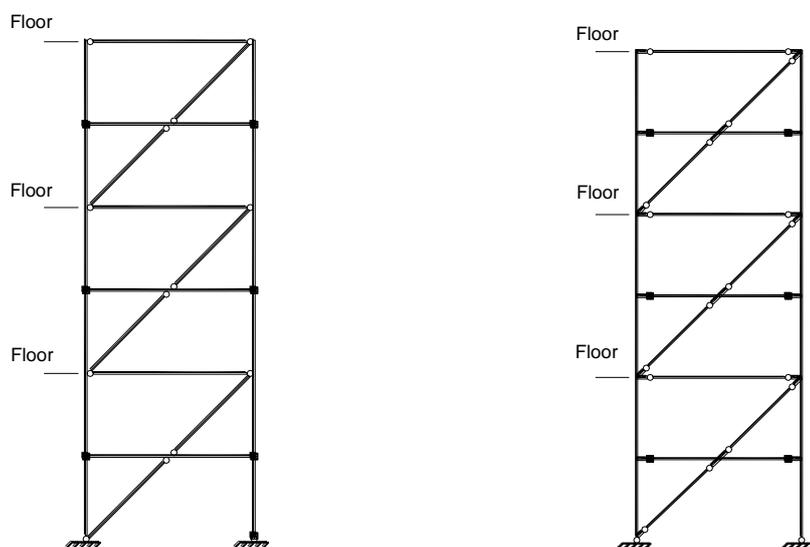
Type de structure	Classe de ductilité	
	DCM	DCH
CBF-MB	4.0	5.0
Selon condition 6.12.4	$\rho = 1.00$	$\rho = 1.15$

9.3 AJOUTS AU PAR. 6.12 (NEW) REGLES DE DIMENSIONNEMENT ET DE DETAIL POUR OSSATURES À TRIANGULATIONS MODIFIÉES (CBF-MB)

6.12.1 Analyse

Une analyse modale élastique peut être utilisée sur base de 6.7.2 (1) et (2) avec les exigences spécifique suivantes :

Les diagonales modifiées doivent être définies avec un section en H constant présentant les caractéristiques de la section réduite et liées à l'ossature par des articulations. Les poteaux doivent être continus sur tous les étages. Les liaisons poutre-poteau et les pieds de poteaux peuvent être modélisés comme articulées ou semi-rigides. Une interprétation générale est donnée à le Fig. 6.15.



a)

b)

Fig. 6.15: a) Modèle centre-à-centre pour analyse élastique; b) modèle avec décalage de noeud.

6.12.2 Dimensionnement des diagonales modifiées

- Longueur des sections modifiées, réduites et de transition (MS, RS et TS, voir Fig. 6.11)

La longueur l_d de la diagonale modifiée est égale à $0,375 l$ à $0,4l$ où l est la longueur de référence de la diagonale.

La longueur de la section modifiée l_{MS} est définie par l'expression 6.32. La longueur de section réduite l_{RS} doit être la plus longue possible, compte tenu de la présence nécessaire d'une zone de transition TS de la section RS à la section SS. Une estimation peut être donnée par 6.33.

$$l_{MS} = (0.067 \div 0.085) \cdot l_d \quad \text{Eq. (6.32)}$$

$$l_{RS} \approx (0.3) \cdot l_d \quad \text{Eq. (6.33)}$$

- Rapport de section

La section réduite dans vérifier la condition 6.7.3 (5). De plus, la condition suivante doit être satisfaite :

$$A_{MS} / A_{RS} \geq 1.4 \quad \text{Eq. (6.34)}$$

Où:

A_{MS} est l'aire de la section modifiée,

A_{RS} est l'aire de la section réduite.

Les dimensions de la section forte (SS) doivent être fixées pour garantir une réponse élastique en section nette dans sa zone de connexion et assurer la résistance en pression diamétrale des boulons.

- Rapport des modules de section

Afin d'assurer que la section modifiée présente une capacité en flexion inférieure à la capacité de la section réduite (compte tenu de la plastification et de l'érouissage éventuel), la condition (6.35) doit être remplie:

$$W_{pl,RS} / W_{pl,MS} \geq 2.0 \quad \text{Eq. (6.35)}$$

Où:

$W_{pl,RS}$ est le module de flexion plastique de la section réduite,

$W_{pl,MS}$ est le module de flexion plastique de la section modifiée.

