

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



Mémoire de Mastère

Présenté à l'Université du 8 Mai 1945 Guelma

Faculté des Sciences et de la technologie

Département de : "Génie Civil et hydraulique urbaine "

Domaine: "Sciences et Technologie"

Spécialité : "Génie Civil ", Option : Structures

Présenté par : DOUAKHA MOHAMMED

BEN CHAAR SAID

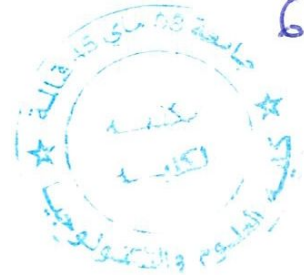
**THEME : CONTRVEMENT EN CHARPENTE
METALIQUE**

Sous la direction de: *BEN DJAICHE ROUBILA*

Juin 2011

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



Mémoire de Mastère

Présenté à l'Université du 8 Mai 1945 Guelma

Faculté des Sciences et de la technologie

Département de : "Génie Civil et hydraulique urbaine "

Domaine: "Sciences et Technologie"

Spécialité : "Génie Civil ", Option : Structures

Présenté par : DOUAKHA MOHAMMED

BEN CHAAR SAID

THEME : CONTRVEMENT EN CHARPENTE METALIQUE

Sous la direction de: *BEN DJAICHE ROUBILA*

Juin 2011

Remerciement

11/2732

On remercie dieu qui nous a donné le courage et la volonté pour réaliser ce modeste travail.

Nous tiens à exprimer la reconnaissance à notre encadreur madame boudjahem enseignant au département de génie civil à l'université de Guelma, qui à se croire a nous et donne le soutien, le suivie, la disponibilité, et les conseille qui m'ont été plus que précieux. Aussi Mr boudjahemme Hocine qui a nous aide beaucoup sur notre travaille.

a notre chers parents, notre famille, collègues et amis.

Notre remerciements vont également à l'ensemble de l'administration et enseignants de génie civil.

Nous tien a remercie les membres de jury pour jugé notre travail.

Finalemnt notre remerciements vont à tous personne ayant contribué de près ou de loin à l'aboutissement de ce modeste travail.



Dédicace

Je dédie ce modeste travail

A mon père qui ma tellement soutenu tout au long de ma vie

Le courage et le dévouement source de mes succès ma mère.

Pour son amour, ses sacrifices et surtout sa confiance.

Que dieu les garde et les protège

Et chers sœurs

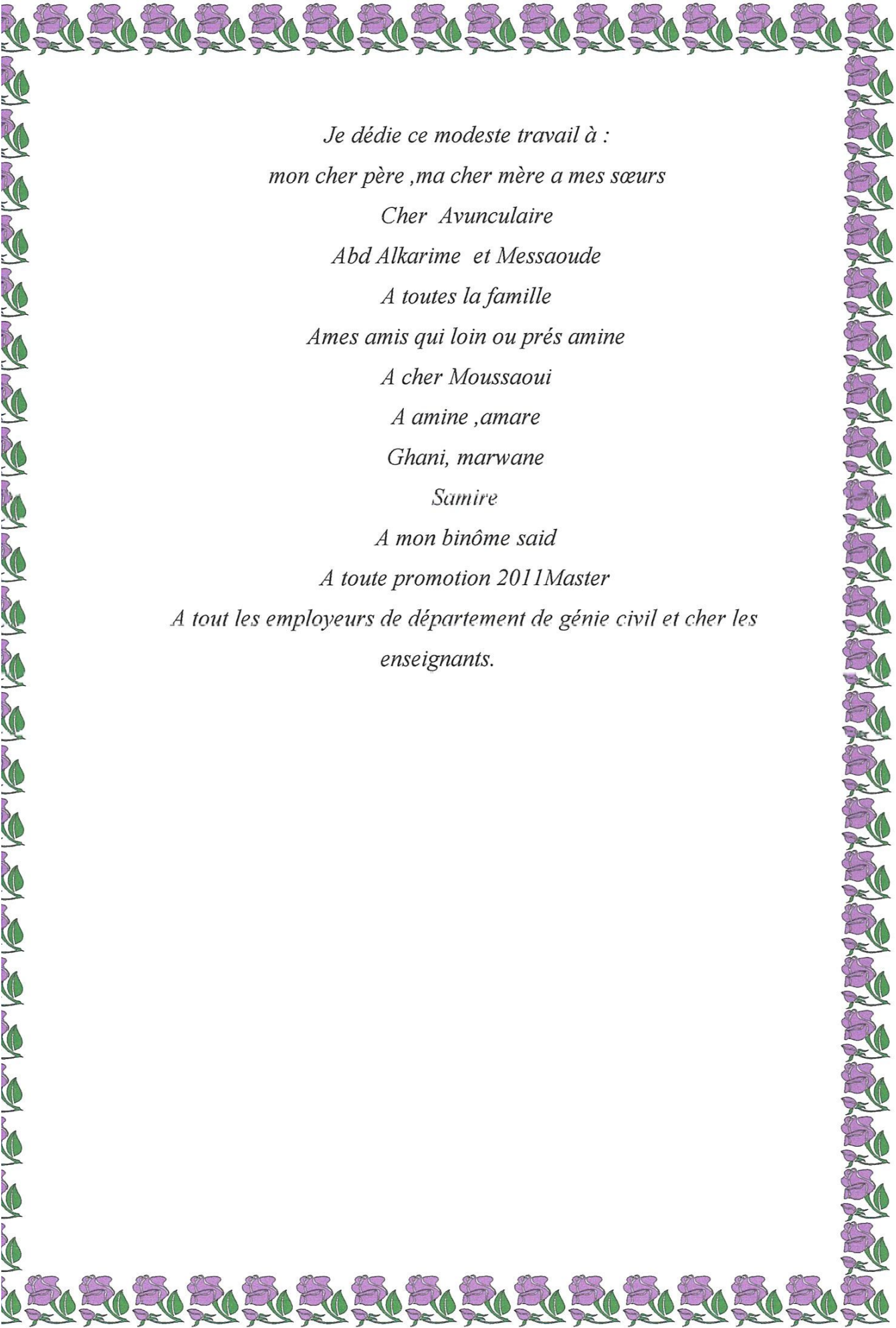
A tous mes amis et collègues du master 2 génie civil environnement tout

particulièrement :

Said bouaoune ,dekhile chemse dine,sofiane benamerane,.

A tous mes cousins et cousines surtout

A toute la famille BENCHAAR



*Je dédie ce modeste travail à :
mon cher père ,ma cher mère a mes sœurs*

Cher Avunculaire

Abd Alkarime et Messaoude

A toutes la famille

Ames amis qui loin ou près amine

A cher Moussaoui

A amine ,amare

Ghani, marwane

Samire

A mon binôme said

A toute promotion 2011Master

*A tout les employeurs de département de génie civil et cher les
enseignants.*

RESUME

La stabilité des constructions métallique et un facteur très important pour assurer le bon fonctionnement des ouvrages métalliques.

Dans notre travail, nous avons essayé de donner les différents types des constructions métalliques telles que les contreventements verticaux et contreventements horizontaux. Et pour valider ce travail on a fait des calculs réels sur un type de contreventement., En fin on a comparé les résultats manuels avec le logiciel Robot BAT.

Mots clé : contreventement-stabilité -métallique

Abstract

The stability of metal structures and a very important factor to ensure the proper functioning of the steel work.

In our work, we attempt to give the different types of metal structures such as vertical bracing and horizontal bracing. And to validate the work we did actual calculations on a type of bracing. In the end we compare the result with manual QND software robot BAT.

Key word : stabilité , contreventement,

ملخص

استقرار الهياكل المعدنية عامل مهم جدا لضمان حسن سير العمل الصلب. في عملنا، لذلك قمنا به

إعطاء مختلف أنواع الهياكل المعدنية به الخصوص الهياكل المقاومة الأفقية منها و العمودية. و لكي

نوضح العمل أكثر قمنا به إنشاء حسابات تحقيقي على نوع من الهياكل المقاومة، و في النهاية قارنا نتيجة

الحساب اليدوي مع النتيجة الرقمية المعالجة ببرنامج .ROBOT BAT.

الكلمات المفتاح : هيكل- معدن -مقاوم ذاتيا

SOMMAIRE

REMERCIEMENT

DEDICACES

RESUME ABSRACR

Liste des figures

Liste des photos

Liste des images

Liste des tableaux

Introduction général

Chapitre I : CONTREVENTEMENT EN CHARPENTE

METALLIQUE

INTRODUCTION GENERAL

CHAPITRE-I

I.1-GENERALITE.....page1

I.2- LES PRINCIPAUX EFFORTS HORIZONTAUX.....page1

I.2.1-Les effets du ventpage. 1

I.2.2-Les effets des ponts roulants..... page 1

I.2.3-Les Actions dynamiques du séisme..... page.2

I.2.4-Les efforts de contre flambages dans les éléments en compression..... page.2

I.2.5- Les efforts de stabilité due à une dissymétrie des charges..... page.3.

I.2.6-Les efforts des dilatations thermiques..... page.3

I.2.7-Les effets des appareillages..... page..3.

I.3- LES PRINCIPAUX FONCTIONS DES STABILITES ET DES CONTREVENTEMENTS...page 4

DEFINITION DES CONTREVENTEMENTS ET STABILITE..... page 4

I.5-CONTREVENTEMENT LONGITUDINALE HOUZONTALE..... page 5.

I.5.1-Principaux cheminement des efforts horizontaux..... page 6

.1ere Cas: Stabilité De L'ossature Transversalement Par Portique Cadre..... page 6

.2eme Cas : Ossature Isostatique Simple..... page 7

.3eme cas : Ossature Isostatique Simple..... .. page 8

.4 Cas :Ossature Comportant Des Eléments Secondaires De Transmission Des Efforts Aux Stabilité..... page 9.

Chapitre II : DISPOSITION DES STABILITE DES COMBLES

ET FERMES

II.1. CONTREVENTEMENT DES COMBLE page 12

II.1.1-Exemples de disposition des stabilités en combles..... page 12.

II.2- STABILITE VERTICALE DES FERMES..... page 15

II.2.1-Treillis ou empannons treillis par contreventements verticaux au ciseaux..... page 15...

II.2.2-stabilité générale des plans de cv verticaux ou ciseaux..... page 18

II.2-3-Principes d'assemblages des C.V verticaux ou ciseaux..... page 18

II.2.4-Point particulierpage19

Chapitre III : STABILITÉS VERTICALES DES OSSATURES

III.1 INTRODUCTION..	page28
III.1.1-Dispositions des stabilité verticales des ossatures...	page28.
III.1.2-Disposition d'une stabilité unique à une extrémité.....	page28
III.1.3-Disposition d'une stabilité unique au plus près de l'axe de l'ossature.....	page28
III.1.4-Disposition d'une stabilité à chaque extrémité.....	page29
III.1.5-Disposition de plusieurs stabilité dans la longueur de l'ossature... ..	page29
III.1.6-ossature avec un joint de dilatation dispositions des stabilité imposant un seul sens de dilatation thermique... ..	page29
III.1.7-Ossature avec un joint de dilatation	page30
III.2-PRINCIPAUX TYPES DE STABILITE VERTICALE... ..	Page30
III.2.1 Stabilité Par Mur De Remplissage Ou Voile	page30
III.2.2Stabilité en x ou croix de saint André.....	page31
III.2.3Stabilités à diagonales en N.....	page31
III.2.4Stabilités à diagonales en double N.....	page31
III.2.5Stabilités à diagonales en k.....	page32
III.3-Portiques multiples... ..	page33
III.3-1Stabilités par portiques ou cadre... ..	page33.
III.3-2Stabilité par poteaux encastrés en pied.....	page33
III.3-3Stabilités par portiques treillis.....	page34
III.3-4Stabilités par conception mixte.....	page34
III.4-CONCEPTION DES STABILITES VERTICALES (POUR LES CALCULES DES ATTACHES).....	page35

Chapitre IV : METHODE DE CALCUL DES DIFFERENT CAS

IV.1-CALCUL DES STABILITES PAR DIAGONALE TENDUE... ..	page42
IV.2-DIMENSIONNEMENT DES DIAGONALES TENDUES... ..	page43
IV.2-1calcul des déformations horizontales des stabilités a diagonales tendues....	page43
IV.2.2-Exemple Numérique	page44
IV.3-CALCUL DES STABILITES AVEC DIAGONALES EN K... ..	page45
IV.3.1-calcul des déformations horizontales des stabilité avec treillis a diagonales en k.....	page46
IV.4-CALCUL DES STABILITES VERTICALES PAR PORTIQUE EN TREILLIS... ..	page47.
IV.4-1 exemple de résolutions graphiques... ..	page47
IV.5-CALCUL DES STABILITES VERTICALES PAR PORTIQUES CADRES... ..	page49
IV.5.1- Cadre Articule Au Sol... ..	page49
IV.6-CALCUL DU SYSTEME DE STABILITE VERTICALE PAR ENCASTREMENT DES MONTANTS EN PIED, ET ARTICULATION DES SABLIERES... ..	page50.
IV.7-CALCULE DES STABILITES VERTICALES PAR SEMI PORTIQUE ARTICULE	page51
IV.8-CALCUL DE LA STABILITE VERTICAL PAR CONTRE-FICHE... ..	page51
IV.9-CALCUL DES STABILITES VERTICALE PAR PORTIQUES MULTIPLES... ..	page52

<i>IV.9-1-Exemple Numérique</i>	
<i>IV.10-CALCULE DES STABILITES VERTICALES PAR PORTIQUES A ETAGES... page59</i>	
<i>V.10.1-Coefficients De Raideur Des Barres... ..page59</i>	
<i>IV.10.2-Sommes Des Raideurs A Chaque Nœud A L'ossature... ..page59</i>	
<i>IV.10-3Expression des facteurs des réparations αpage59</i>	
<i>IV.10-4Valeurs Des Moments D'encastrement Parfaits 60</i>	
<i>IV.10.4-1Exemple numérique... .. 60</i>	
<i>IV.11-EXEMPLE DE CALCULE DES PORTIQUES COMPOSES... .. 66</i>	
<i>IV.12-PARTICULARITES DE CONCEPTION DE STABILITE VERTICALES... ..67</i>	
<i>IV.13-EXEMPLE DE CALCULE EN TENANT COMPTE DES EFFETS THERMIQUES... 68</i>	
<i>IV.14-STABILITE DES JARRETS DES GRANDS PORTIQUES... .. 69</i>	

Chapitre V; ETUDE D'UN CAS PRATIQUE

<i>V.1-INTRODUCTION70</i>	
<i>V.2-CALCUL STABILITE HORIZONTAL70</i>	
<i>V.3-CALCULE LA PRESSION DU VENT71</i>	
<i>V.4- CALCULE STABILITES VERTICAL... ..72</i>	
<i>V.5-CALCUL DES SECTIONS73</i>	
<i>V.6-CALCUL DU DEPLACEMENT HORIZONTAL DE LA PALEE DE STABILITE... ..74</i>	
<i>V.7-CALCUL DE LA TRAVERSE DU PALEE DE STABILITE75</i>	
<i>V.8-VALIDATION77</i>	
<i>CONCLUSION GENERALE79</i>	
<i>BIBLIOGRAPHIE</i>	

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE :I

<i>Fig. I.1 : Les effets du vent</i>	<i>page 1</i>
<i>Fig. I.2 : Actions dynamiques du séisme</i>	<i>page 2</i>
<i>Fig. I.3 :Les efforts de contre flambages dans les éléments en compression</i>	<i>page3</i>
<i>Fig. .1.4 et Fig. 15 : Contreventement Longitudinale Horizontale</i>	<i>page5</i>
<i>Fig. I. 6 : Ossature Transversalement Par Portique Cadre</i>	<i>page6</i>
<i>Fig. I. 7 : Ossature Isostatique Simple 1</i>	<i>page 7</i>
<i>Fig. I. 8 :Ossature Isostatique Simple 2</i>	<i>page 8</i>
<i>Fig. I. 9 :Ossature Comportant Des Eléments Secondaires</i>	<i>page9</i>

CHAPITRE :II

<i>Fig. II.1 : disposition des stabilités en combles</i>	<i>page 13</i>
<i>Fig. II.2 :disposition d'une poutre de contreventement unique</i>	<i>page 13</i>
<i>FIG. II.3 :Disposition d'une poutre de contreventement dans le rive</i>	<i>page14</i>
<i>Fig. II.4 :ossature comportant un joint de dilatation dans la direction de la stabilité.</i>	<i>page14</i>
<i>Fig. II .5 :Ossature comportant plusieurs joint de dilatation .</i>	<i>page15</i>
<i>Fig. II. 6 :Disposition es des C.V verticaux au ciseau Vue en plan d'une ferme treillis</i>	<i>page16</i>
<i>Fig. II. 7 : vue suivant coupe de A</i>	<i>page16</i>
<i>Fig. II. 8 :disposition courante des c.v verticaux.</i>	<i>page17</i>
<i>Fig. II.9 : Disposition constructive des c.v verticaux d'extrémité 1ere cas.</i>	<i>page17</i>
<i>Fig. II.10 :Disposition constructive des c.v verticaux d'extrémité 2eme cas.</i>	<i>page17</i>
<i>Fig. II .11 : Ferme par des contre-fiches.</i>	<i>page17</i>
<i>Fig. II. 12 :C.V des poutres des stabilités horizontales de la toiture</i>	<i>page.18</i>
<i>Fig. II.13 : Assemblage admissible</i>	<i>page18</i>
<i>Fig. II. 14 : Assemblage rationnel</i>	<i>page18</i>
<i>Fig. II. 15 : Assemblage en construction soignée nécessitant une bonne transmission des efforts</i>	<i>page19</i>
<i>Fig. II. 16 : Assemblage avec gousset plié.</i>	<i>page19</i>
<i>Fig. II. 17 : constriction assurant la bonne transmission des efforts horizontaux</i>	<i>page19</i>
<i>Fig. II. 18 : Vue en plan une poutre de contreventement.</i>	<i>page20</i>

Fig. II. 19 :Assemblage 1 :pannes sur simple appuis gousset d'assemblage sous la membrure de la ferme.....page21

Fig. II. 20 :Assemblage 2 : pannes en continuité gousset d'assemblage soudé sous la panne.....page21

Fig. II. 21 : Assemblage3 : gousset d'assemblage soudé dans le prolongement de l'épaisseur de la membrure fermepage22

Fig. II. 22 :Assemblage 4 : gousset d'assemblage soudé sous la panne il faut dans ce cas vérifier la flexion du gousset en tenant compte du momentpage22

Fig. II. 23 : Assemblage 5 gousset d'assemblage soudé dans la pannepage22

Fig. II. 24 : Assemblage 6 dans le cas de faible pente des versants <20%.....page23

Fig. II. 25 : Assemblage 7 dans le cas de forte pente des versants.....page23

Fig. II.26 : Assemblage 8 admissible uniquement dans le cas ou l'attache de la sablière.....page24

Fig. II. 27 : Assemblage 9 laissant libre passage du poteau.....page24

Fig. II. 28 :Assemblage 10 croisement des diagonales.....page25

Fig. II. 29 : Assemblage11 avec gousset dans le cas de croisement de profils dans le même plan.....page25

Fig. II. 30 : Assemblage 12 avec boulonpage26

Fig. II.31: Assemblage 13 croisement des diagonales au droit d'une panne.....page26

Fig. II.32: Assemblage 14 croisements des diagonales au droit d'une panne.....page27

Fig. II.33: exemple des suspentes fixées sur les pannes.....page27

Chapitre III

FigIII.1Dispositions des stabilités verticales des ossaturespage 28

FigIII.2 Disposition d'une stabilité unique à une extrémité.....page28

FigIII.3 Disposition d'une stabilité unique au plus près de l'axe de l'ossature.....page28

FigIII.4 Disposition d'une stabilité à chaque extrémitépage29

FigIII.5 Disposition de plusieurs stabilités dans la longueur de l'ossaturepage29

FigIII.6 ossature avec un joint de dilatation.....page29

FigIII.7 Ossature avec un joint de dilatation à chaque extrémité.....page30

FigIII.8 C.V Par Mur De Remplissage Ou Voile.....page30

FigIII.9 C.V Par Mur De Remplissage Ou Voile.....page31

FigIII.10 C.V en N.....page31

<i>FigIII.11 C.V. en double N...</i>	<i>page31</i>
<i>FigIII.12 C.V. en k...</i>	<i>page 32</i>
<i>FigIII.13 rigidité par portique</i>	<i>page32</i>
<i>FigIII.14 rigidité par portique étage</i>	<i>page32</i>
<i>FigIII.15 rigidité par portique...</i>	<i>page33</i>
<i>FigIII.16 C.V portiques ou cadres...</i>	<i>page33</i>
<i>FigIII.17 Les efforts horizontaux sont repris par flexion des poteaux...</i>	<i>page 33</i>
<i>FigIII.18 C.V par portiques treillis</i>	<i>page34</i>
<i>FigIII.19 C.V. mixte...</i>	<i>page34</i>
<i>FigIII.20 assemblage des barres diagonales dans les stabilités verticales...</i>	<i>page35</i>
<i>FigIII.21 assemblage des barres diagonales dans les stabilités verticales...</i>	<i>page36</i>
<i>FigIII.22 d'assemblage des diagonales imposent une grande précision d'exécution...</i>	<i>page36</i>
<i>FigIII.23 Assemblage offrant une bonne transmission des composantes de l'effort dans la diagonale...</i>	<i>page36</i>
<i>FigIII.24 Assemblage fragile...</i>	<i>page37</i>
<i>FigIII.25 assemblage de diagonale sur embase des poteaux</i>	<i>page37</i>
<i>FigIII.26...</i>	<i>page38</i>
<i>FigIII.27...</i>	<i>page38</i>
<i>FigIII.28 d'assemblage de jonction des diagonales avec traverses...</i>	<i>page39</i>
<i>FigIII.29 diagonales a linge d'épure brisée</i>	<i>page39</i>
<i>FigIII.30 assemblage avec une traverse...</i>	<i>page40</i>
<i>FigIII.31...</i>	<i>page40</i>
<i>FigIII.32...</i>	<i>page40</i>
<i>FigIII.33 Assemblage admissible avec double gousset</i>	<i>page40</i>