- Longueur de flambement de la diagonale modifiée

Compte tenu de section modifiée en son milieu, la longueur de flambement réelle $l_{cr} = \mu \cdot l_d$ est supérieure à la longueur réelle l_d . La longueur effective l_{cr} peut être obtenue par une analyse de flambement ou estimée par l'expression 6.36,

$$\mu = l_{cr} / l_d = 0.88 \cdot K_L^{(0.033)} \cdot K_I^{(0.11 \ln(K_L) - 0.36)} \quad \text{Eq. (6.36)}$$

où:

$K_L = l_{RS} / l_{MS}$ est le rapport de longueur de sections,

l_{MS} est la longueur de section modifiée,

l_{RS} est la longueur de section réduite,

$K_I = I_{MS} / I_{RS}$ est le rapport de moment d'inertie,

I_{MS} est le moment d'inertie de la section modifiée,

I_{RS} est le moment d'inertie de la section réduite,

μ est le coefficient de longueur de flambement.

- Limitation d'élançement

L'élançement réduit de la diagonale modifiée calculé sur base de la longueur de flambement effective soit respecter 6.7.3 (1)

- Résistance plastique de la diagonale modifiée

La résistance plastique $N_{pl,Rd}$ de la diagonale modifiée doit respecter 6.7.3 (5) et est obtenue par l'expression Eq. 6.37.

$$N_{pl,Rd} = A_{RS} \cdot f_y / \gamma_{M0} \quad \text{Eq. (6.37)}$$

- Assemblage des diagonales modifiées

Les assemblages de diagonales modifiées au poutre de plancher et à la poutre de deviation doivent respecter la clause 6.5.5 (3).

6.12.3 Dimensionnement de la poutre de déviation

La formation de deux types de mécanismes plastiques est possible avec un système CBF-MB (fig. 6.16). Le mécanisme favorable se produit lorsque les diagonales comprimées flambent simultanément à des déformations plastiques dans les diagonales tendues (Fig. 6.16a). Le mécanisme défavorable correspond à l'instabilité d'une seule diagonale comprimée associée à la formation de rotules plastiques dans la poutre de déviation voire dans les poteaux (Fig. 6.16b et c). Le mécanisme défavorable doit être évité par un dimensionnement adéquat de la poutre de deviation, Assurant une résistance et une raideur en flexion suffisante.

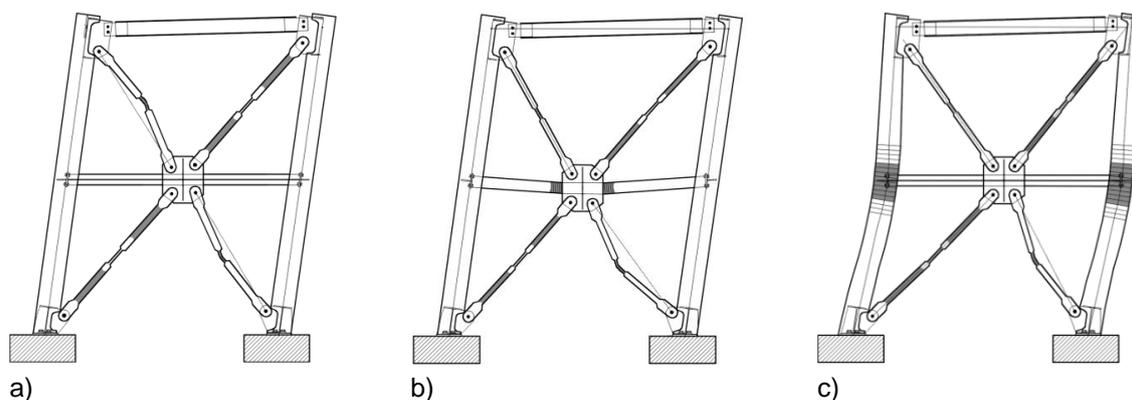


Fig. 6.16: mécanismes plastiques: a) Favorable; b) poutre de déviation faible; c) Poteau faible

Le système CBF-MB doit être dimensionné avec une poutre de déviation fixée rigidement aux poteaux pour former un H. La poutre de répartition et les poteaux sont des éléments non dissipatifs et doivent rester élastiques jusqu'à l'ELU.