Chapitre IV

<i>Fig. IV, 1 L'effort horizontal dans la diagonale</i>	<i>page 42</i>
<i>Fig. IV,2 l'effort applique au nœud la diagonale</i>	<i>page 42</i>
<i>Fig,IV,3 l'effort applique au nœud de la stabilité</i>	<i>page 42</i>
<i>Fig,IV,4 l'effort applique au nœud de la sablière.</i>	<i>page 42</i>
<i>Fig, IV,5 Stabilité avec diagonales en traction et compression...</i>	<i>page 43</i>

<i>Fig,IV,6 la déplacement horizontal de la stabilité de diagonale</i>	page 43
<i>Fig,IV,7</i>	page 44
<i>Fig,IV,8 diagonales en k</i>	page45
<i>Fig,IV,9 exemple d'application</i>	page45
<i>Fig,IV,10 déplacement horizontal d'une stabilité verticale avec treillis en K</i>	page 46
<i>Fig,IV,11 stabilités verticales par portique en treillis</i>	page 47
<i>Fig,IV,12 méthode graphique (méthode des forces)</i>	page47
<i>Fig,IV,13stabilités verticales par portique en treillis</i>	page 48
<i>Fig,IV,14 méthode graphique (méthode des forces)</i>	page48
<i>Fig,IV,15 Cadre Articule Au Sol</i>	page49
<i>Fig,IV,16 la déformé de Cadre Articule Au Sol</i>	page49
<i>Fig,IV,17 Portique en castre au sol</i>	page49
<i>Fig,IV,18 la déformé de Portique en castre au sol</i>	page50
<i>Fig,IV,19 Montant d'encastrement</i>	page50
<i>Fig,IV,20 le déplacement horizontale</i>	page.50
<i>fig,iv,21 semi portique articule</i>	page 51
<i>fig,iv,22 stabilité vertical par contre-fiche encastre</i>	page 51
<i>fig,iv,23 stabilité vertical par contre-fiche artichier</i>	page51
<i>fig,iv,24 portiques multiples</i>	page52
<i>fig,iv,25 la deforme de portiques multiples</i>	page52
<i>fig,iv,26 exemple1 de portiques multiples</i>	page54
<i>fig,iv,27 la deforme de portiques multiples</i>	page54
<i>fig,iv,28 ezpml 2portiques multiples</i>	page56
<i>fig,iv,29la deforme de portiques multiples</i>	page56
<i>Fig,IV,30 la déformation horizontale en tête du pratique.</i>	page57
<i>Fig,IV,31exemple de 1ere cas</i>	page58
<i>Fig,IV,32exemple de 2eme cas</i>	page58
<i>Fig,IV,33exemple de 3eme cas</i>	page58
<i>Fig,IV,34 stabilités verticales par portiques a étages</i>	page59
<i>Fig,IV,35 digramme de déformation</i>	page 62

Fig,IV,36	page63
Fig,IV,37 digramme de déformation.....	page 65
Fig,IV,38 portiques composés 1ere cas	page 66
Fig,IV,39 portiques composés 2eme cas.....	page 66
Fig,IV,40 portiques composés 3eme cas.....	page 66
Fig,IV,41 portiques composés 4eme cas.....	page 67
Fig,IV,42 Portique Encastré En Tête.....	page 67
Fig,IV,43 Portique Articules En Pied.....	page 68
Fig,IV,44 Bâtiment comportant deux palées de stabilité identiques.....	page68

Chapitre V

Fig. V.1 : portique + Le schéma statique de la poutre au vent	
Fig. V.2 : réaction sur la poutre au vent	page 70
Fig.V.3 : stabilités verticales.....	page 71
Fig.V.4 : Le déplacement horizontal.....	page 72
Fig.V.5 : la traverse du palée de stabilité	page74
Fig.V.6: profile HEB 120.....	page76
Fig.V.7 : Vue - Déformée; Forces de réaction de robot bat	page78

LISTE DES PHOTO

Chapitre I

Photo I.1 Les effets des ponts roulants.....	page1
Photo I.2 Les effets des dilatations thermiques.....	page3
Photo I.3 Les effets des appareillages.....	page3

Chapitre II

Photo II.1 Detaille d'assemblage d'un poteau d'électricité	page20
Photo II.2 Détaille d'assemblage d'un portique	page25

Chapitre III

Photo III.1 portique treillis et mixte.....	page35
Photo III.2 Assemblage d'un portique.....	page41

Chapitre IV

Photo .IV.1 : contre fichepage69

LISTE DES IMAGE

Chapitre I

Image I.1 Les efforts de stabilité due à une dissymétrie des charges.....page3.

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre IV

TABLEAU. IV.1 : la somme des forces dans les barrespage 47

TABLEAU IV.2 calcule les moments en fonction de K.....page 53

TABLEAU IV.3. calcule les moments en fonction de Kpage55

TABLEAU IV.4 calcule des valeurs des moments en fonction de K pour calculer la déformation
.....page 57

TABLEAU IV.5 : calcule les efforts dans les barrespage61

Tableau. IV.5 : répartition (Nœud A articulé)page64

Chapitre V

Tableau V.1 'efforts dans les barrespage75

Tableau de Les Réactions.....page 77

Tableau Valeurs des Déplacements.....page 77

Tableau Déplacements Max comparaison.....page77

1-DEFENITION

Pour notre travail on s'intéresse beaucoup plus sur les contreventements en charpente métallique. Parce que les structures métalliques sont classés suivant le type de contreventement pour ce la nous avons établir cinq chapitre.

- Le premier chapitre s'intéresse sur des généralités, principaux efforts horizontaux, fonctionnements de stabilité comme nous avons donnés les différents cheminement des effort sous les différents sollicitation de vent.
 - Dans le deuxième chapitre s'intéresse beaucoup plus sur les dispositions des stabilités des combles et des fermes. En a fait les déférents types d'assemblage.
 - Par contre dans le troisième chapitre on a présenté la disposition vertical des ossature, avec les différent cas de disposition, on a terminer notre travail par des modèles des contreventements verticale ainsi que leurs assemblages.
 - Avant le dernier chapitre on a essai de donner une formulaire pour simplifier et facilité les calcule le formulaire découvrir de calcule des stabilité par exemple contreventement par diagonale tendu que contiens plusieurs cas (compressions, traction, comprissions+traction)et des autre cas comme le calcule de déformation horizontales des stabilités a diagonales tendues avec ses cas, la méthode de calcule du system de stabilité par portique, portique cadrés, encastrement des montants en pied, et contre fiche, et portique multiple, portique a étages, portique composée articulation des stabilitéetc.
 - Dans le dernier chapitre et pour valider notre travail on a fait un calcul pratique sur un cas réal. Baser sur la formule de MAXWAL BUTT et on a comparé nos résultats théorique avec seul due logiciel Robot BAT.
- On a sommé se travaille sur les livre et des documents universitaire sur les sites web.

2- DIFFERENTS ELEMENTS DE CONTREVENTEMENT

On peut distinguer plusieurs types de contreventement en structures en acier :

2-1 Ossature Contreventée Par Portiques Autostables Ductiles

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

2-2 Ossature Contreventée Par Portiques Autostables Ordinaires

L'ossature complète reprend la totalité des charges verticales. Les portiques reprennent à eux seuls la totalité des charges horizontales.

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

2-3 Ossature Contreventée Par Palées Triangulées Concentriques

L'ossature complète reprend la totalité des charges verticales et les palées reprennent la totalité des charges horizontales. Les palées triangulées concentriques doivent respecter les dispositions données selon les normes.

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

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

2-3-A-Système D'ossature Contreventée Par Palées Triangulées En X

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

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

2-3-B-Système D'ossature Contreventée Par Palées Triangulées En V

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

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

2-4-Ossature Avec Contreventements Mixtes

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

Un contreventement mixte est une combinaison de 2 types de contreventement choisis parmi certains de ceux définis précédemment. Il comprend des portiques ou des cadres autostables ductiles couplés avec, soit des palées triangulées en X, soit des palées triangulées en V, ou se rapprochant du V (système en double béquille).

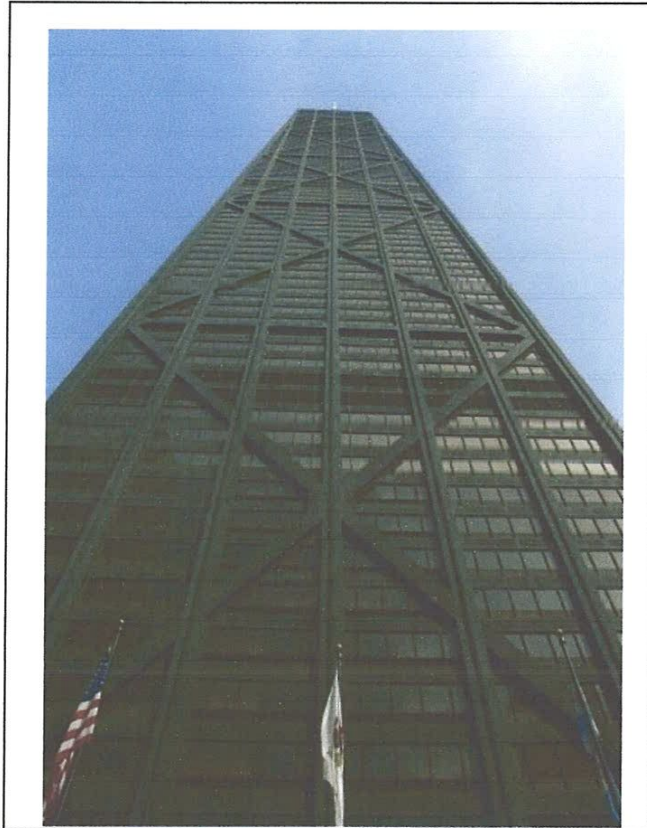
INTRODUCTION GENERAL

L'ossature complète reprend la totalité des charges verticales. Les contreventements mixtes (cadres + palées) reprennent la totalité des charges horizontales globales. Les cadres et les palées doivent être calculés pour résister à l'effort horizontal qui sera partagé au prorata de leurs raideurs et en tenant compte de leur interaction mutuelle à tous les niveaux.

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

2-4-.A: Système D'ossature Contreventée Par Cadres Ductiles Et Palées En X.

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



2-4-.B: Système D'ossature Contreventée Par Cadres Ductiles Et Palées En V

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

Autre structure

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

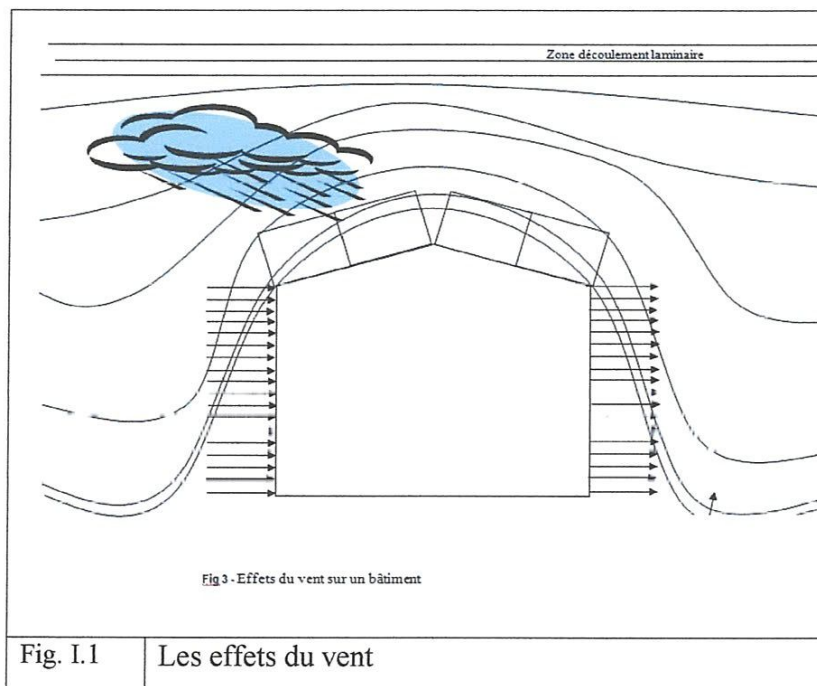
CHAPITRE I

I.1-GENERALITES [3]

Les stabilités et les contreventements, ont pour fonction principale de reprendre et de transmettre aux fondations les efforts dus aux forces horizontales sollicitant un ouvrage, ainsi que d'empêcher de grandes déformations sous ces mêmes sollicitations horizontales. L'importance des stabilité et des contreventements est très grand, elle représente le facteur principale de sécurité d'un ouvrage.

I.2- LES PRINCIPAUX EFFORTS HORIZONTAUX [3]

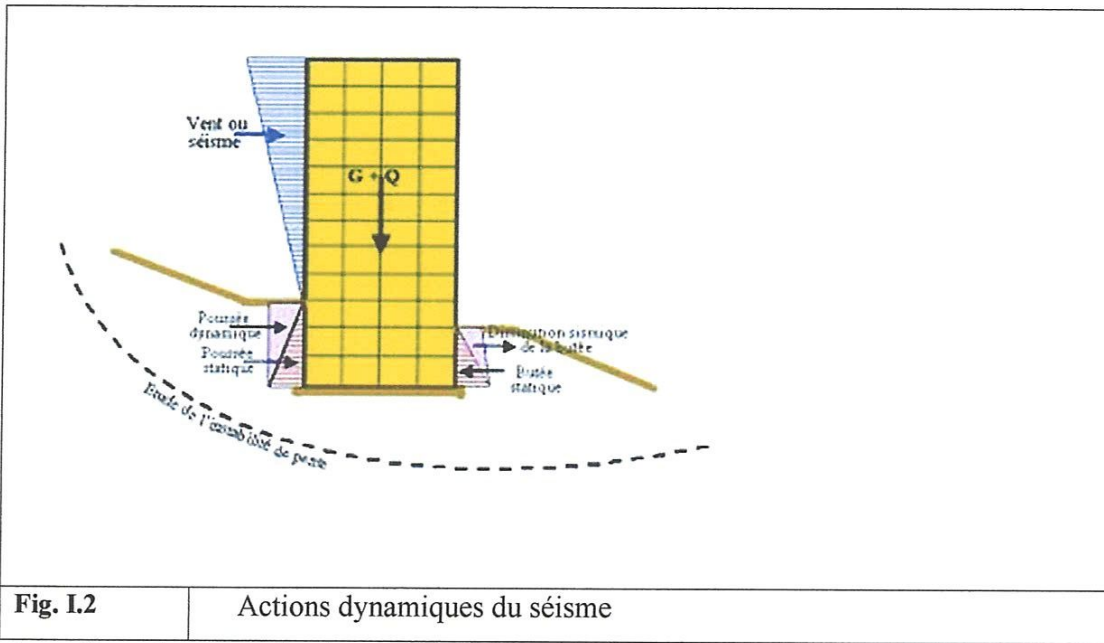
I.2.1-Les effets du vent



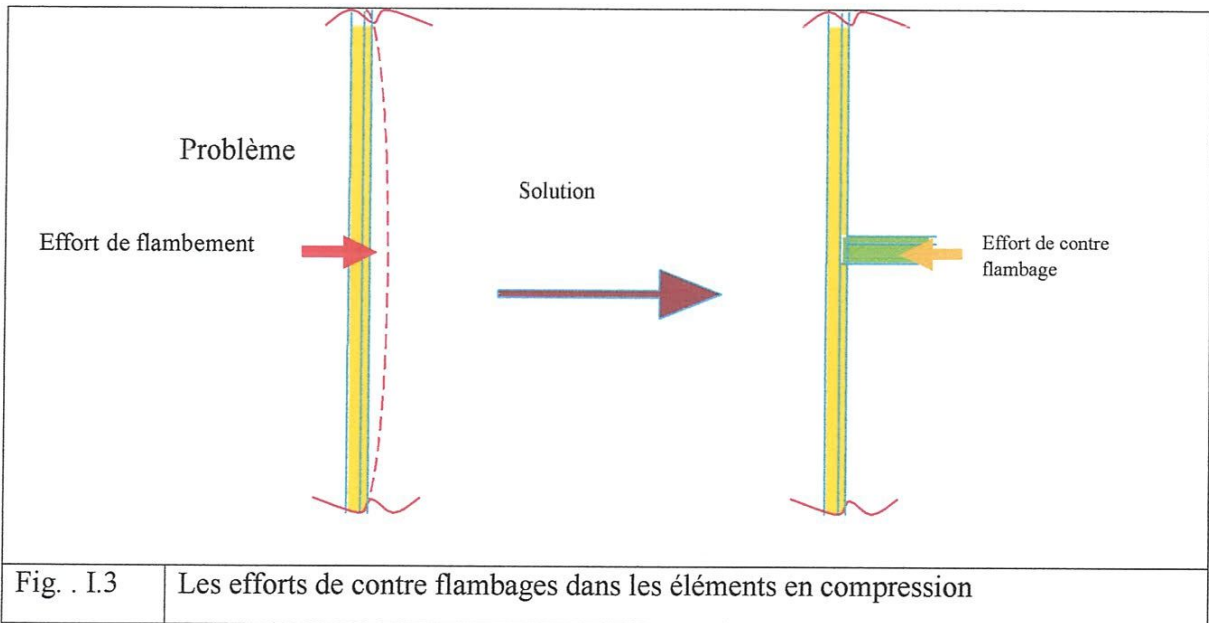
I.2.2-Les effets des ponts roulants



I.2.3-Les Actions dynamiques du séisme



I.2.4-Les efforts de contre flambages dans les éléments en compression



I. 2-5 Les efforts de stabilité due à une dissymétrie des charges



Image.1 Les efforts de stabilité due à une dissymétrie des charges

I.-2-6 Les efforts des dilatations thermiques

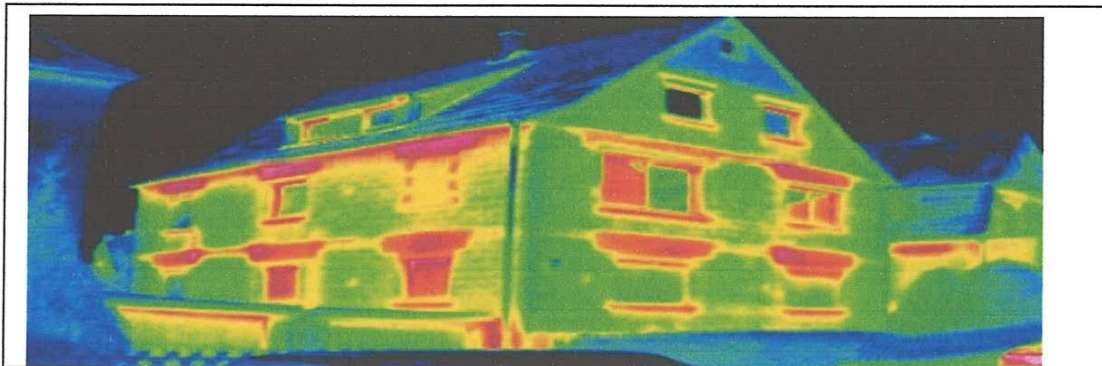


photo I.2 efforts des dilatations thermiques

I .2.7- Les effets des appareillages

Exemple : transporteur crible machine tournante ou vibrante câble.



Photo I .3 effets des appareillages

I.3- LES PRINCIPAUX FONCTIONS DES STABILITES

ET DES CONTREVENTEMENTS.[3]

- ✿ -Assure la stabilité statique, ou plus précisément maintenir une bonne position des éléments en place.
- ✿ -Limiter les déformations des ouvrages pour respecter les critères de déformabilité - admissibles imposée par réglementation.
- ✿ -Garantir la stabilité d'éléments particuliers. Sur tout en ce qui concerne le contre flambage des éléments comprimés, ainsi que le maintien des pièces soumises aux effets du déversement.
- ✿ -Assurer la construction d'ensembles spéciaux comme par exemple :
les poutres horizontales des chemins de roulement.