- Phase de transition

La phase où le portique en H fournit une raideur élastique suffisante et force les diagonales non flambées à flamber est illustrée à la figure 6.17 et est dénommée phase de transition (pré-flambement). Dans cette configuration, des forces horizontales et verticales hors d'équilibre apparaissent. Elles peuvent être déterminées par les expressions (6.38) et (6.39), où $N_{b,Rd}$ (expression 6.40) est la résistance au flambement de la diagonale selon l'EN 1993-1-1.

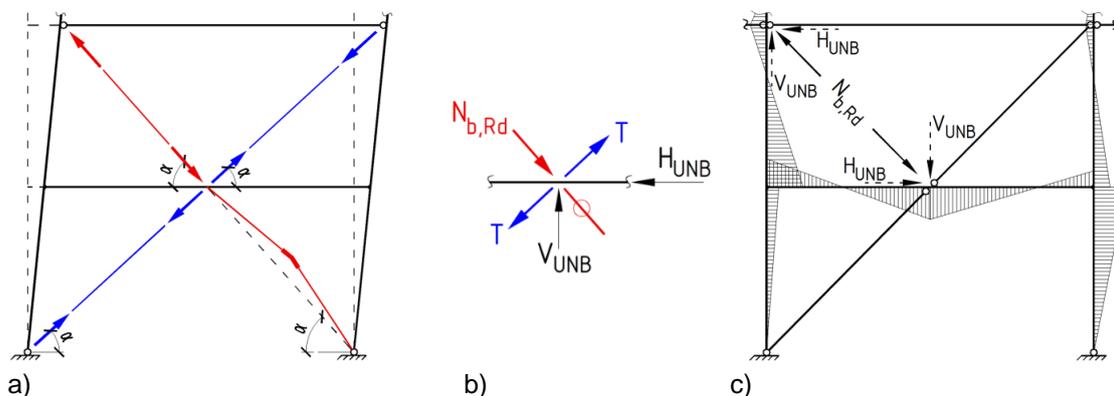


Fig. 6.17: a) Phase de transition; b) Forces hors équilibre; c) Moments internes resultants des forces hors équilibre

$$V_{UNB} = N_{b,Rd} \cdot \sin \alpha \quad \text{Eq. (6.38)}$$

$$H_{UNB} = N_{b,Rd} \cdot \cos \alpha \quad \text{Eq. (6.39)}$$

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A_{RS} \cdot f_y / \gamma_{M1} \quad \text{Eq. (6.40)}$$

La phase de transition est caractérisée par des moments de flexions et efforts axiaux additionnels (cas de chargement UNB) qui se produisent dans le portique en H (Fig. 6.17c). Cet effet doit être pris en compte dans le dimensionnement en introduisant des forces hors d'équilibre séparément à chaque étage, comme indiqué à la Fig. 6.17c), ou simultanément sur l'intégralité des étages.

- Exigences supplémentaires pour la poutre de déviation

La poutre de déviation doit être dimensionnée pour éviter le déversement, selon la condition 6.41.

$$\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.40 \quad \text{Eq. (6.41)}$$

La section transversale de la poutre de déviation doit satisfaire la condition 6.42, en accord avec 4.4.2.3 (4).

$$2.M_{Rc} \geq 1.3 \cdot M_{Rb} \quad \text{Eq. (6.42)}$$

Où:

M_{Rc} est le moment résistant adéquat de dimensionnement du poteau lié à la poutre de déviation ($M_{y,Rd}$ or $M_{z,Rd}$),

M_{Rb} est le moment résistance de la poutre de déviation.

6.12.4 Dimensionnement des éléments non-dissipatifs

Les éléments non dissipatifs du système CBF-MB sont les poteaux, poutres de plancher et poutres de déviation. Ils doivent être dimensionnés sur base des efforts internes dus aux charges gravitaires et des efforts internes dus aux forces sismiques, en prenant en compte les effets de second ordre. Les premiers sont obtenus par une analyse élastique considérant uniquement la présence des diagonales tendues et corrigés par un coefficient capacitif

$$1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{MIN} \cdot \rho.$$

Où:

γ_{ov} est le coefficient de sur-résistance du matériau selon 6.2 (3),

$\Omega_{MIN} = \min \left\{ \frac{N_{pl,Rd,i}}{N_{Ed,i}} \right\}$ est le coefficient de sur-résistance minimum pour l'ensemble

des diagonales modifiées du bâtiment et

ρ est un facteur pregnant en compte la sur-résistance globale du système liée à la résistance au flambement réelle des diagonales comprimées. La valeur de ρ dépend de la classe de ductilité adoptée (Table 6.2).