Remarque 1 :

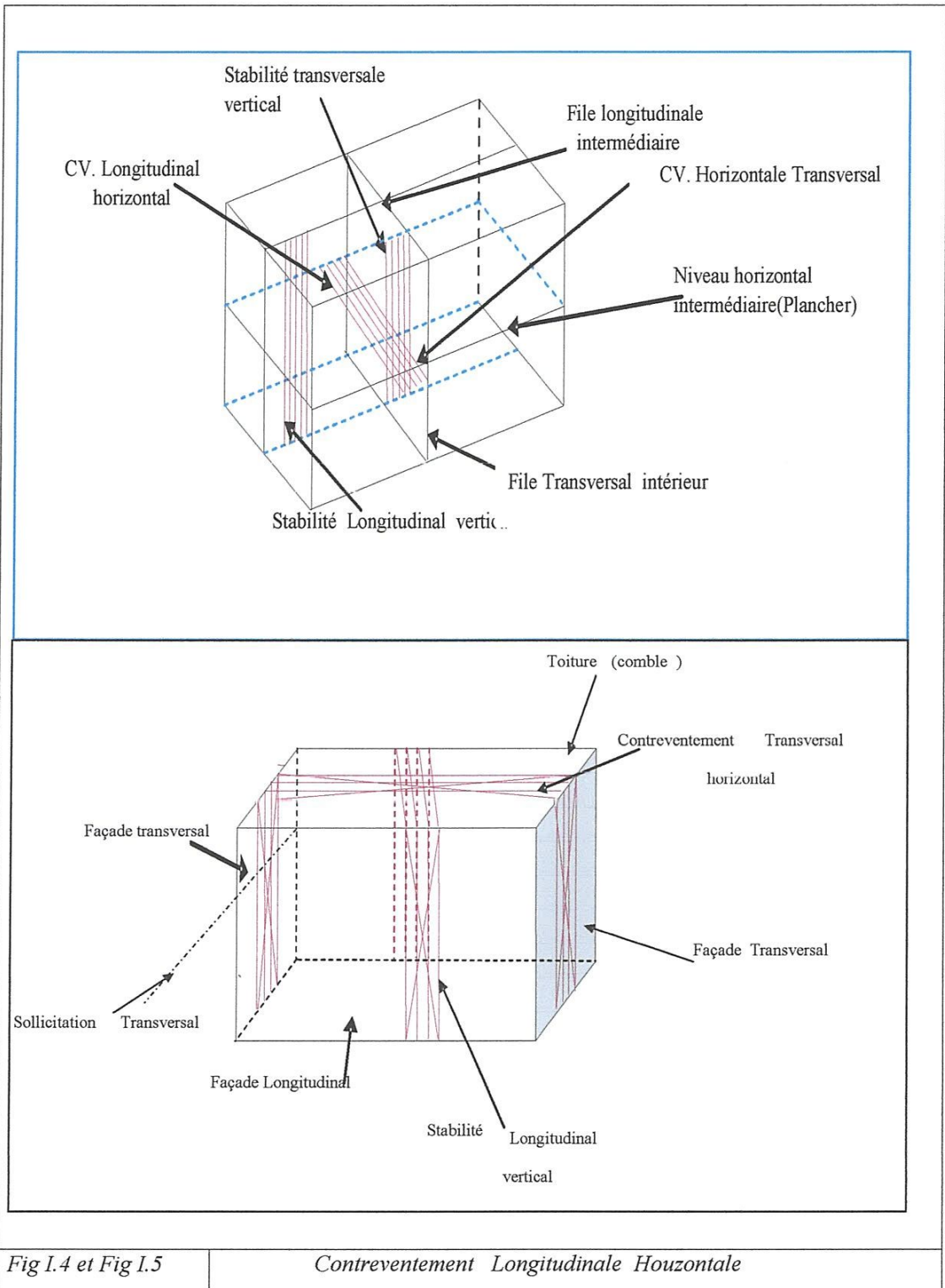
Il est important de considérer les stabilité et contreventements, comme des éléments principaux même s'ils sont parfois ajoutée a la structure déjà conçue, il ne faut pas manquer de tenir compte des contreventements et des problèmes de détails de causés par les attaches. Les stabilités et les contreventements doivent être vérifiés dans les deux directions, ils assurent de ce fait une véritable structure spatial stable. Pour la quelle il absolument nécessaire d'en maitriser le cheminement des efforts.

I.4-DEFINITION DES CONTREVENTEMENTS ET STABILITE

Les termes des déformations des contreventements et stabilités sont imposés par :

- ✿ Leurs fonctions : longitudinales ou transversales.
- ✿ Leurs positions dans l'espace : vertical ou horizontal.
- ✿ Leurs emplacements dans la structure : façade, toiture, files intermédiaires.

I.5-CONTREVENTEMENT LONGITUDINALE HOUZONTALE



I.5.1 .Principaux cheminement des efforts horizontaux. [3]

1^{ere} Cas Stabilité De L'ossature Transversalement Par Portique Cadre

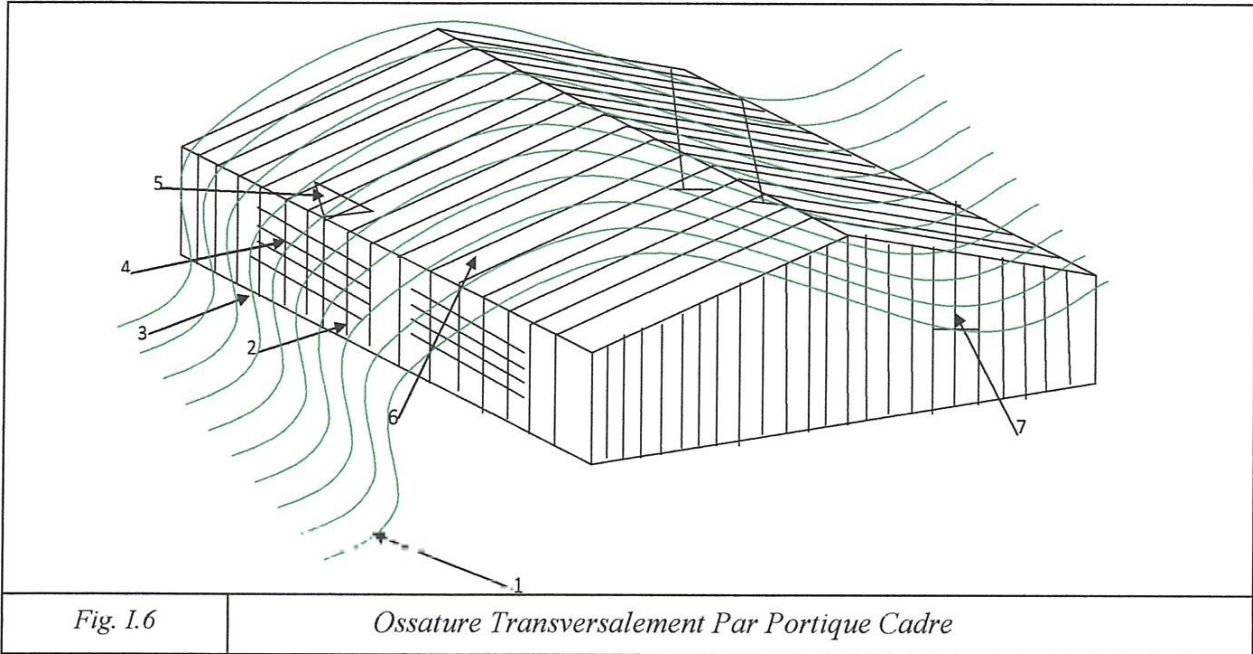


Fig. I.6

Ossature Transversalement Par Portique Cadre



2^{eme} Cas : Ossature Isostatique Simple 1

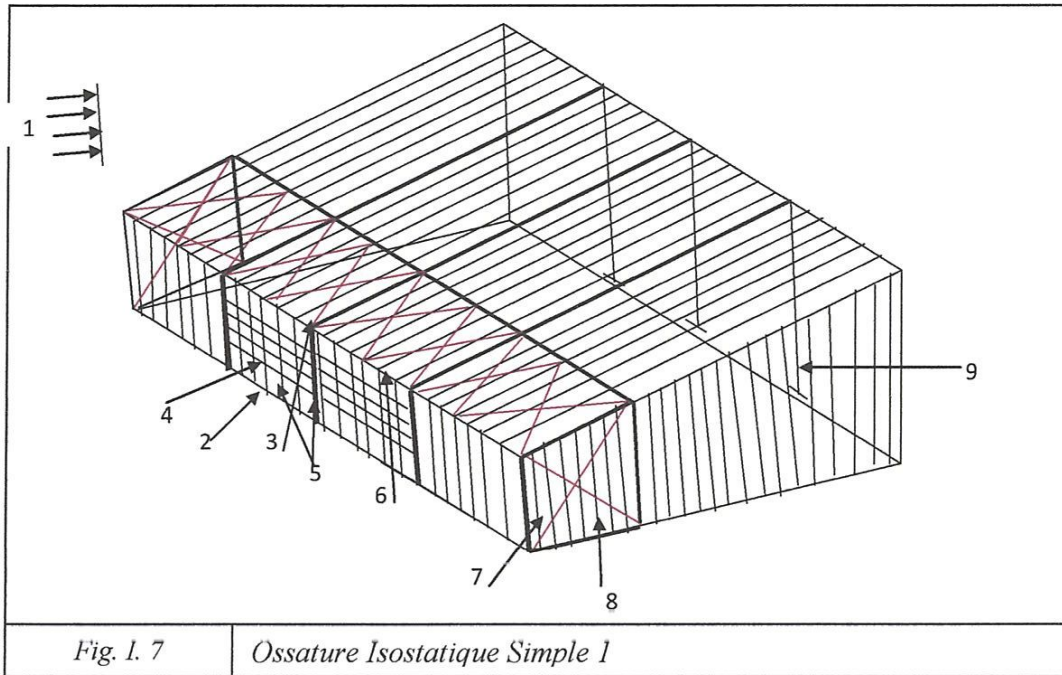
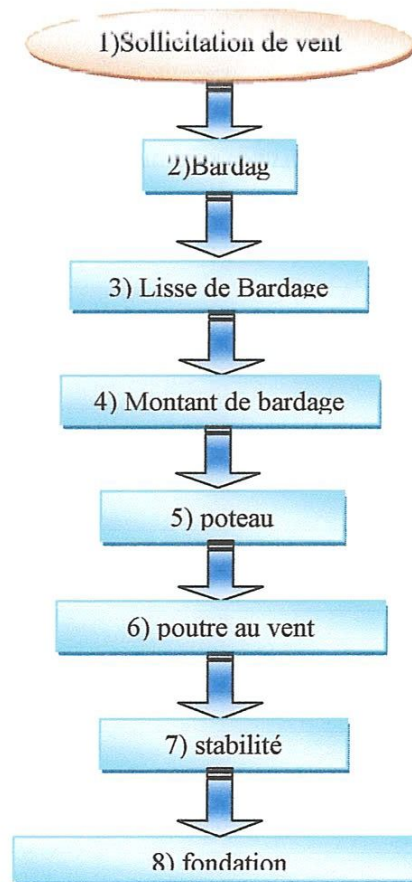
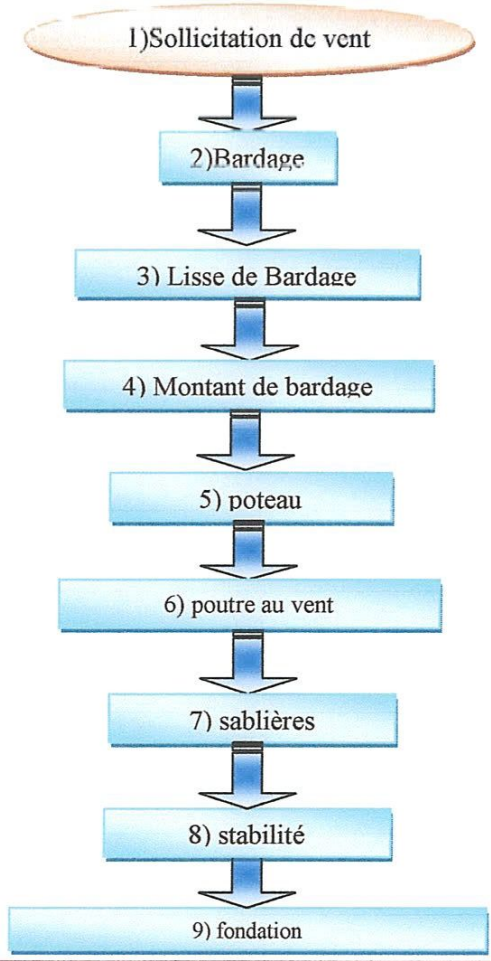
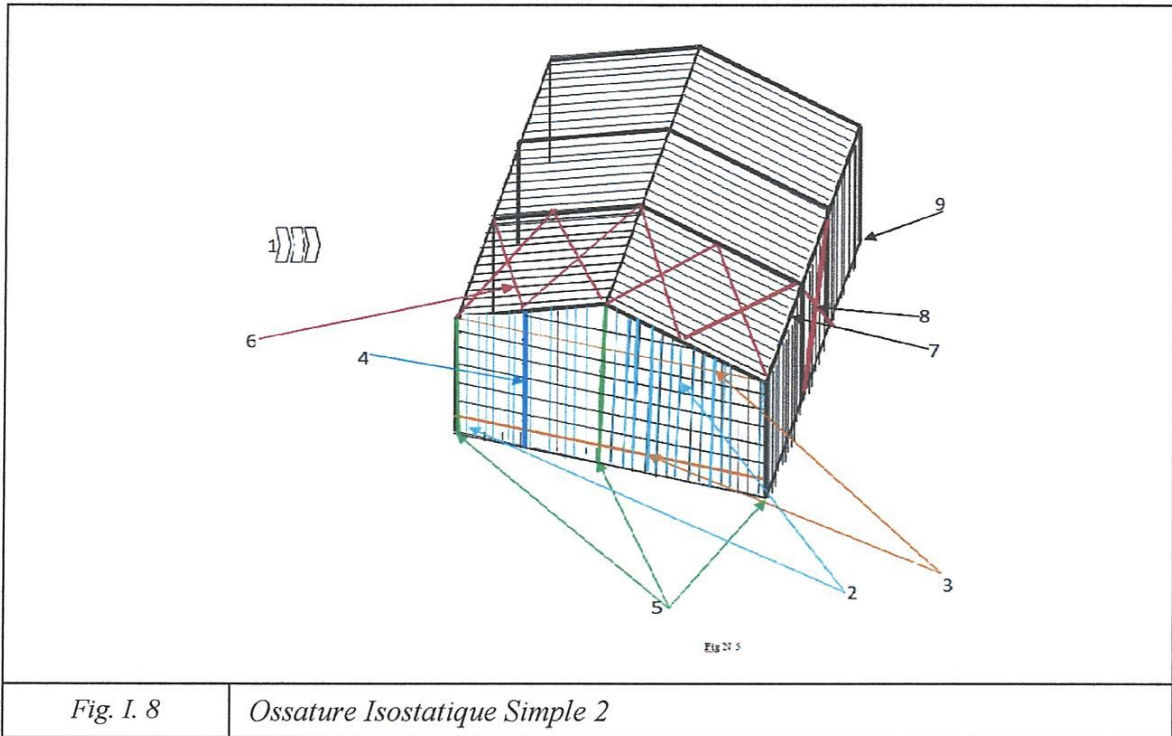


Fig. I. 7

Ossature Isostatique Simple 1



3^{eme} cas : Ossature Isostatique Simple2



4⁰ Cas : Ossature Comportant Des Eléments Secondaires De Transmission

Des Efforts Aux Stabilité

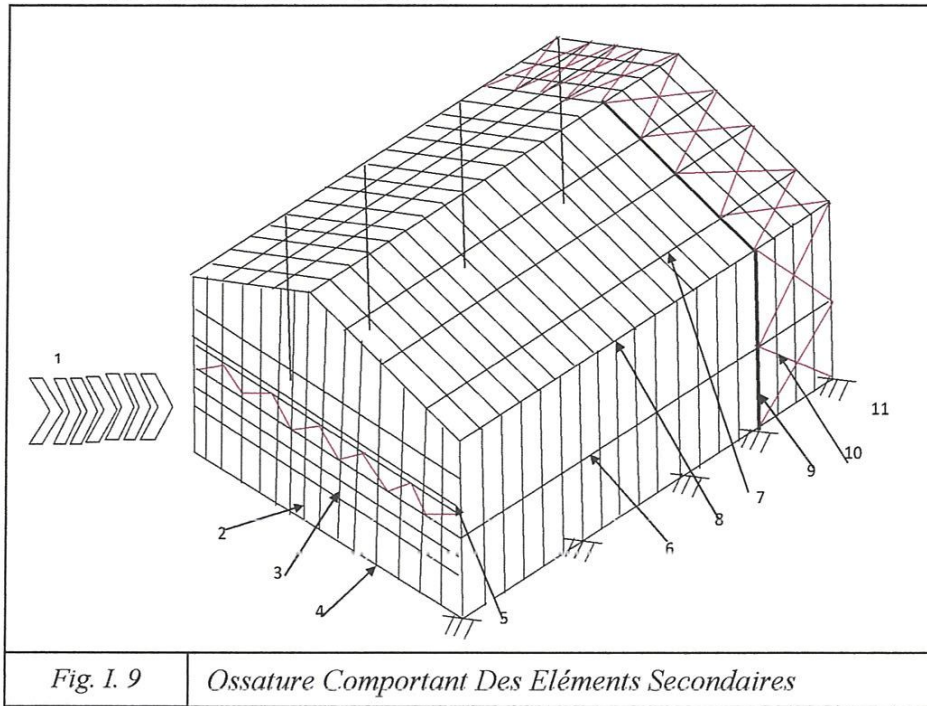
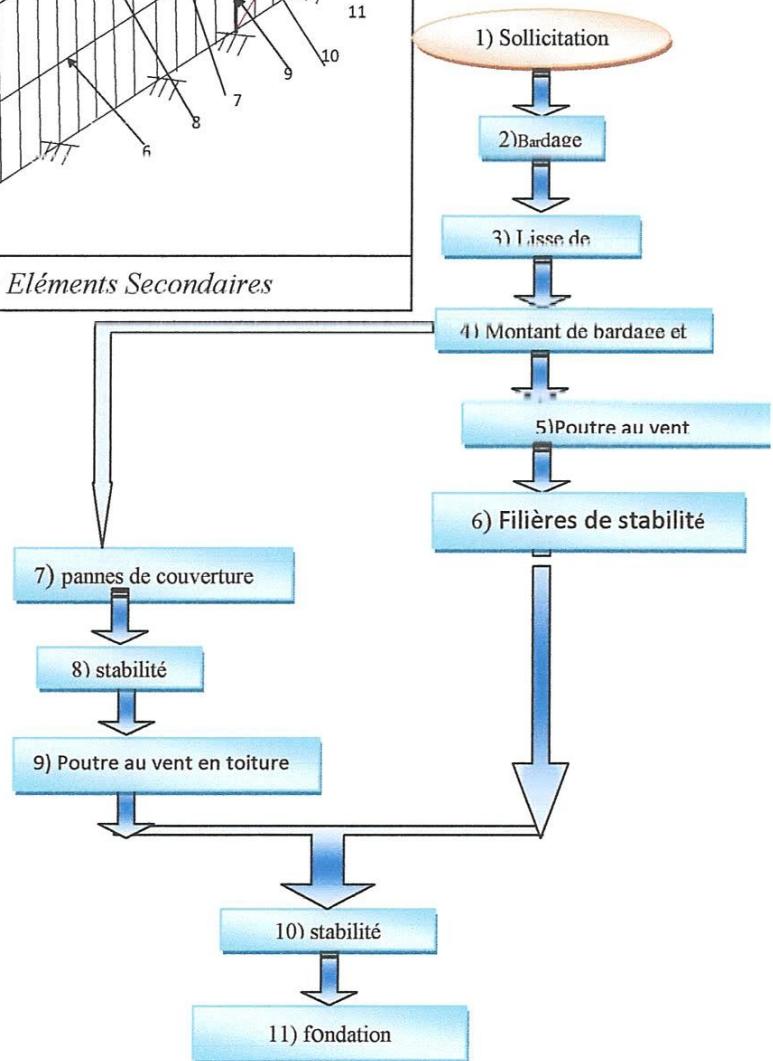


Fig. I. 9 Ossature Comportant Des Eléments Secondaires



Remarque 2:

-Dans le dimensionnement des éléments intermédiaire ou secondaire de l'ossature assurant la transmission des efforts de stabilités, il ne faut pas oublier de tenir compte des conditions aux appuis.

✚ -C'est le cas par exemple des pannes et lisses qui peuvent être :

A. Sur Simple Appuis.

B. En Continuité.

✚ Ou encore le cas des sablières et filières que peuvent être, sur simple appuis, en continuité, et éventuellement en continuité avec encastremets :

✚ -Pour les éléments travaillant aux efforts de compression (pannes, lisses, sablières, filières). une bonne pratique exige de limiter l'élanement λ .

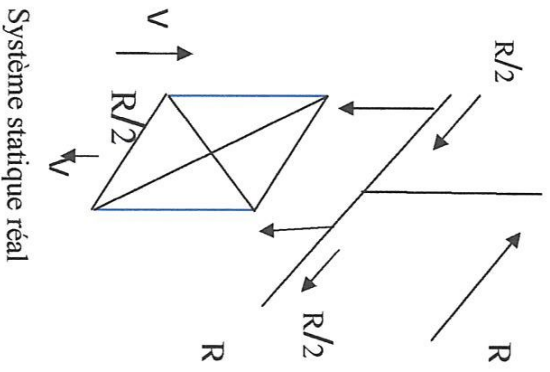
$$\lambda = \frac{\text{Longueur de flambement}}{\text{Rayon de giration minimum}} \text{ à } 300,$$

$$\text{On devra dans ce cas respecter } \lambda = \frac{l}{r} \leq 300$$

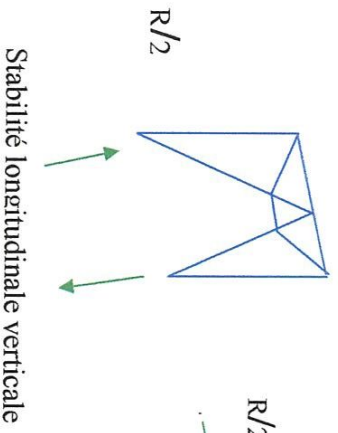
Le cheminement des efforts de stabilité doit être vérifié dans les deux directions principales de l'ossature et pour tous les cas de chargement. On doit vérifier les déformations des éléments des stabilités en rapport avec les limites permises avec les réglementations en vigueur.

On doit vérifier également l'incidence des effets secondaires sur l'équilibre des transmissions des efforts de stabilité, sur tout dans les assemblages et les pièces d'assemblages.