Le dimensionnement des éléments non-dissipatifs doit prendre en compte les efforts internes M_{UNB} , V_{UNB} and N_{UNB} associés au forces hors d'équilibre développée durant la phase de transition (6.12.3).

- Poteaux

Les poteaux doivent satisfaire l'expression (6.42) et résister aux efforts obtenus par les expression (6.43) à (6.45):

$$N_{col,Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot \rho \cdot (N_E + N_{UNB}) \quad \text{Eq. (6.43)}$$

$$M_{col,Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{OV} \cdot \Omega_{min} \cdot \rho \cdot (M_E + M_{UNB}) \quad \text{Eq. (6.44)}$$

$$V_{col,Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{OV} \cdot \Omega_{min} \cdot \rho \cdot (V_E + V_{UNB}) \quad \text{Eq. (6.45)}$$

- Poutres de déviation

Les poutres de déviation doivent satisfaire aux conditions (6.41) et Eq. (6.42) et résister aux efforts obtenus par les expressions (6.46) – (6.48):

$$N_{sb,Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{OV} \cdot \Omega_{min} \cdot \rho \cdot (N_E + N_{UNB}) \quad \text{Eq. (6.46)}$$

$$M_{sb,Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{OV} \cdot \Omega_{min} \cdot \rho \cdot (M_E + M_{UNB}) \quad \text{Eq. (6.47)}$$

$$V_{sb,Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{OV} \cdot \Omega_{min} \cdot \rho \leq (V_E + V_{UNB}) \quad \text{Eq. (6.48)}$$

- Poutres de plancher

Les poutres de plancher doivent être dimensionnées pour résister aux efforts obtenus par les expressions (6.49) to (6.51):

$$N_{b,Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{OV} \cdot \Omega_{min} \cdot \rho \cdot (N_E + N_{UNB}) \quad \text{Eq. (6.49)}$$

$$M_{b,Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{OV} \cdot \Omega_{min} \cdot \rho \cdot (M_E + M_{UNB}) \quad \text{Eq. (6.50)}$$

$$V_{b,Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{OV} \cdot \Omega_{min} \cdot \rho \cdot (V_E + V_{UNB}) \quad \text{Eq. (6.51)}$$

6.12.5 Modélisation des diagonales modifiées pour analyse statique non-linéaire en poussée progressive

Un modèle avec décalage des assemblages doit être utilisé, selon la Fig. 6.15. La distribution de forces latérales doit respecter 4.3.3.4.2.2. Les propriétés des rotules plastiques des diagonales modifiées sont placées au milieu de chaque diagonale modifiée avec courbes illustrées à la Fig. 6.18 et les paramètres de la table 6.4.

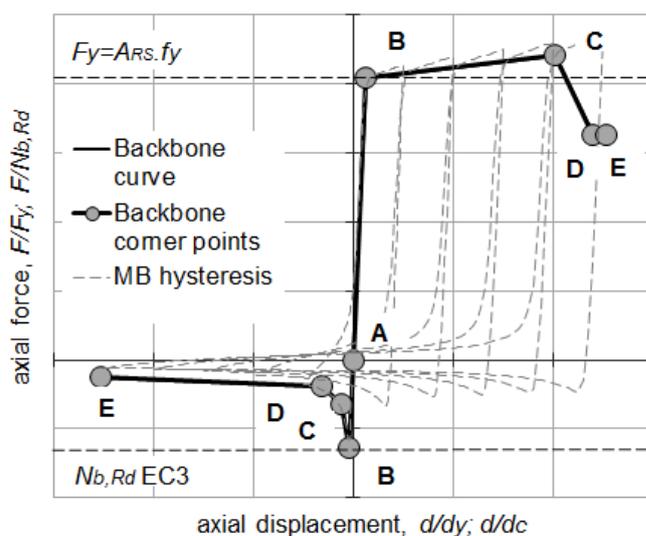


Fig. 6.18: Courbe pour diagonales en poussée progressive

Table 6.4: Points caractéristiques

Point	Tension		Point	Compression	
	Force	Déplacement		Force	Déplacement
A	0	0	A	0	0
B	$F_y = A_{RS} \cdot f_y$	δ_y	B	$N_{b,Rd}$	δ_c
C	F_{SH}	$16.5\delta_y$	C	$0,5N_{b,Rd}$	$3\delta_c$
D	$0,8F_y$	$19\delta_y$	D	$0,3N_{b,Rd}$	$8\delta_c$
E	$0,8F_y$	$20\delta_y$	E	$0,2N_{b,Rd}$	$20\delta_y$