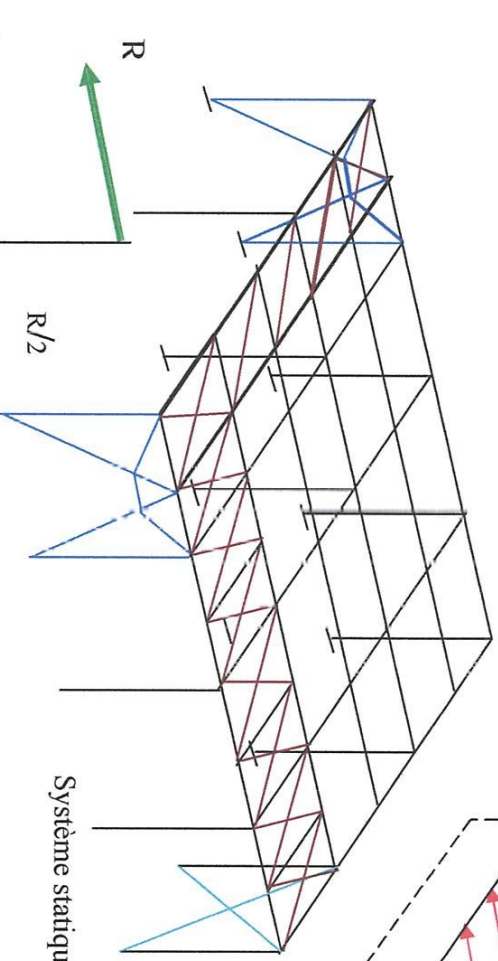
Stabilité transversale verticale



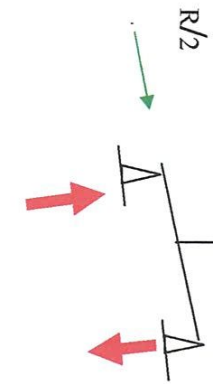
Système statique réel



Stabilité longitudinale verticale

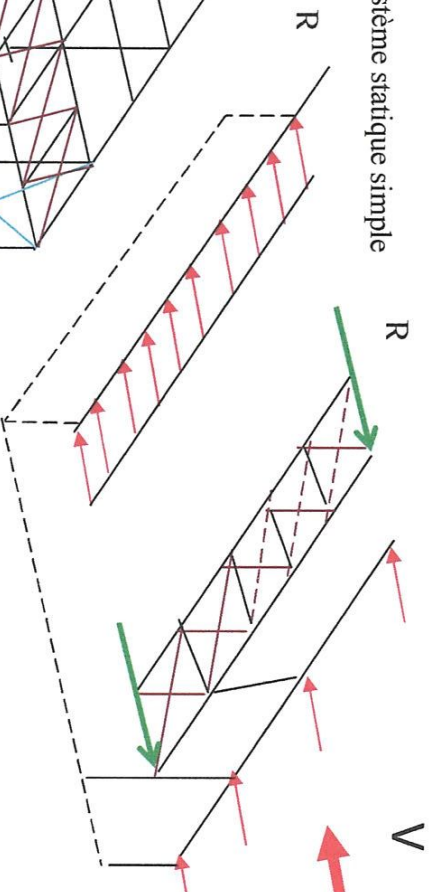


Système statique simple



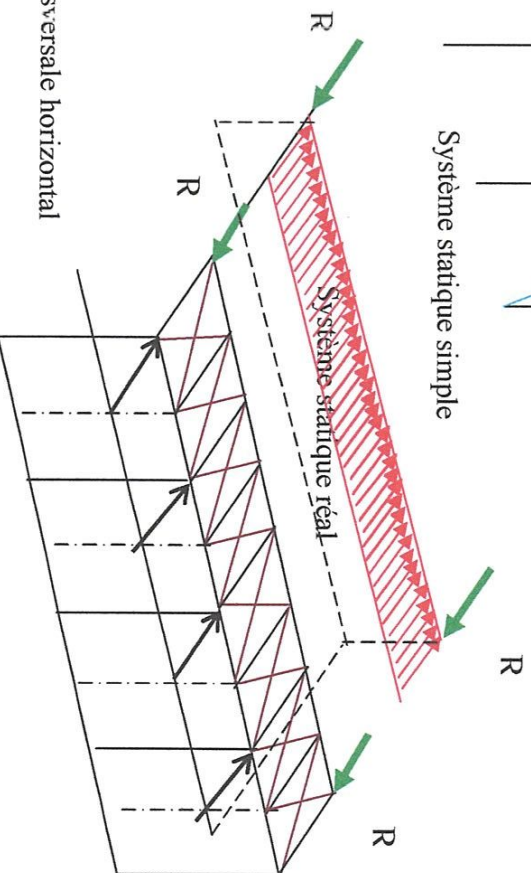
Stabilité transversale horizontale

Système statique simple



Stabilité longitudinale horizontale
Système statique

Système statique simple



Système statique réel

CHAPITRE II

II.1- CONTREVENTEMENT DES COMBLE [3]

A part les éléments de stabilité des pannes (lierne, bretelle) ainsi que les contreventements verticaux entre les fermes treillis, on se doit dans la conception d'un ouvrage d'assurer la stabilité générale des combles ou couverture.

- D'une manière générale on ne compte pas sur la résistance propre des éléments de la couverture dans son plan pour assurer le contreventement des versants, et on prévoit de ce fait des poutres de contreventement horizontales.

-Ces poutres de contreventement sont disposées généralement suivant les versants de la toiture dans le plan des membrures supérieures des fermes, et plus rarement dans le plan des membrures inférieures des fermes. Les poutres de contreventement sont nécessaires dans chacune des directions principales des bâtiments nécessitant une stabilité horizontales.

-On prévoit généralement ces poutres de contreventement aux deux extrémités des bâtiments (et si la toiture dépasse une longueur non stabilisée de 50m). Dans le cas d'une poutre de contreventement unique, les efforts peuvent être transmis par les pannes ou élément secondaires.

-Dans les ossatures comportant des joints de dilatation, il ne faut pas oublier de prévoir au moins une poutre contreventement par bloc.

-Chaque poutre de C.V est calculée pour les efforts appliqués à l'extrémité correspondant, ou pour l'entraînement du vent sur le bloc intermédiaire.

-Il ne faut pas oublier également que ces poutres de C.V peuvent assurer la stabilité des combles dans le cas de l'effort sismique. Les poutres de C.V sont en général constituées de diagonales en croix (corniers égales ou inégales) les montants peuvent être les pannes, et les membrure peuvent être celles des fermes, des empannons ou encore les profils de couronnement des pans de fer l'ensemble de ces éléments constituant une poutre treillis.

II. 1.1-Exemples de disposition des stabilités en combles

- ✿ Dans la Figure II.1 la disposition d'une poutre de contreventement à chaque extrémité d'une ossature de longueur total $L < 50,00$ m dans le cas où les pannes de couverture n'offrent pas une résistance nécessaire à la transmission des efforts de stabilité
- ✿ Dans ce cas chaque poutre de C.V est calculée pour les efforts appliqués à l'extrémité correspondante et pour une direction donnée.

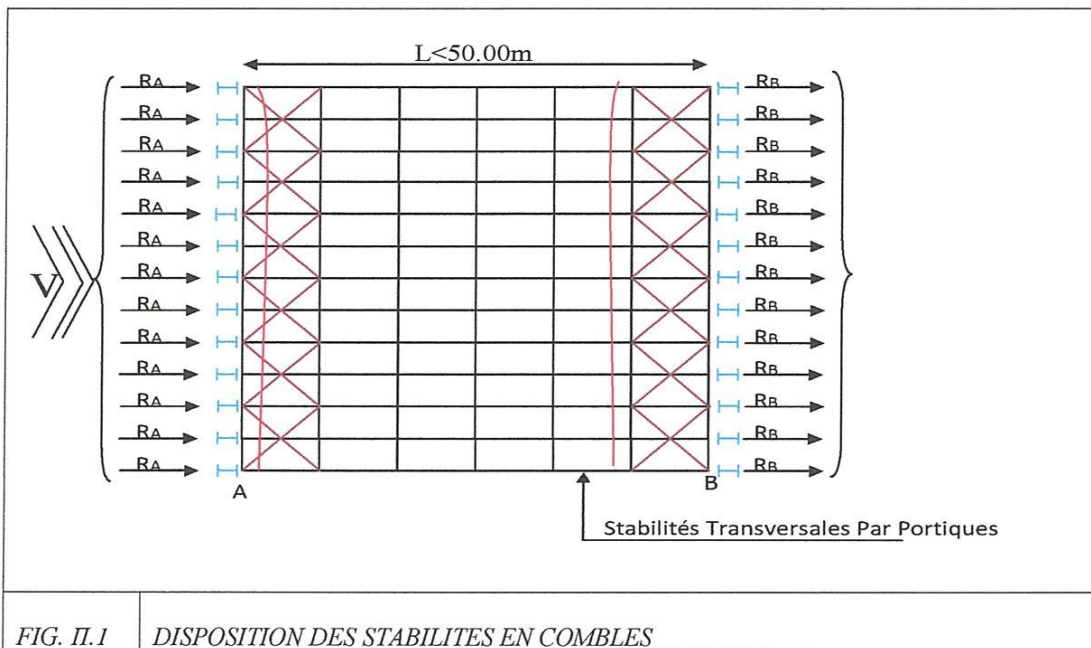


FIG. II.1 DISPOSITION DES STABILITES EN COMBLES

Dans la Figure II.2 la disposition d'une poutre de contreventement unique pour une ossature de longueur total $L < 50.00\text{ m}$ dans le cas les pannes de couverture doivent assurer la transmission des efforts de stabilité (R_A et R_B) pour une direction donnée , on place généralement cette poutre de C.V dans le milieu de l'ossature , mais on peut généralement la placée à une extrémité.

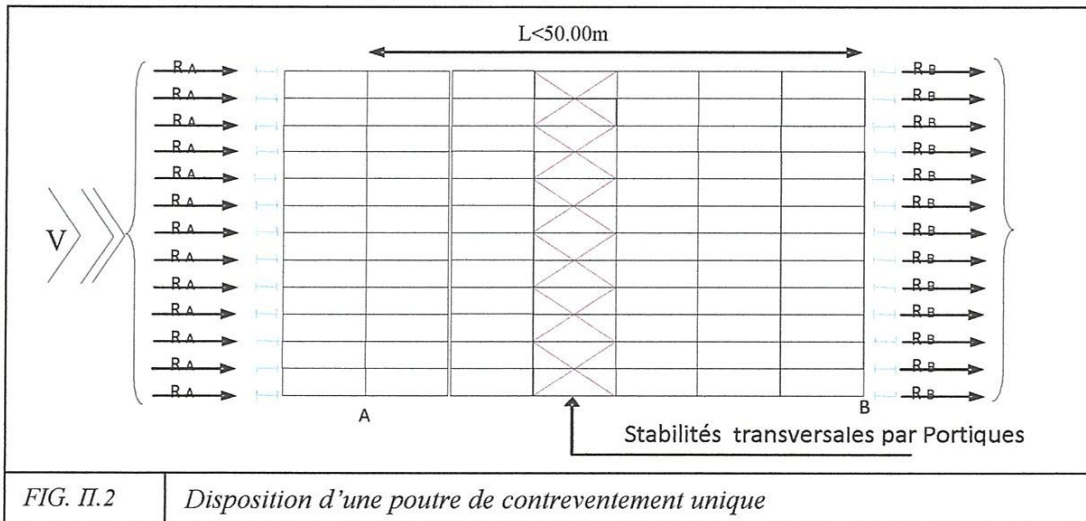
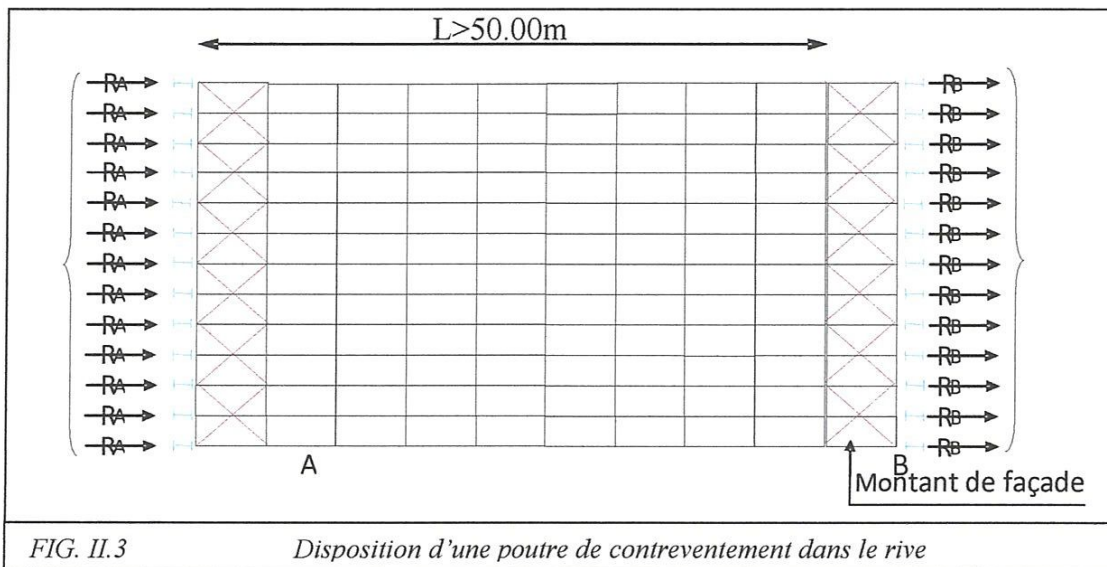
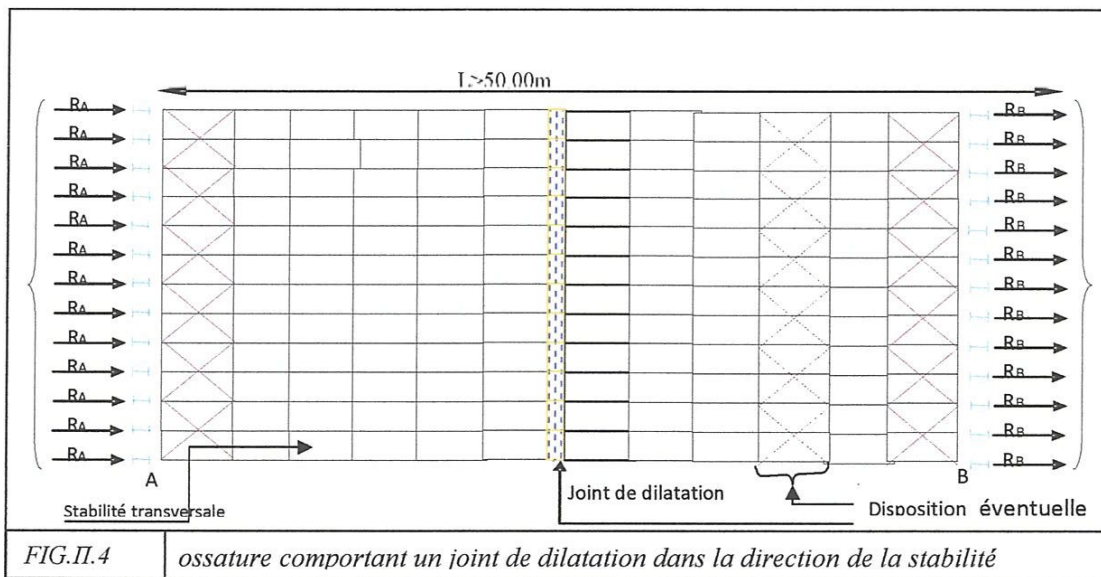


FIG. II.2 Disposition d'une poutre de contreventement unique

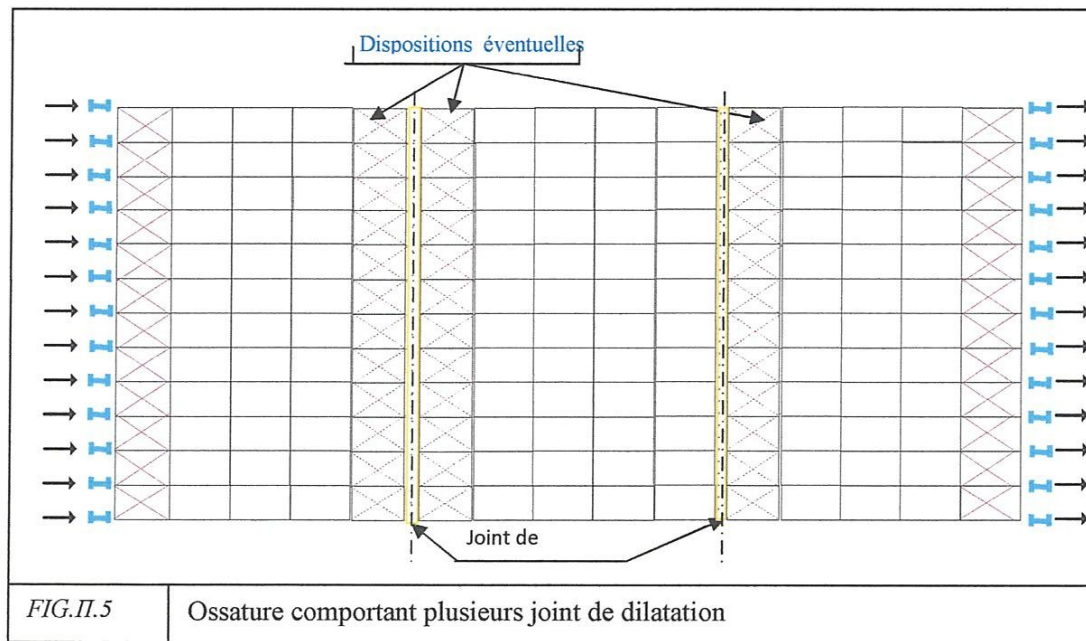
Dans la Figure II.3 Pour les ossatures de longueur total supérieure à 50.00m on dispose (par bonne construction et pour se prémunir des effets secondaires) une poutre de C.V à chaque extrémité , dans ce cas , on se retrouve l'hypothèse de calcul de la figure II.1.



Dans la Figure II.4 l'ossature comportant un joint de dilatation dans la direction de la stabilité. Dans ce cas on dispose ou moins une poutre de C.V dans chaque bloc. En fonction de l'emplacement de ces poutres on effectue le calcul suivant les hypothèses des figure (II1, II2 II3) pour une direction donnée.



Dans La Figure II.5 l'ossature comportant plusieurs joint de dilatation dans la direction de la stabilité , dans ce cas on dispose ou moine une poutre de C.V dans chaque bloc d'extrémité , et ou moine une poutre de C.V dans chacun des autres blocs intermédiaires, en fonction de l'emplacement de ces poutres ;On effectue le calcul suivant hypothèses des figures (I.23,I.24,I.25) pour une direction donnée.



Remarque Importante:

Dans le calcul des poutres de C.V il faut se conformer à l'application du régime du vent en vigueur pour déterminer la prise en compte des effets d'entraînement. en toiture ces effets d'entraînement ne peuvent en aucun cas être négligeable, ils déterminent pour une large part les efforts de stabilité dans les blocs des bâtiments avec joint de dilatation.

II.2-STABILITE VERTICALE DES FERMES [3]

II.2-1 Treillis ou empannons treillis par contreventements verticaux aux ciseaux :

Les contreventements verticaux des fermes treillis ou empannons treillis s'opposent dans une certaine mesure au déversement des fermes mais en aucun cas ils ne sont pas suffisants pour assurer la stabilité des combles. Les contreventements verticaux assurent également le maintien et l'équerrage des fermes treillis, dans ce cas ils sont disposés par construction.

La principale fonction des contreventements verticaux est de limiter les longueurs de flambement des membrures des fermes ou empannons treillis. Dans ce cas, le plan général de disposition des ciseaux doit obligatoirement coïncider avec un point fixe de la stabilité horizontale du comble.

Les contreventements verticaux aux ciseaux. Sont généralement formés de deux cornières(L) disposées en croix et généralement attachées sur les montants des fermes, la triangulation des efforts est fermée par les pannes. Dans le cas des travées extrêmes, la fermeture de la triangulation doit être assurée par une barre horizontale ou encore on procède au renforcement.

De la diagonale du ciseau correspondante. Dans certains cas de fermes treillis de faible hauteur, les ciseaux peuvent être remplacés par des (bracons) reliant les pannes aux montants des fermes.

Voir les dispositions, suivant les croquis ci - après.

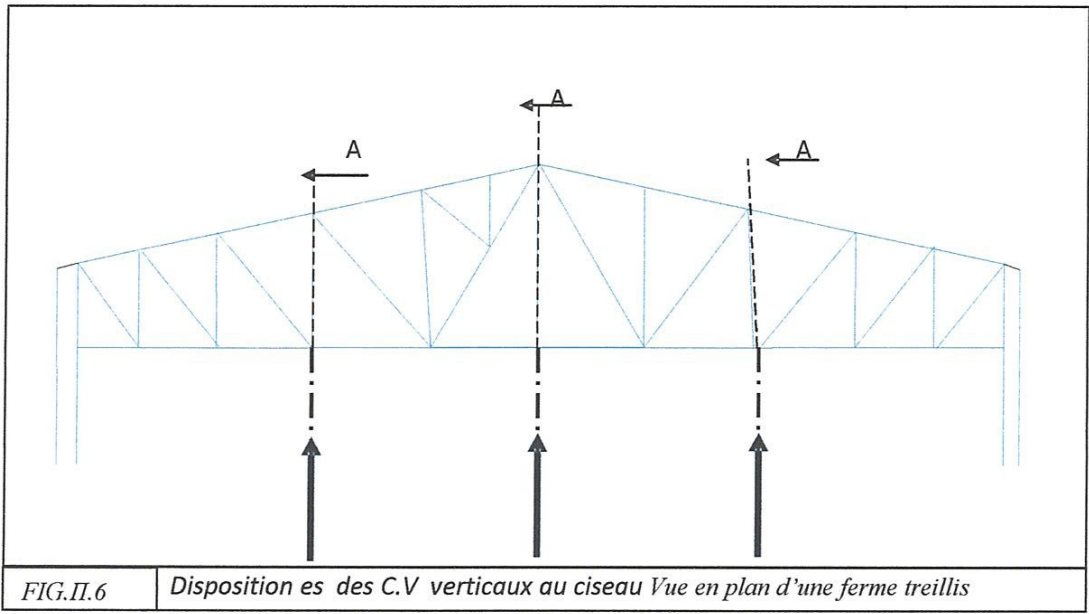


FIG. II.6 Disposition es des C.V verticaux au ciseau Vue en plan d'une ferme treillis

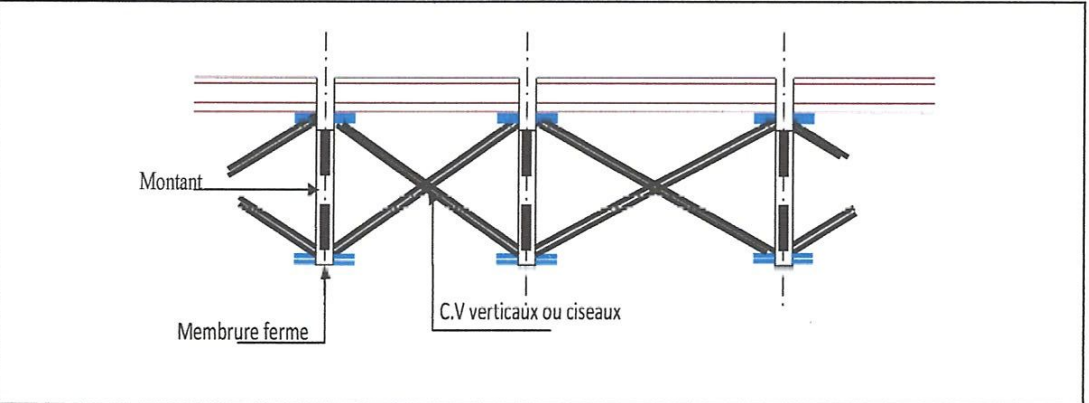


Fig. II. 7 vue suivant - A

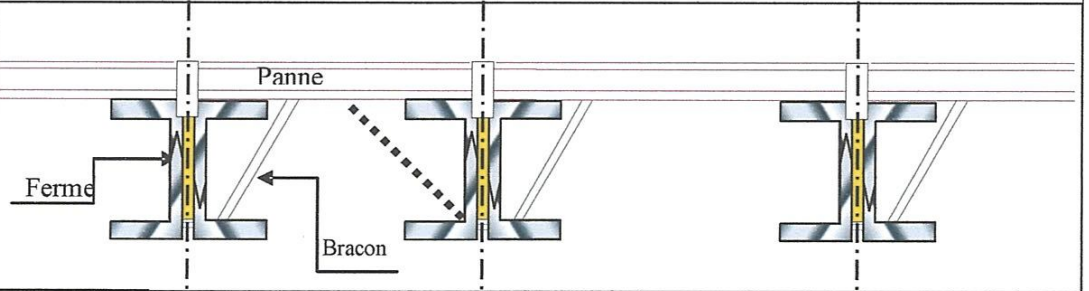
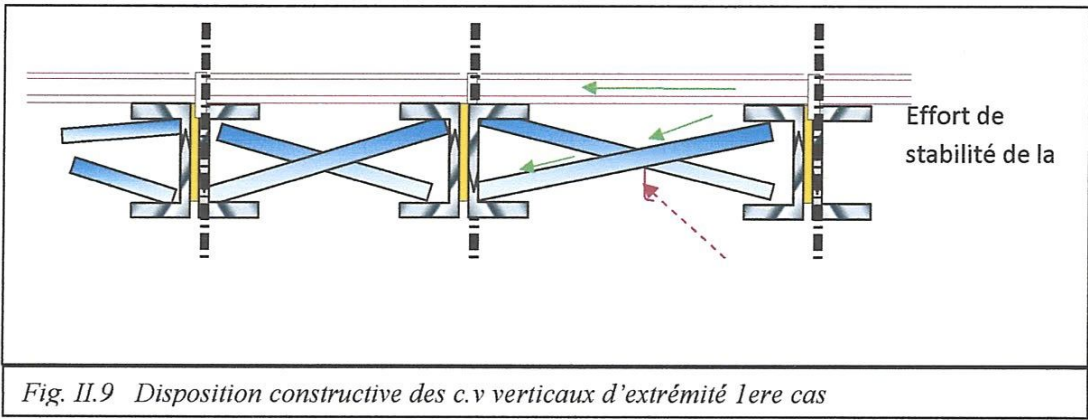
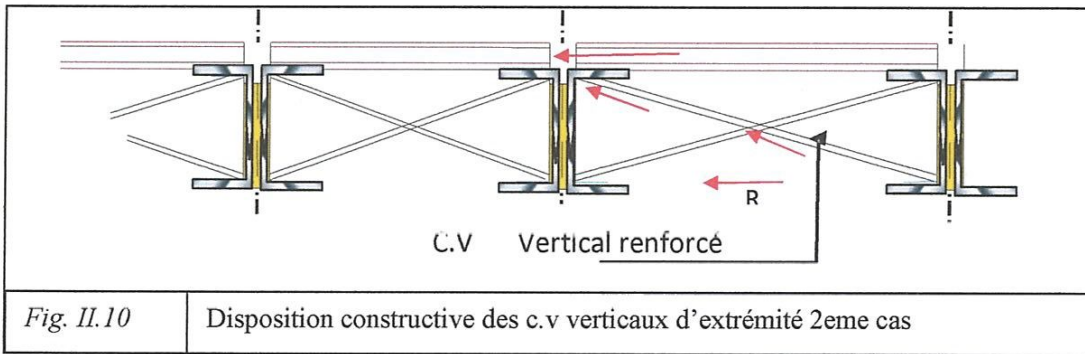


Fig. II. 8 disposition courante des c.v verticaux

Dispositions de Bracons dans le cas de ferme de faible hauteur. Les bracons peuvent être doubles. Dans cette conception de construction on remarque que les bracons assurent des appuis intermédiaires aux pannes dont on doit tenir compte dans le dimensionnement.

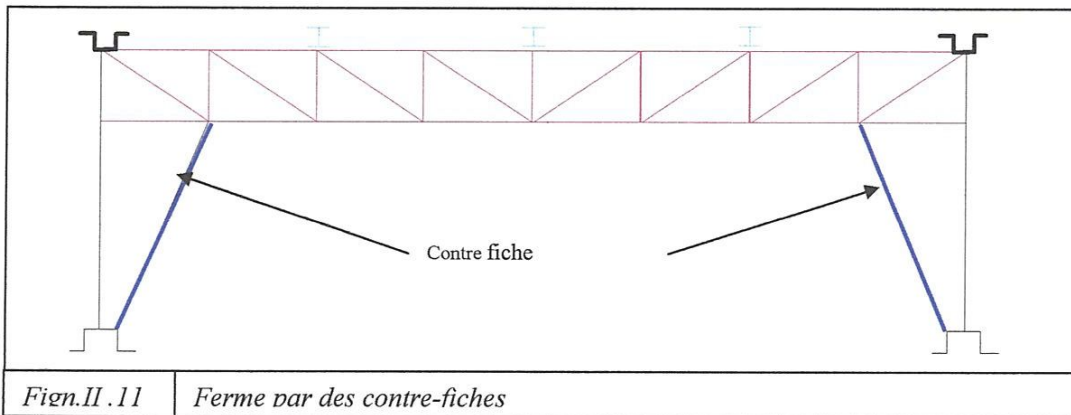


Disposition constructive des c.v verticaux d'extrémité (1^{ere} cas) avec une barre de fermeture de la triangulation des efforts.



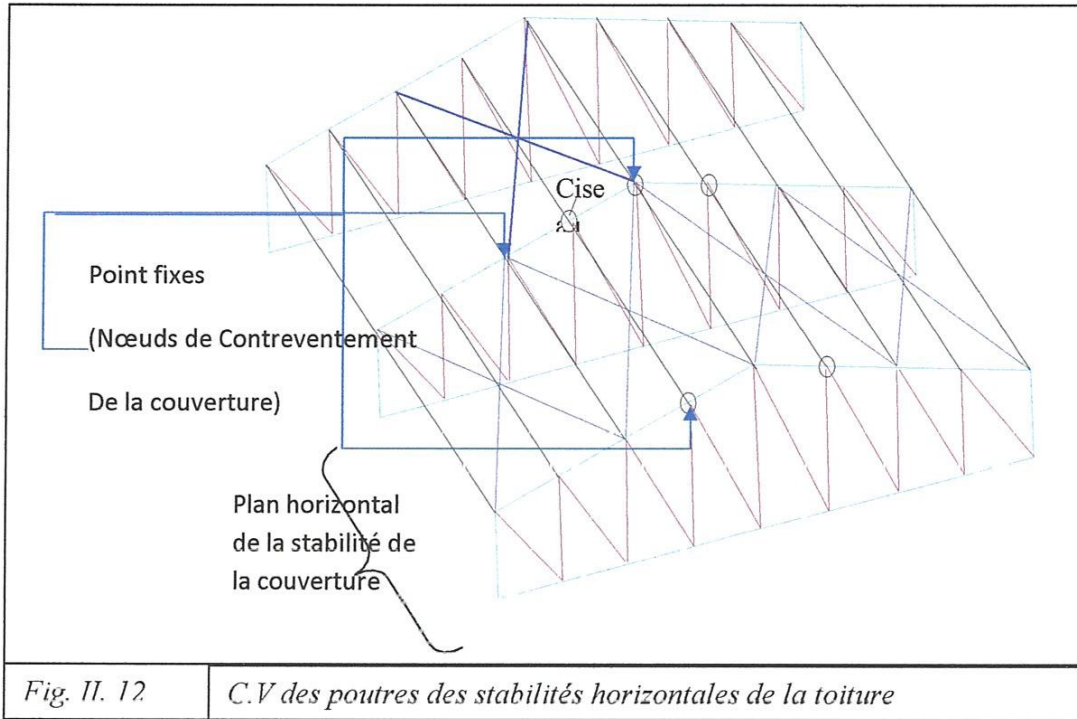
Disposition constructive des c.v verticaux d'extrémité (2^{eme} cas) avec la diagonale du c.v vertical pour assurer la transmission de l'effort stabilité

On peut rencontrer pour des constructions a grande portée des éléments en treillis s'assemblant sur les fermes treillis, c'est le cas par exemple des pannes treillis, et des poutres treillis supportant des empannons, dans ce cas, on utilise l'avantage de cette conception en stabilisation les membrures des fermes par des contre-fiches.

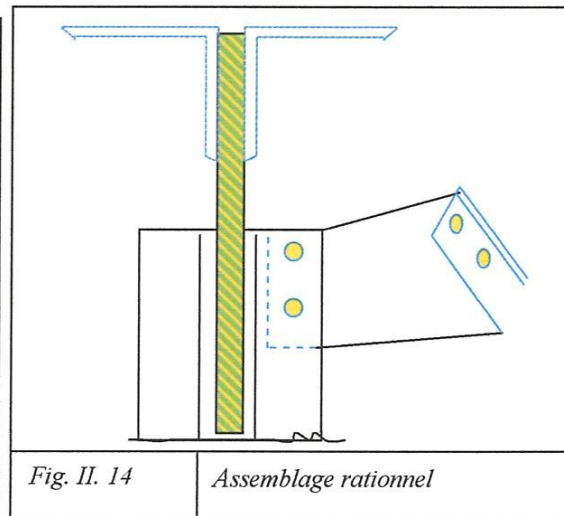
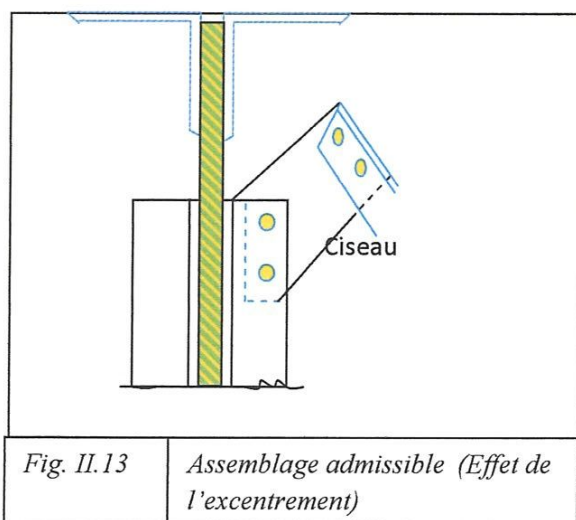


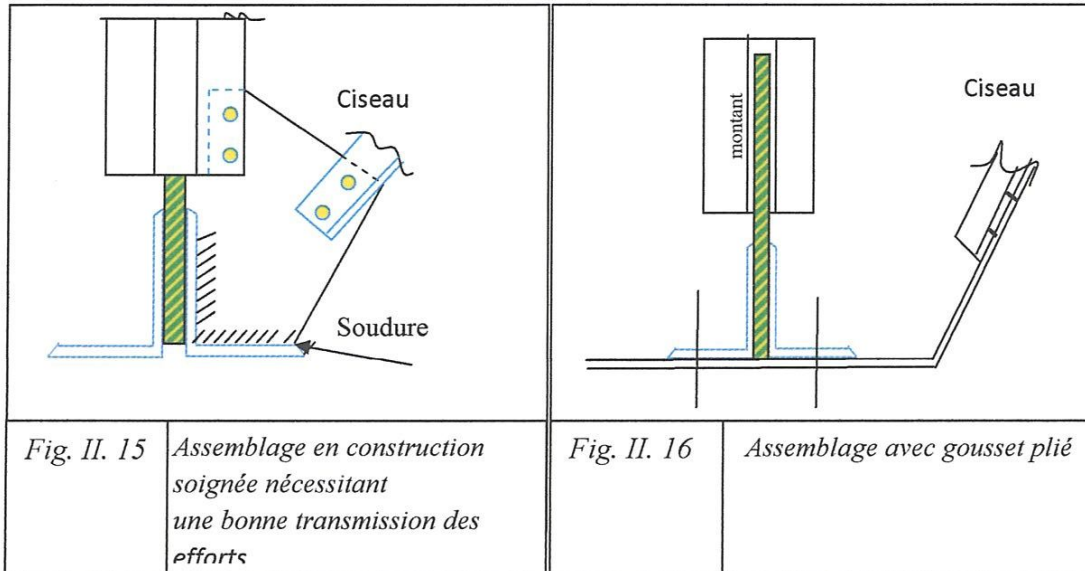
II.2.2-Stabilité générale des plans de c.v verticaux ou ciseaux

Il faut obligatoirement assurer par un point fixe d'une stabilité la reprise des efforts sollicitant les ciseaux, en l'absence de ce point fixe, les ciseaux sont instables et par conséquent entraînant un déséquilibre dans les maintien des membrures des fermes .Ce point fixe est d'une manière générale assurer par un nœud de C.V des poutres des stabilités horizontales de la toiture (ou comble) Voir la figure ci-après .



II.2.3-Principes d'assemblages des C.V verticaux ou ciseaux.

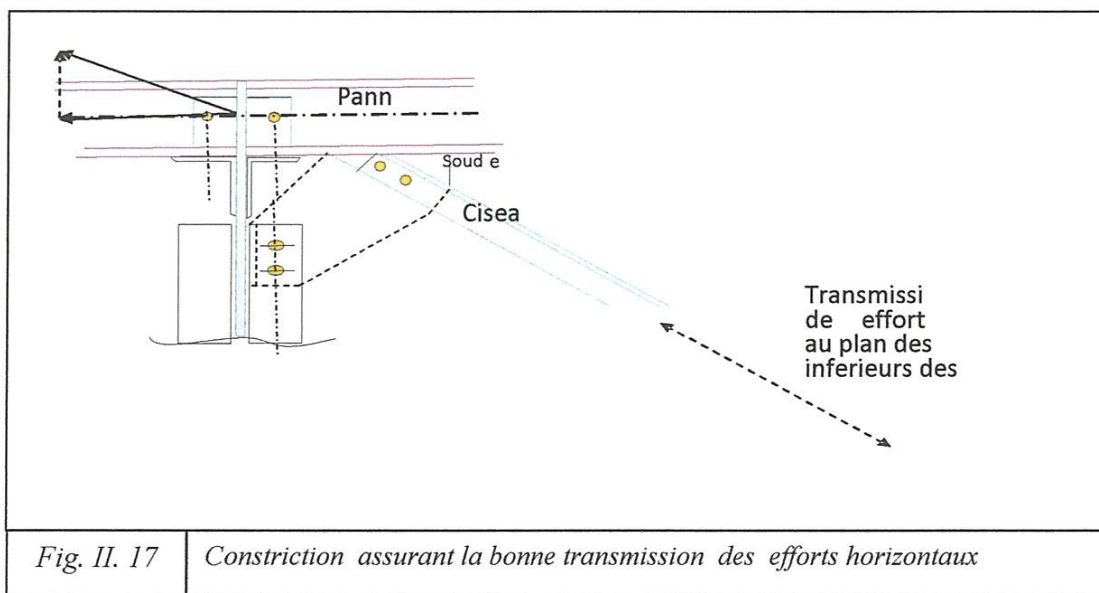




II.2.4-Point particulier

Certain ouvrage pour des raisons de conception comporte la stabilité horizontales de la couverture dans le plan des membrures inférieures des fermes treillis. De ce fait les efforts horizontaux de stabilité sollicitant la couverture (séisme. Vent ...). Doivent dans la plus part des cas être transmis par les ciseaux.

-On doit donc s'efforces d'obtenir une constricton assurant la bonne transmission de ces efforts. Comme par exemple suivante le principe de la figure ci - après :



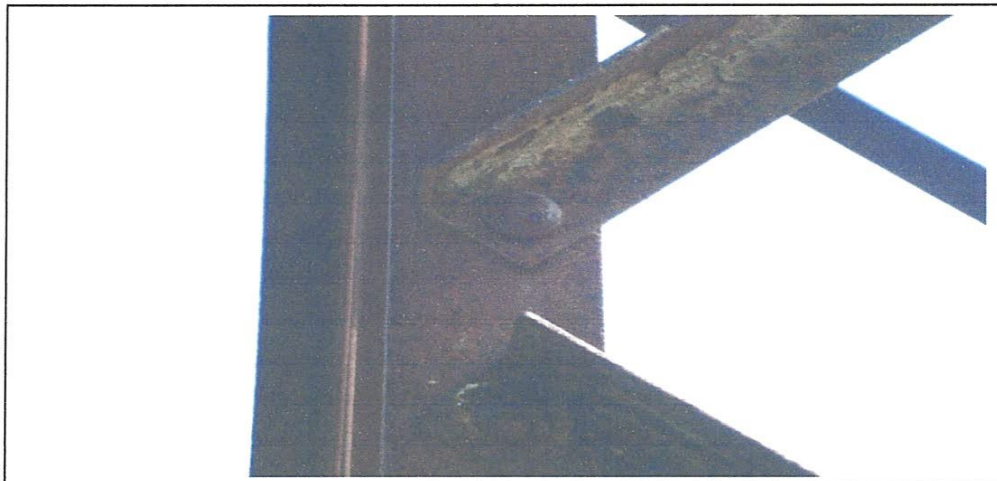


Photo .II.1 *Détail d'assemblage d'un poteau d'électricité rue Al Khazar-Guelma le 25-5-2011 a11 :03*