Les expressions (6.52) à (6.56) sont à utiliser pour la définition des points caractéristiques. $N_{b,Rd}$ est la résistance au flambement de la diagonal et χ est le facteur de réduction au flambement selon l'EN 1993-1-1.

$$\delta_y = f_y \cdot I / E \quad \text{Eq. (6.52)}$$

$$F_y = A_{RS} \cdot f_y \quad \text{Eq. (6.53)}$$

$$F_{SH} = F_y + (F_y / \delta_y \cdot 0.005) \cdot (16.5 \cdot \delta_y) \quad \text{Eq. (6.54)}$$

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A_{RS} \cdot f_y \quad \text{Eq. (6.55)}$$

$$\delta_c = N_{b,Rd} \cdot \delta_y / F_y \quad \text{Eq. (6.56)}$$

La table 6.5 fournit les capacités de déformation axiale des diagonales modifiées en traction et compression pour les trois états-limites à considérer (voir aussi Fig. 6.19)

Table 6.5: Capacité de déformation axiale des diagonales modifiées en traction et compression

États-limites EN 1998-1	ELS	ELU	
EL	DL (damage limitation)	SD (significant damage)	NC (near collapse)
δ / δ_y (traction)	+2.5	+9.5	+16
δ / δ_c (Compression)	-2.5 δ_y	-9.5 δ_y	-16 δ_y

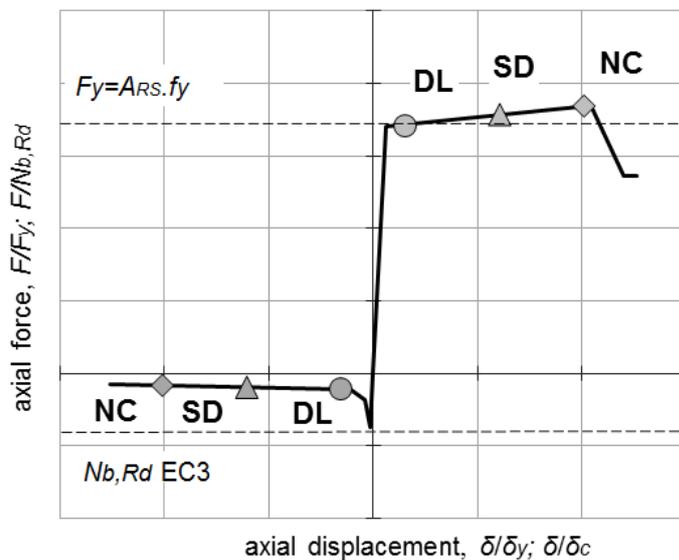


Fig. 6.19: Etats limites pour diagonales modifiées

6.12.6 Modélisation des diagonales modifiées pour analyse dynamique non-linéaire

Pour une analyse dynamique non-linéaire, les diagonales modifiées doivent être modélisées par des éléments de lien plastiques multi-linéaires hystérétiques de type pivot. Les liens doivent être connectés aux décalages d'assemblage des diagonales (Fig. 6.20a). Les liens non-linéaires sont caractérisés par les paramètres α_1 , α_2 , β_1 and β_2 donnés aux Table 6.6 et Fig. 6.20a. La valeur α_1 caractérise la mise à l'échelle du point pivot pour un déchargement depuis des forces positives, α_2 caractérise la mise à l'échelle du point pivot pour un déchargement depuis des forces négatives, β_1 caractérise la mise à l'échelle du point pivot pour un rechargement vers des forces positives and β_2 caractérise la mise à l'échelle du point pivot pour un rechargement vers des forces négatives. Le comportement non-linéaire du lien doit être défini uniquement pour le degré de

liberté dans l'axe de la diagonal. Les autres degrés de liberté peuvent être modélisés comme linéaire.