II.3-CONCEPTION DES POUTRES DE CONTREVENTEMENT EN COMBLES

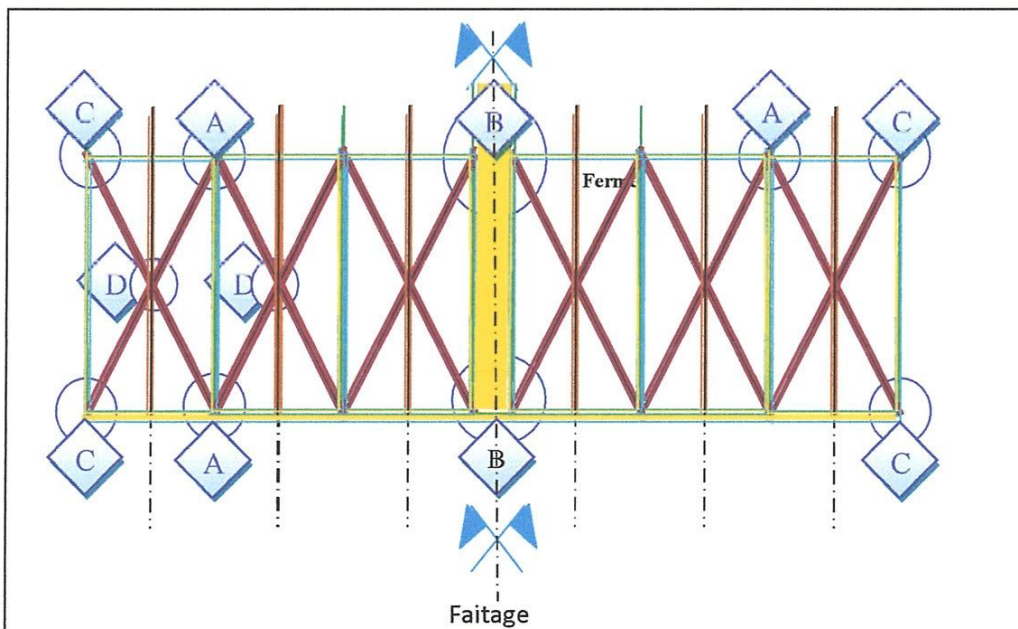
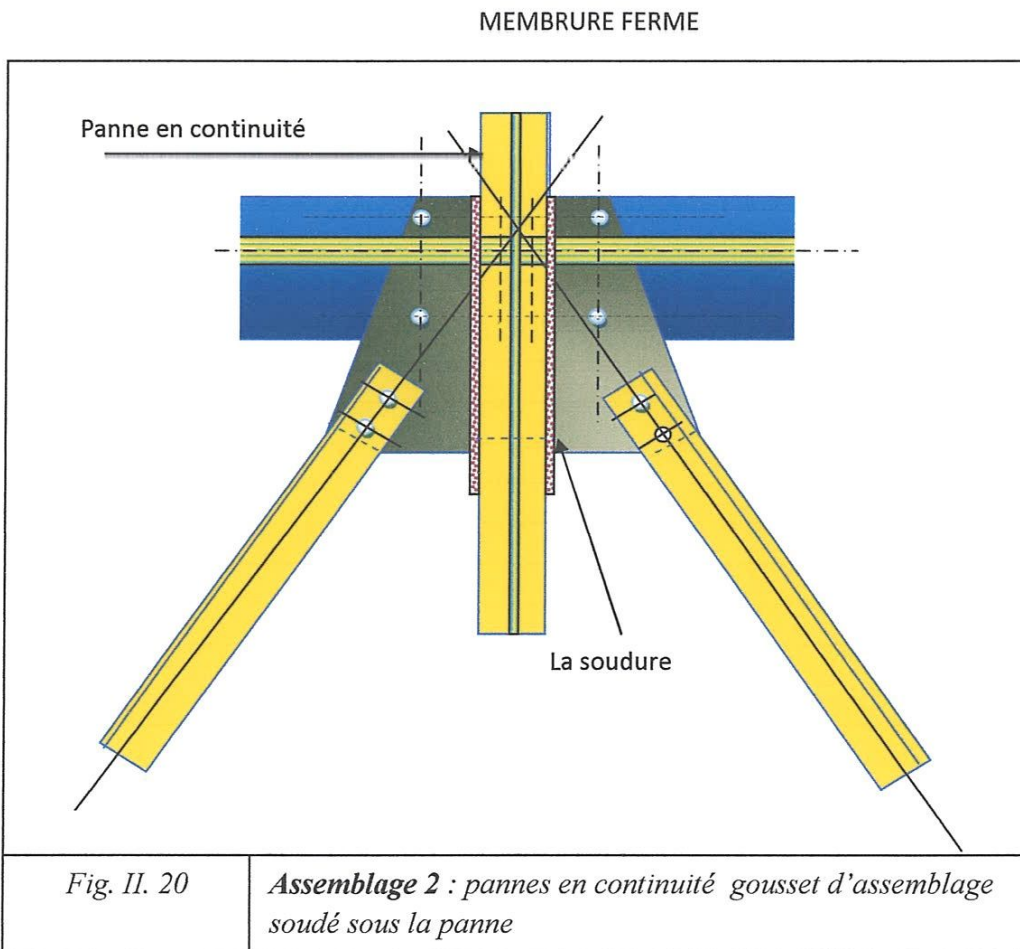
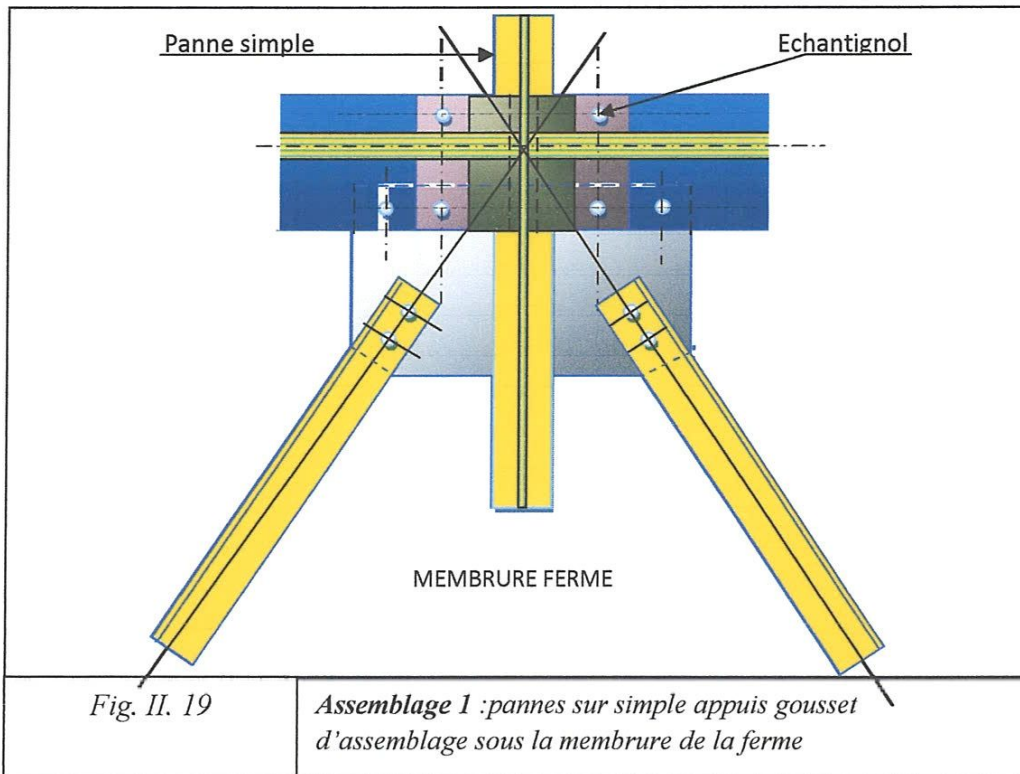


Fig. II. 18 *Vue en plan une poutre de contreventement*

-conception des attaches des diagonales courants- Assemblages (A)



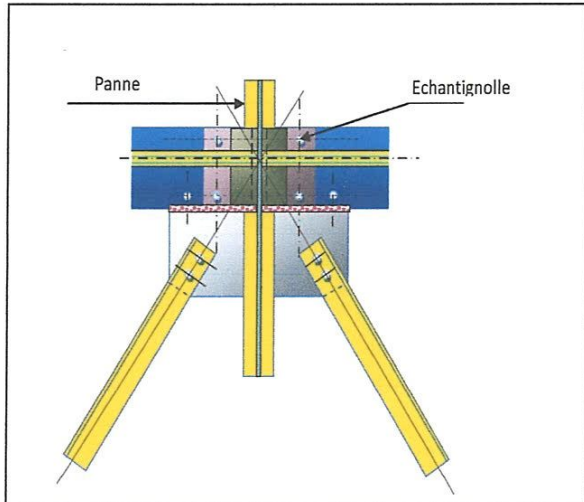


Fig. II. 21 *Assemblage 3 : gousset d'assemblage soudé dans le prolongement de l'épaisseur de la membrure ferme*

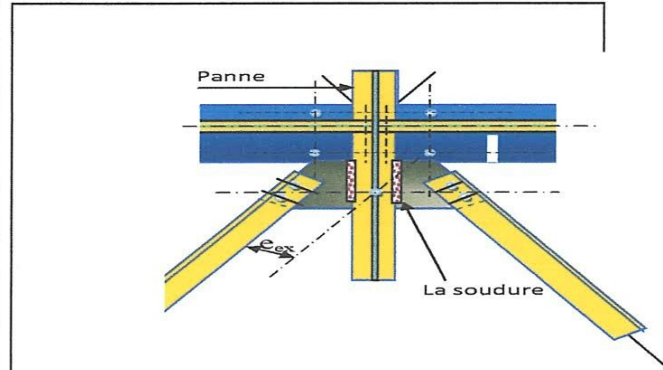


Fig II. 22

Fig. II. 22 *Assemblage 4 : gousset d'assemblage soudé sous la panne il faut dans ce cas vérifier la flexion du gousset en tenant compte du moment*

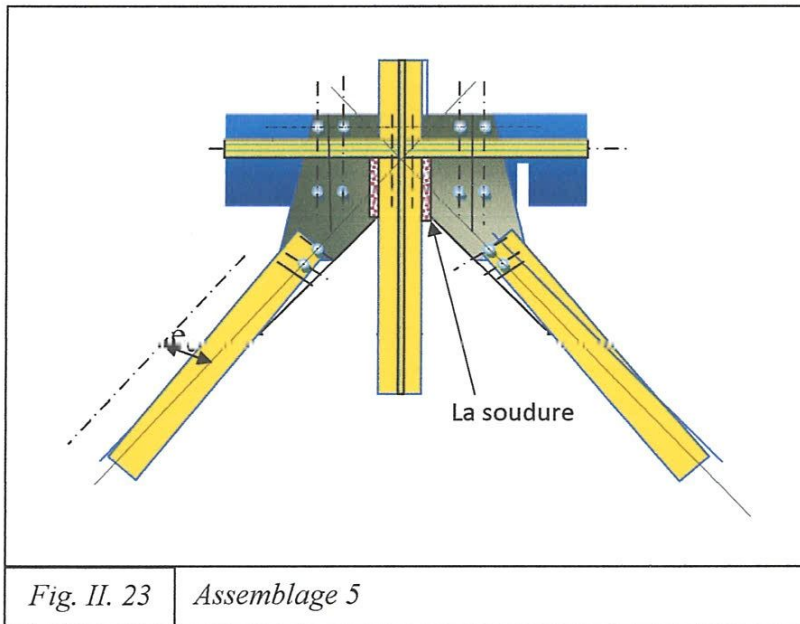
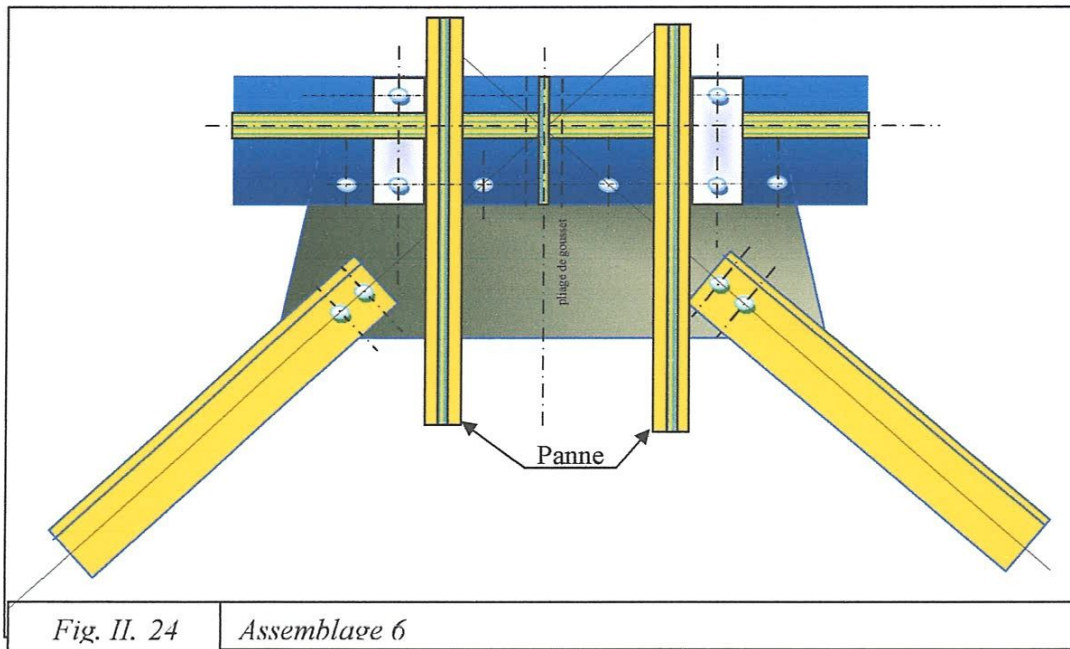


Fig. II. 23 *Assemblage 5*

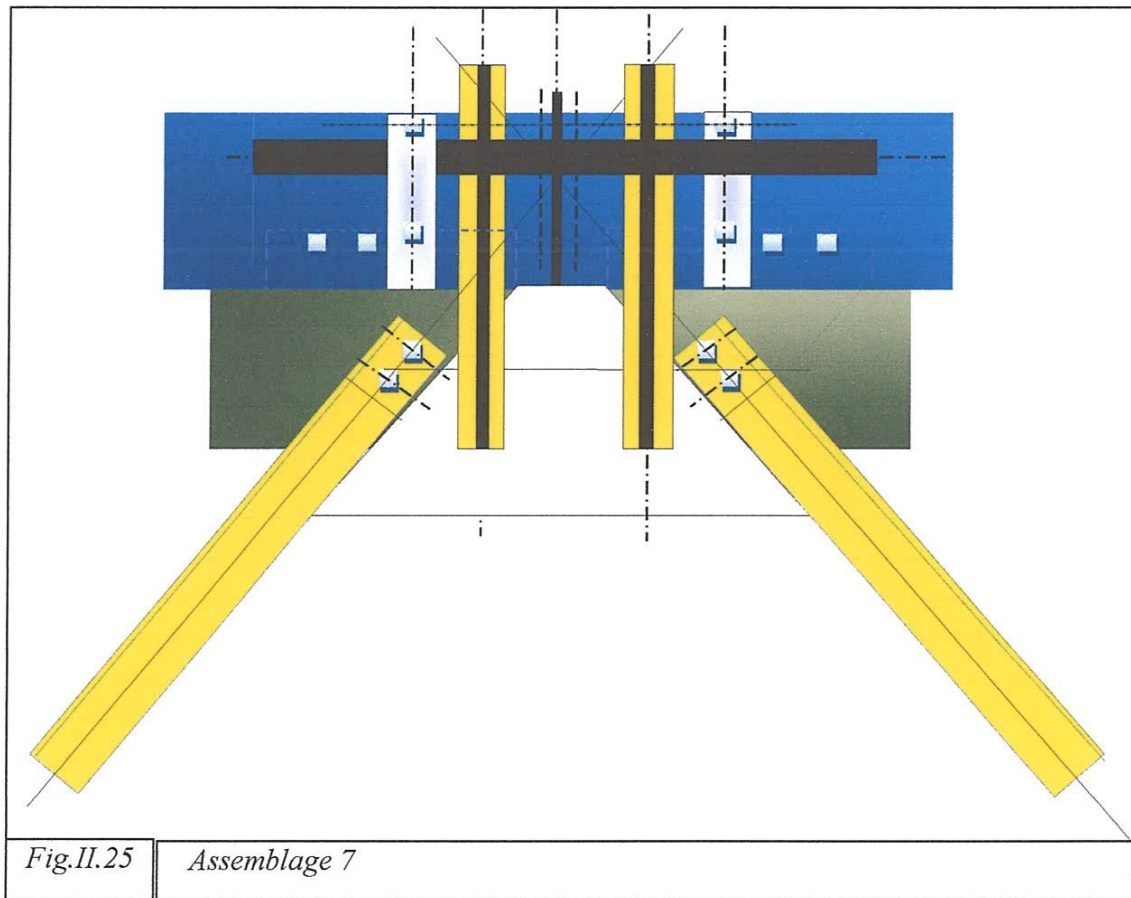
Assemblage 5 :

gousset d'attache unique pour chaque diagonale .Cet assemblage n'est acceptable que sous réserve de la justification des boulons . Ceux si sont soumis à des efforts de cisaillement beaucoup plus importants que ceux résultant de la division de l'effort dans la diagonale par le nombre de boulons .On doit tenir compte des composants de cisaillement dus au moment secondaire ($M_s = F \text{ diagonale} \times e_{ex}$) .

CONCEPTION DES ATTACHES DES DIAGONALES EN FAITAGE ASSEMBLAGE (B)



Exemple d'assemblage dans le cas de faible pente des versants <math><20\%</math>
 (au dessus de 20% il ya risque évident de déformation du gousset au droit du pliage)



Exemple d'assemblage dans le cas de forte pente des versants dans ce cas on doit vérifier les attaches en tenant compte des efforts secondaires .On peut éventuellement souder ou boulonner les goussets sur les pannes.

Remarque 4

L'attache de faitage doit dans le cas des pannes jumelées intéresser les deux pannes IL ne faut pas oublier de vérifier les efforts dan l'assemblage de faitage de ferme (assurer la résistance par exemple avec des couvre-joints)

✓ Conception Des Attaches Sur Salières –Assemblage (C)

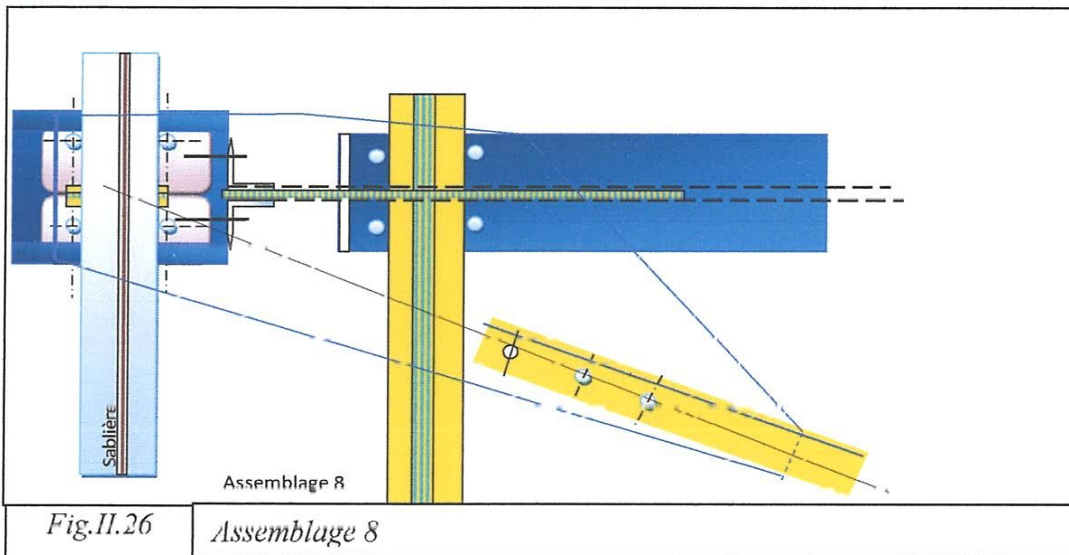


Fig.II.26

Assemblage 8

Exemple d'assemblage admissible uniquement dans le cas où l'attache de la sablière est rigide (pour résister à la composante de l'effort dans la diagonale de la poutre de contreventement)

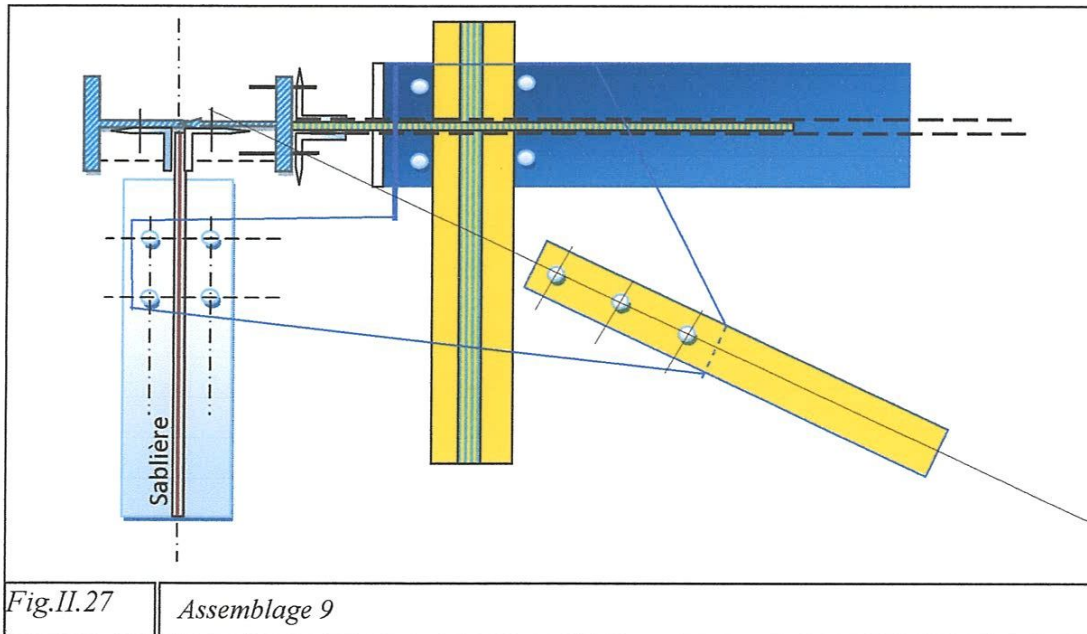
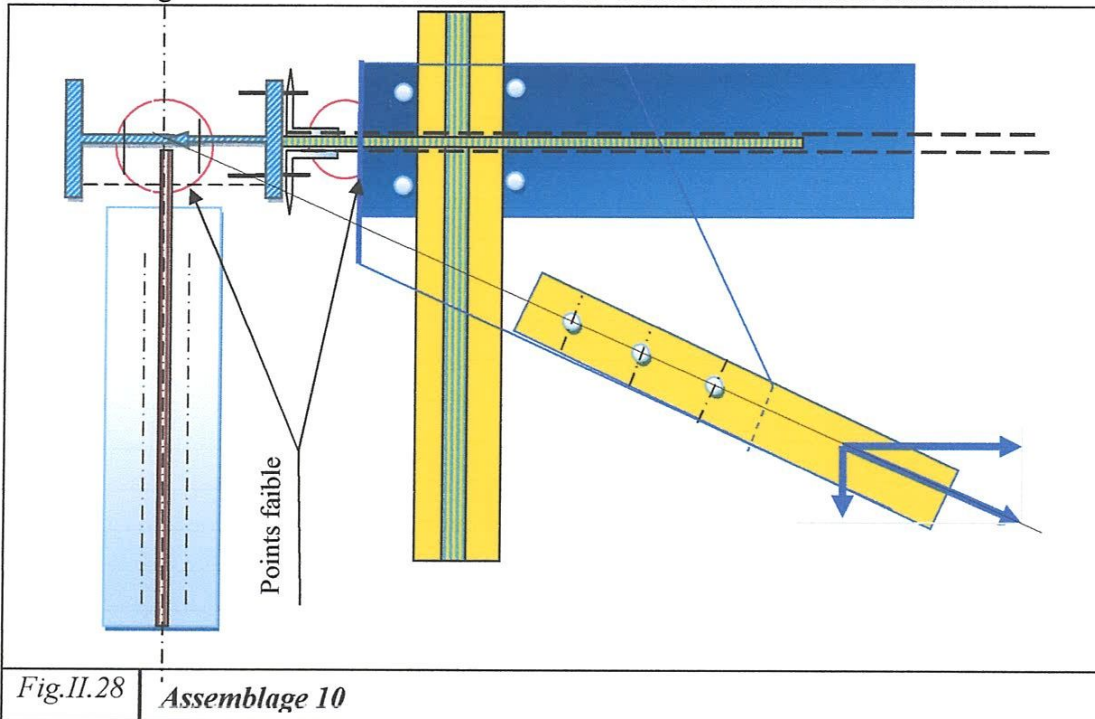