Table 6.6: Description des pivots

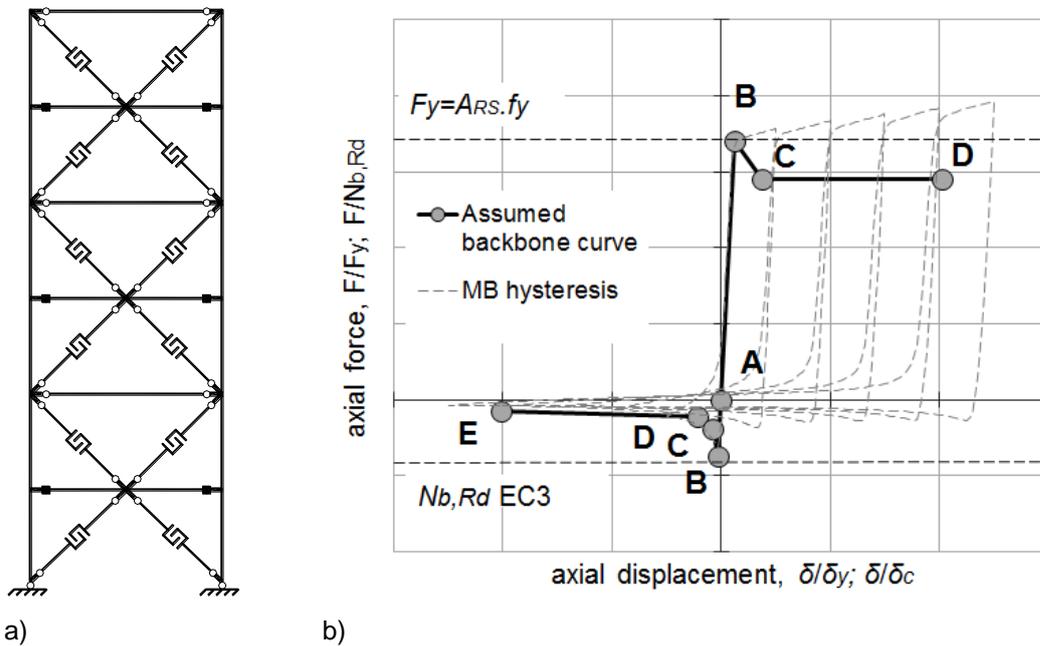
Paramètre de point pivot	α_1	α_2	β_1	β_2	η
Valeur	100	0.1	0.02	0.4	0.0

Pour une définition appropriée du comportement hystérétique, le lien multi-linéaire requiert la définition d'une courbe de référence. La Table 6.7 résume les points caractéristique de cette courbe. La Fig. 6.20b représente la courbe de référence pour une dégradation cyclique de 15%.

Table 6.7: Points caractéristiques

Point	Traction		Point	Compression	
	Force	Déplacement		Force	Déplacement
A	0	0	A	0	0
B	$F_y = A_{RS} \cdot f_y$	δy	B	$N_{b,Rd}$	δc
C	$0,85 F_y$	$3\delta y$	C	$0,5 N_{b,Rd}$	$3\delta c$
D	$0,85 F_y$	$16,5\delta y$	D	$0,3 N_{b,Rd}$	$8\delta c$
			E	$0,2 N_{b,Rd}$	$16,5\delta y$

Les charges axiales et déplacements représentatifs sont donnés par les expressions (6.52) to (6.56). $N_{b,Rd}$ est la résistance au flambement selon l'EN 1993-1-1.



a) b)
Fig. 6.20: Modèle CBF-MB pour analyse dynamique non-linéaire: a) liens multi-linéaires; b) Courbes de références

6.12.7 Vérifications en fatigue oligocyclique

Lors de l'exécution d'analyses cycliques non-linéaires, l'endommagement accumulé dans les diagonales modifiées doit être évalué. La relation entre l'amplitude de déformation axiale δ et le nombre de cycles à la rupture N est donnée par l'expression 6.57.

$$\delta(N) = 110 - 52 \cdot \log(N) \quad \text{Eq. (6.57)}$$

L'index d'endommagement peut être déterminé par la loi d'accumulation de dommage de Palmgren-Miner comme suit :

$$D = \frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \dots + \frac{n_i}{N_i} \leq 1 \quad \text{Eq. (6.58)}$$

Où:

n_i est le nombre de cycles exécutés à amplitude donnée δ_i ,

N_i est le nombre de cycles conduisant à la rupture pour des cycles de déformation axiale d'amplitude constante δ_i

i est le nombre total de cycles d'amplitude constante δ_i