Fig.II.27

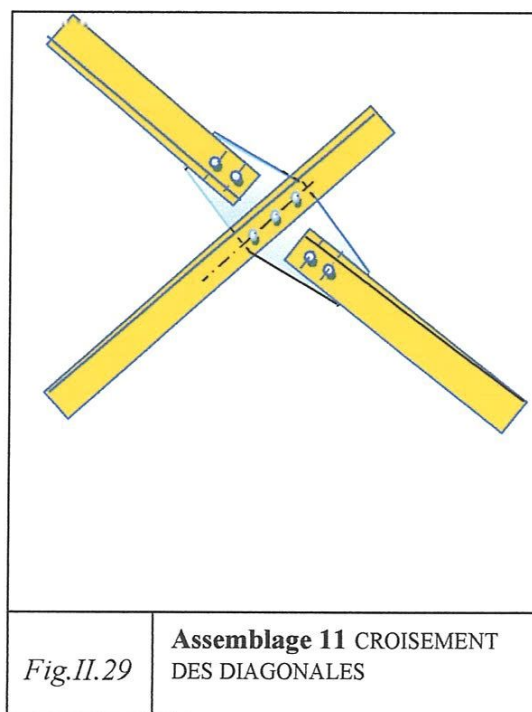
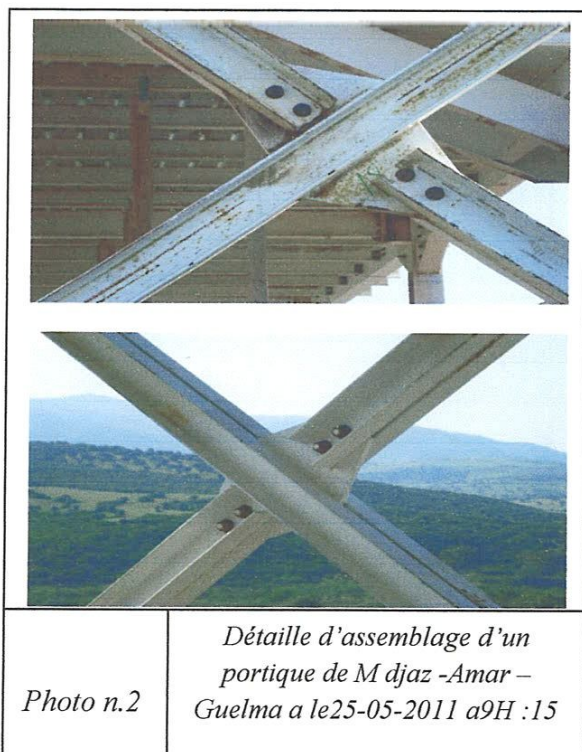
Assemblage 9

Exemple d'assemblage laissant libre passage du poteau .Le gousset d'assemblage assure la liaison de diagonale sur la ferme et la sablière voir calcul de cette attache fascicule.

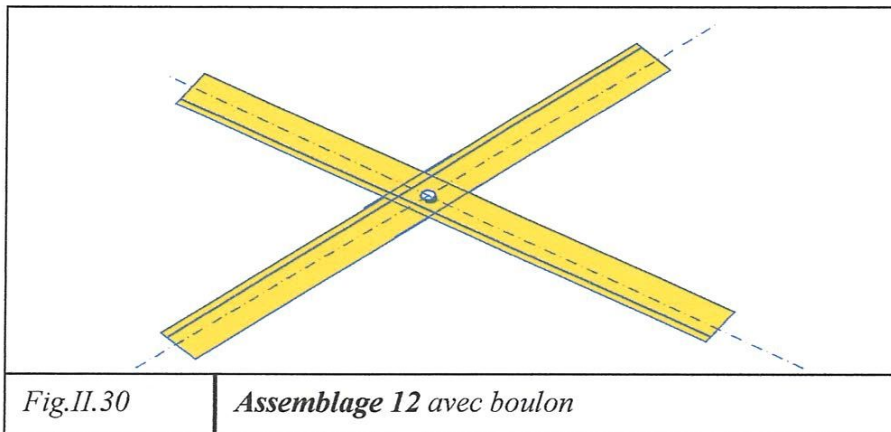


Exemple d'assemblage prohibé : les goussets d'assemblage de la ferme et de la sablière présentent sous les effets des composantes de l'effort dans la diagonale de la poutre de contreventement des points faibles (déformation très important par manque de rigidité).

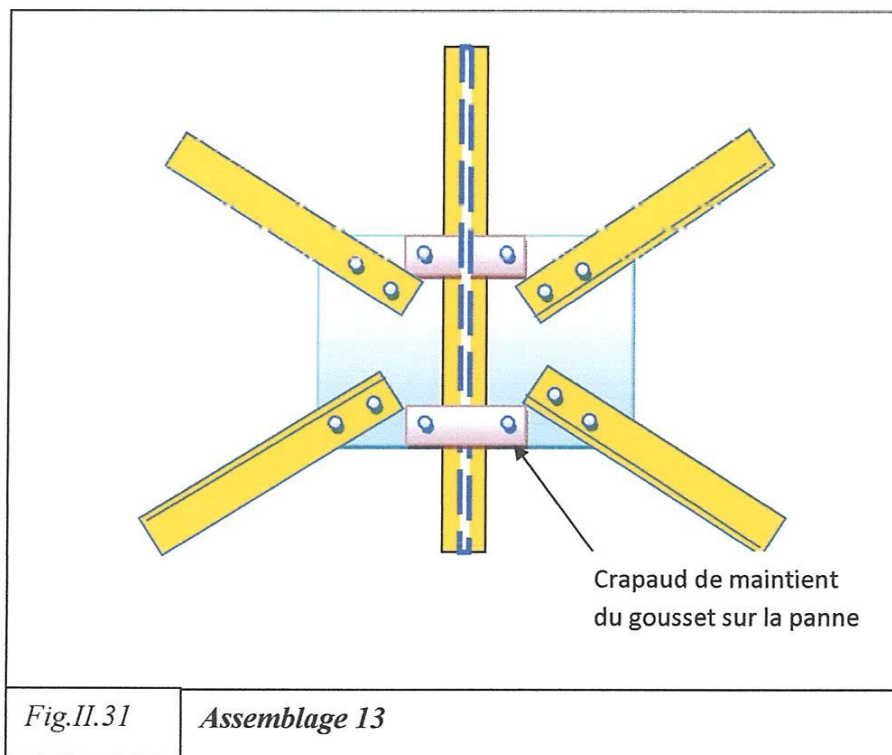
✓ Conception Des Assemblage (D) –Croisement Des Diagonales



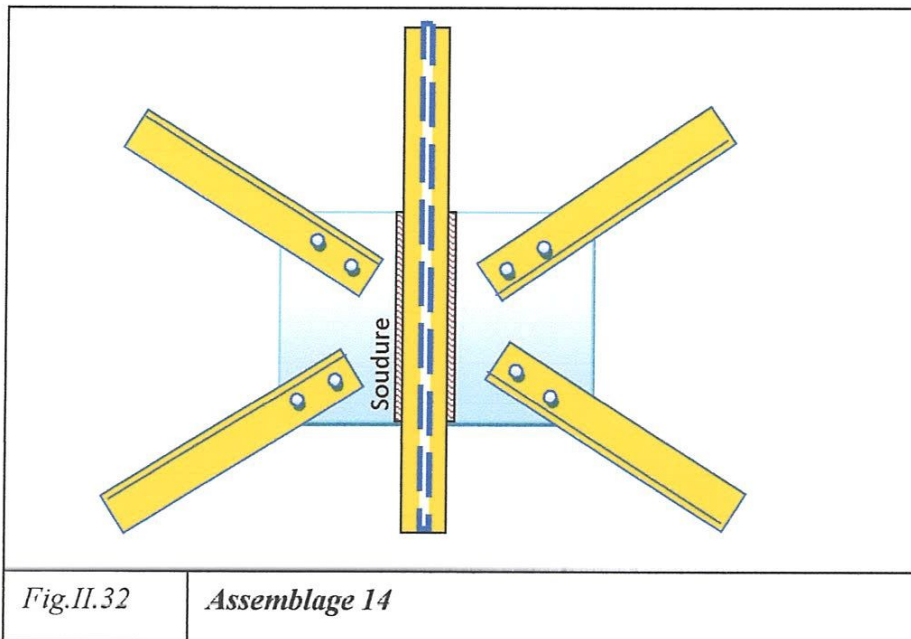
Assemblage11 avec gousset dans le cas de croisement de profils dans le même plan .La gousset peut être éventuellement soudé sur le profil continu .



Assemblage12 :assemblage avec un boulon dans le cas de croisement de profils dos ados (Éventuellement avec une cale d'épaisseur) .



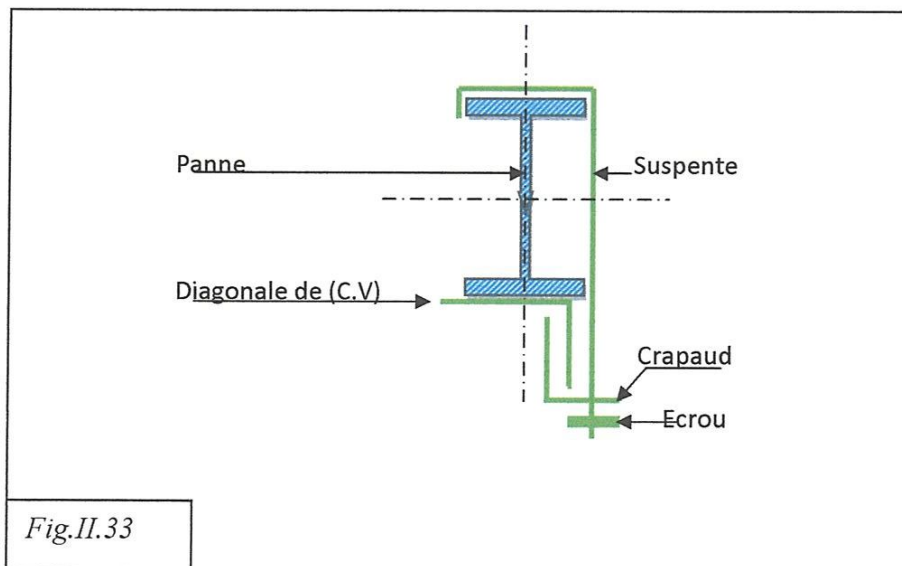
Assemblage 13 : avec croisement des diagonales au droit d'une panne .Pour maintenir le gousset d'attache on dispose des crapauds de maintient sur la panne



Assemblage 14 : avec croisements des diagonales au droit d'une panne et dans le cas ou le nœud d'assemblage doit par conception de la poutre de contreventement assurer un point fixe.

Remarque 5

Les diagonales des poutres de contreventement présentes en rapport avec leur section .IL est donc nécessaire d'assurer le maintient vertical pour se prémunir des dangers de déformation inévitable. Pour se faire on dispose par exemple des suspentes fixées sur les pannes –voir le croquis ci après. Dans figure 33

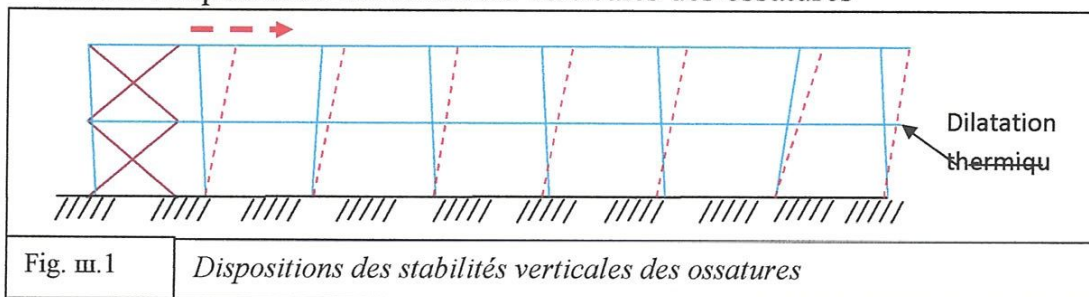


CHAPITRE III

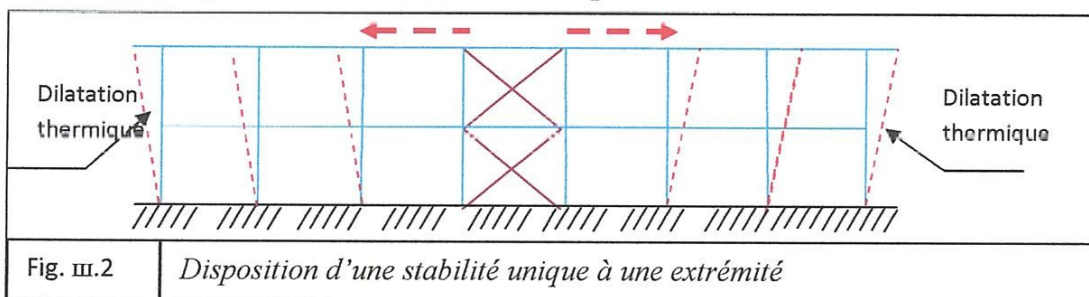
III.1-INTRODUCTION [3]

L'ensemble des plans horizontaux d'une ossature étant par définition stabilisé, la somme des efforts horizontaux résultant doit être transmis à des points fixes (généralement le génie civil) par des ensembles de stabilité verticale. Ces stabilité étant en majeure partie disposées dans les files ou parois des ossatures dans la dénomination générale de «stabilité verticale» sont compris tous les éléments. Autres que les portiques transversaux, qui sont destinés à assurer la stabilité des parois ou files d'ossature, vis-à-vis des efforts horizontaux qui peuvent les solliciter: Vent, freinage des ponts roulants, effets des séismes flambement déversement.

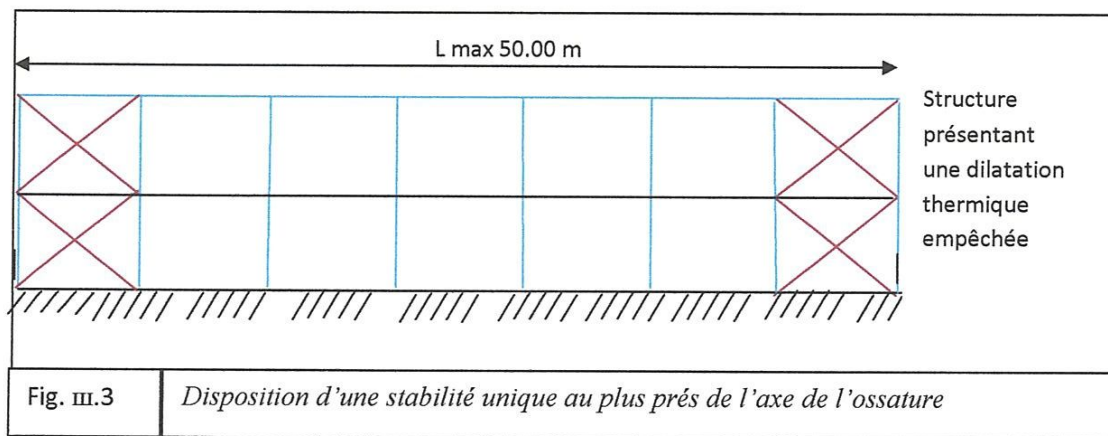
III.1.1-Dispositions des stabilités verticales des ossatures



III.1.2 -Disposition d'une stabilité unique à une extrémité



II.1.3-Disposition d'une stabilité unique au plus près de l'axe de l'ossature



III.1.4-Disposition d'une stabilité à chaque extrémité

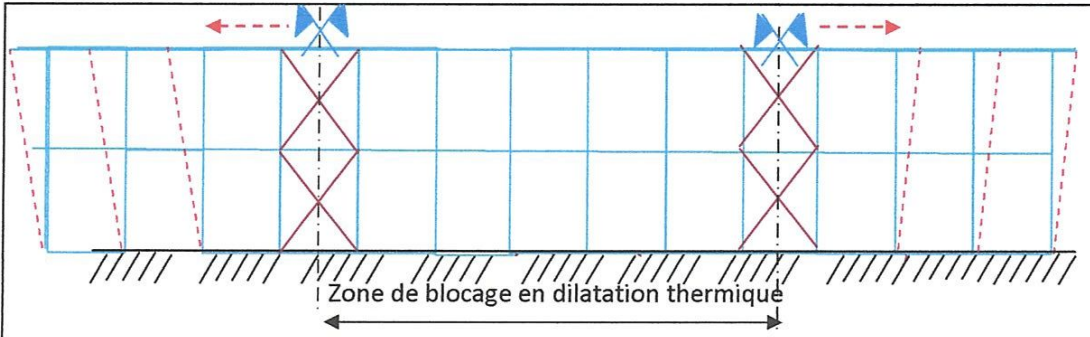


Fig. III.4 *Disposition d'une stabilité à chaque extrémité*

III.1.5-Disposition de plusieurs stabilités dans la longueur de l'ossature

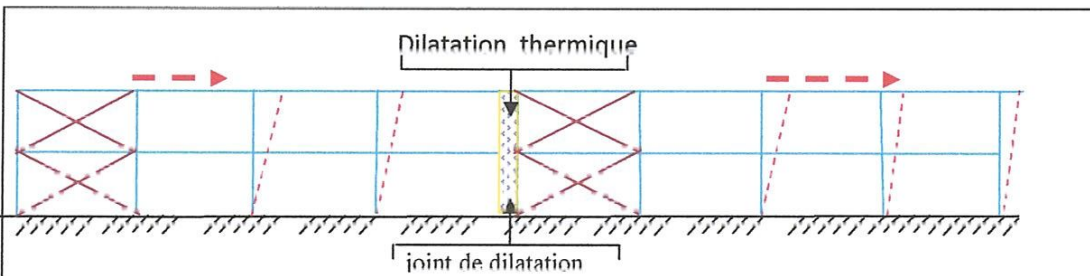


Fig. III.5 *Disposition de plusieurs stabilités dans la longueur de l'ossature*

III.1.6-ossature avec un joint de dilatation dispositions de la stabilité imposant un seul sens de dilatation thermique

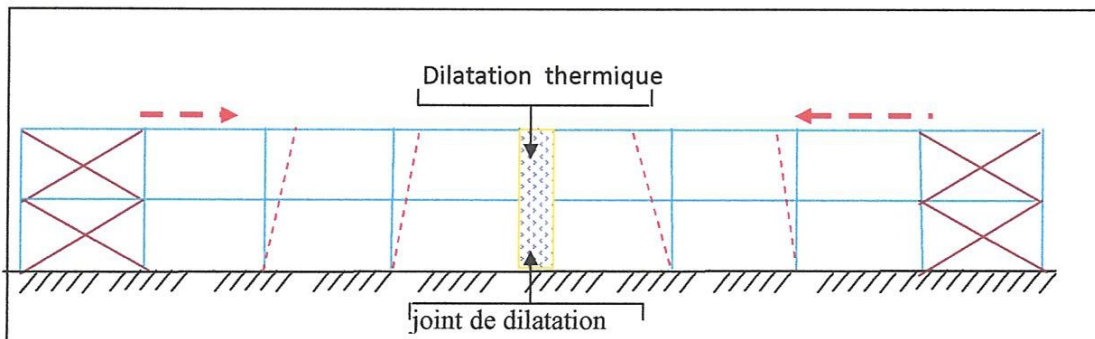
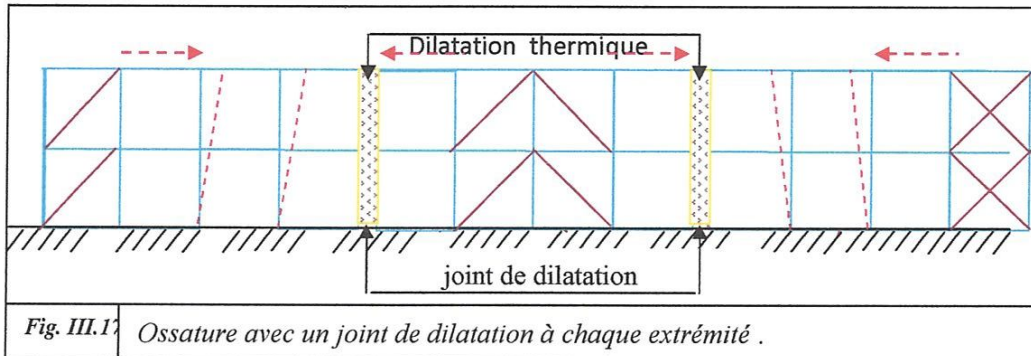


Fig. III.6 *ossature avec un joint de dilatation*

III.1.7-Ossature avec un joint de dilatation

dispositions des stabilité à chaque extrémité . imposant les dilatation thermique dans les deux sens.

Dispositions des stabilité dans une ossature comportant plusieurs joints de dilatation



III.2-PRINCIPAUX TYPES DE STABILITE VERTICALE [3]

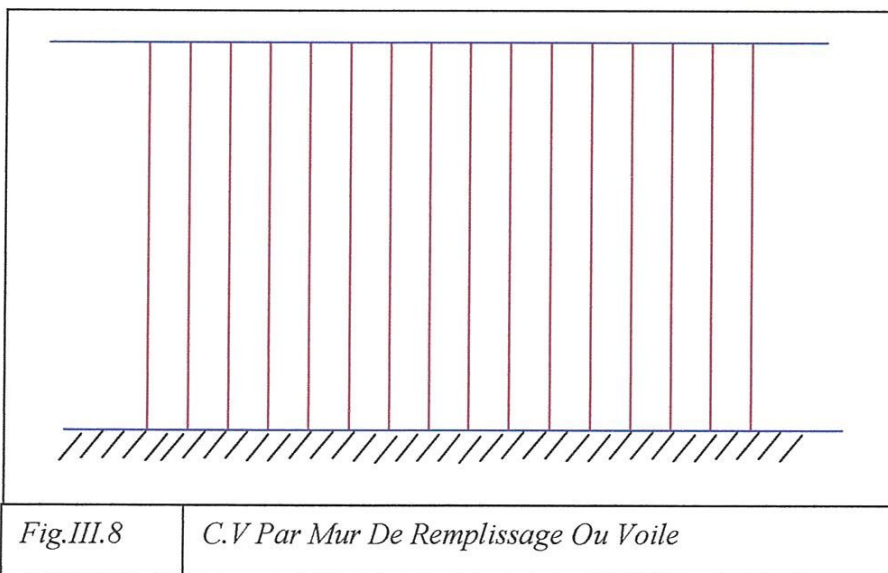
Les stabilité verticales peuvent être de forme très variées, en fonction du mode de résistance . de la conception , et des impératifs dimensionnels.

On rencontre généralement

III.2.1-Stabilité Par Mur De Remplissage Ou Voile :

La transmission des efforts se fait par cisaillement du mur

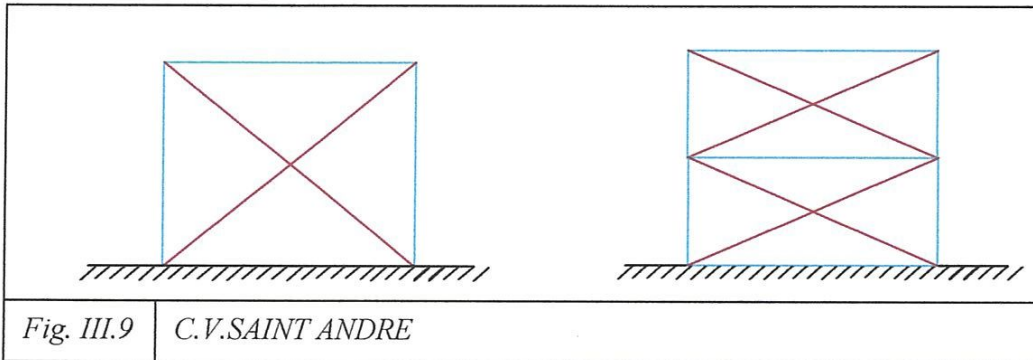
ou de la paroi porteuse.



III.2.2-Stabilité en x ou croix de saint André

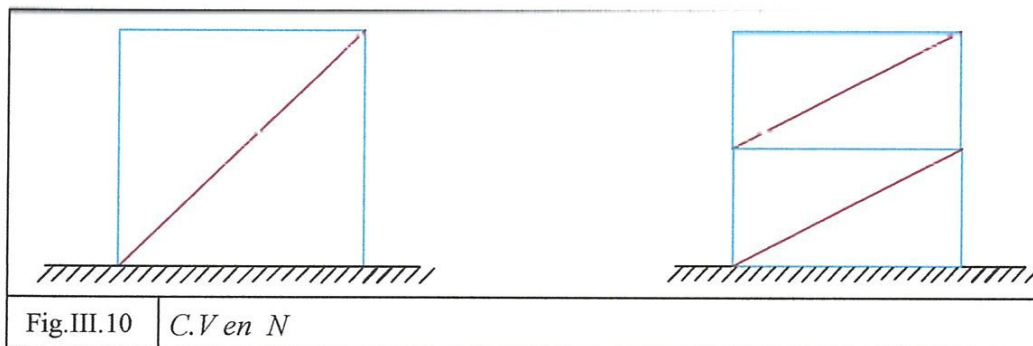
Type en stabilités très économiques en réalisation le dimensionnement s'effectue en négligeant les diagonales comprimées. On admet qu'elles flambent. Dans ce cas tous les efforts sont repris par les diagonales en traction. Il faut cependant veiller à ce que

l'élanement des diagonales. $\lambda = \frac{L}{r_{\min}}$ soit inférieure à 350



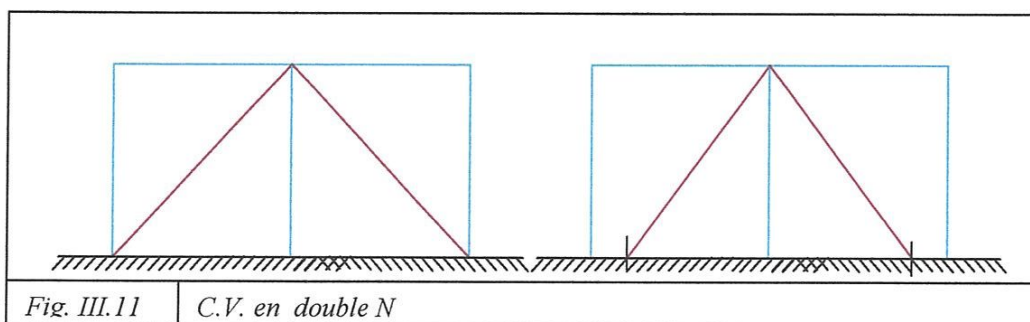
III.2.3 Stabilités à diagonales en N

les diagonales sont alternativement tendues ou comprimées, il faut donc les dimensionner au flambage



III.2.4 Stabilités à diagonales en double N

Les diagonales sont à la fois tendues et comprimées, on les dimensionne donc au flambage, « On pourrait ne faire travailler les diagonales qu'en traction, il faut dans ce cas dimensionner chaque diagonale en traction avec la totalité des efforts ».



III.2.5-Stabilités à diagonales en k

les diagonales sont à la fois Tendues et comprimées. On les dimensionne au flambage, mai ce type de stabilité offre l'avantage d'avoir des longueurs de flambement plus faibles.

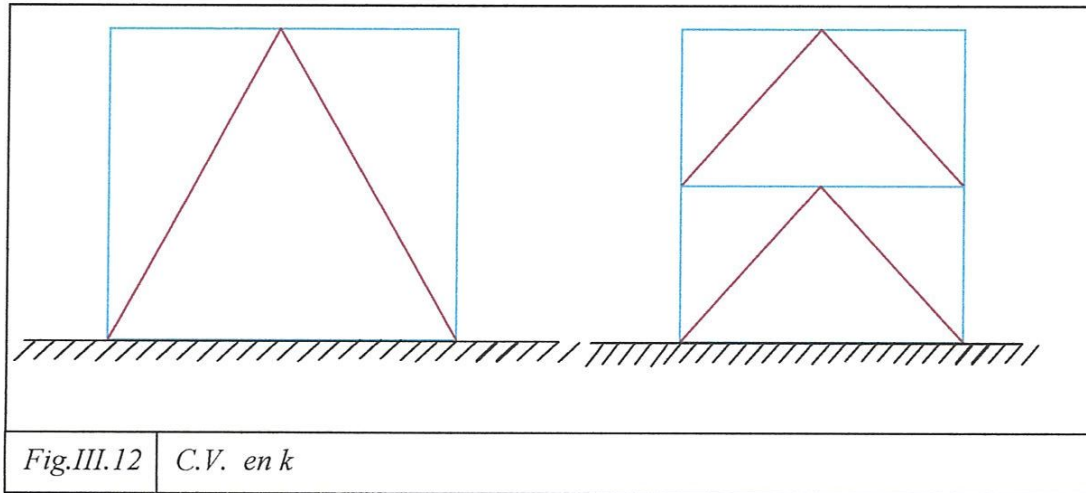


Fig.III.12 C.V. en k

III.3-RIGIDITE PAR PORTIQUE [3]

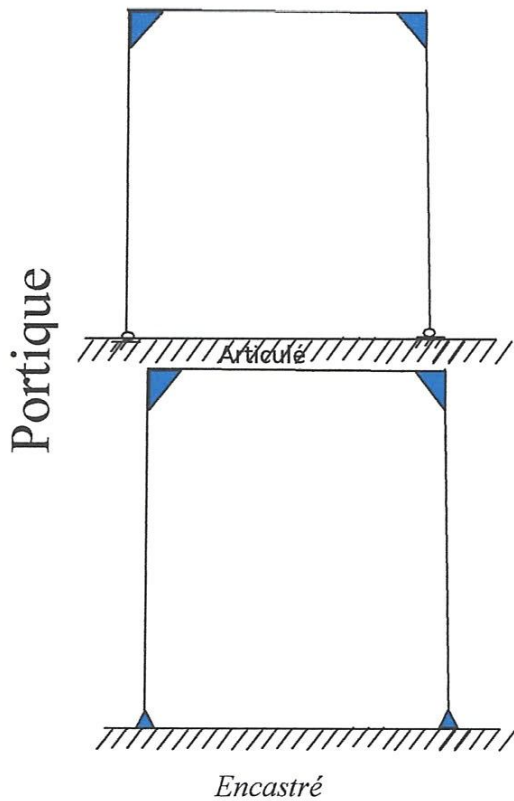


Fig. III.13

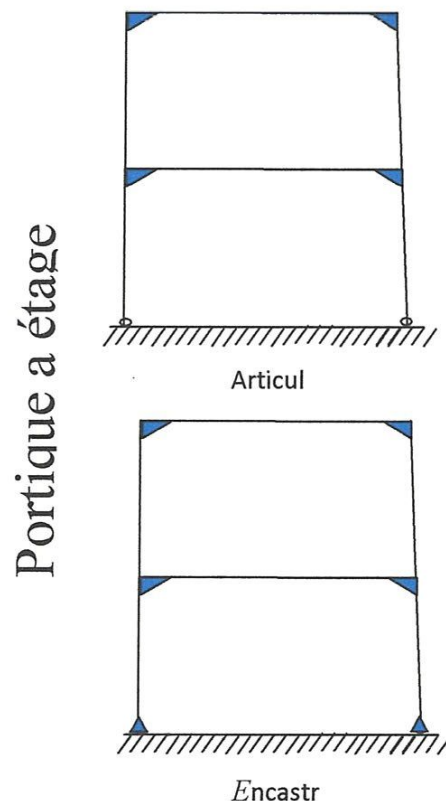
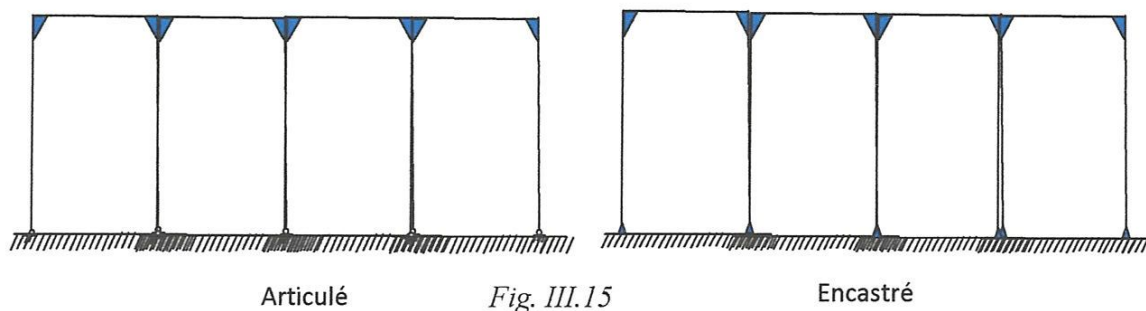


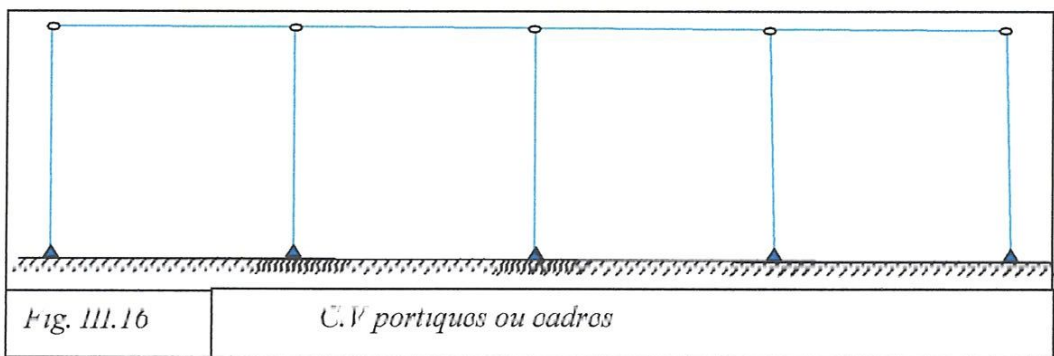
Fig. III.14



III.3.1-Portiques multiples

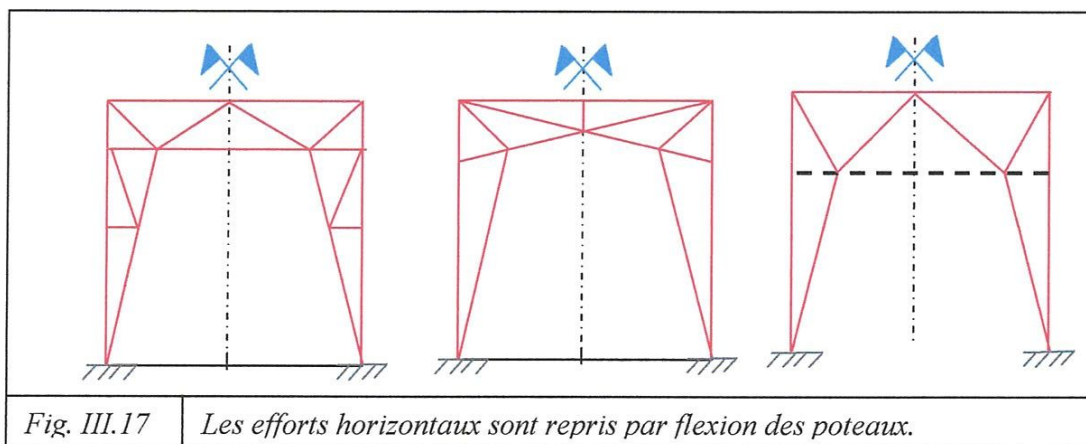
III.3.1.1-Stabilités par portiques ou cadres :

les efforts horizontaux sont repris par flexion des montants et des traverses, Ces types de stabilité offrent l'inconvénient d'avoir des déformations très souples.



III.3.1-2Stabilité par poteaux encastrés en pied

Les efforts horizontaux sont repris par flexion des poteaux.



III.3.1-3 Stabilités par portiques treillis
les efforts sont repris par l'ensemble des barres des treillis.

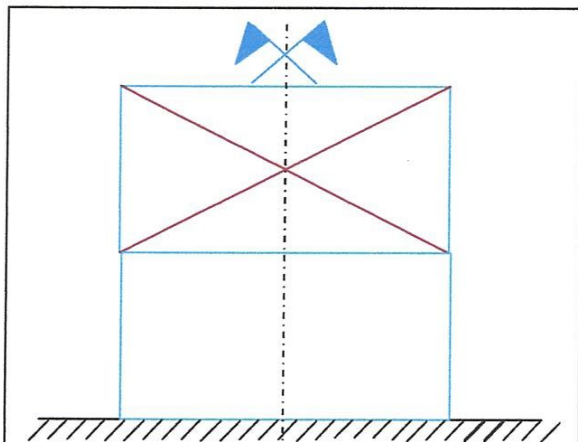


Fig. III.18 C.V par portiques treillis

III. 3-1-4 Stabilités par conception mixte,

-Stabilité par conception mixte résultant de la combinaison du différent type de stabilités

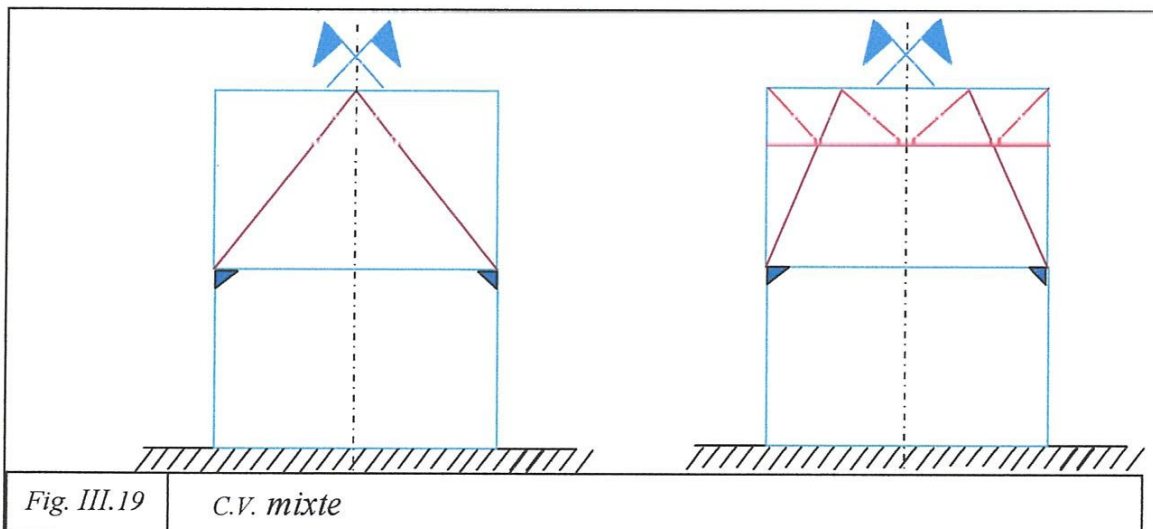
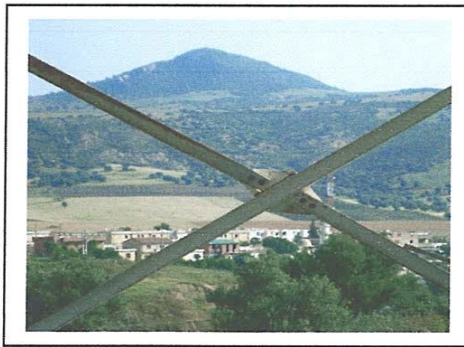


Fig. III.19 C.V. mixte

Photo.III.1 : d'un portique treillis et mixte_ de bâtiment administratif de GENDARMERIE de

M djaz -Amar –Guelma a le25-05-2011 a9H :02



III.4-CONCEPTION DES STABILITES VERTICALES (POUR LES CALCULES DES ATTACHES) [3]

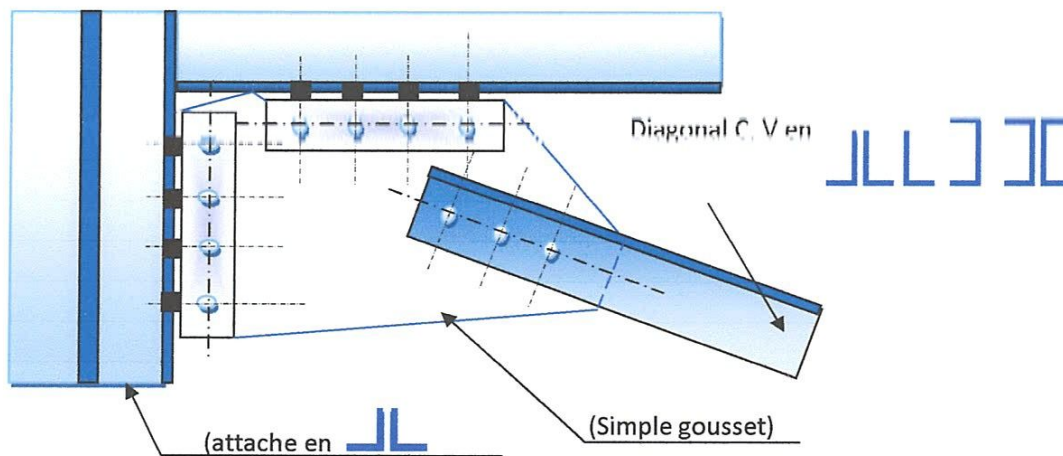


Fig. III.20 : Principe d'assemblage des barres diagonales dans les stabilités verticales .au doit d'un nœud de l'ossature principale .Avec diagonale en , L , L , C , C

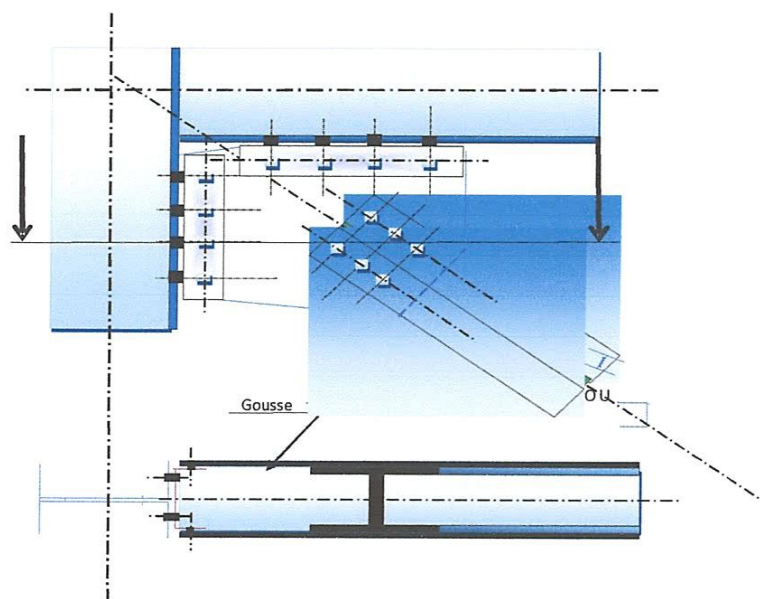


Fig. III.21: Principe d'assemblage des barres diagonales dans les stabilités verticales , au droit d'un nœud de l'ossature principale –Avec diagonale en (H)ou U.

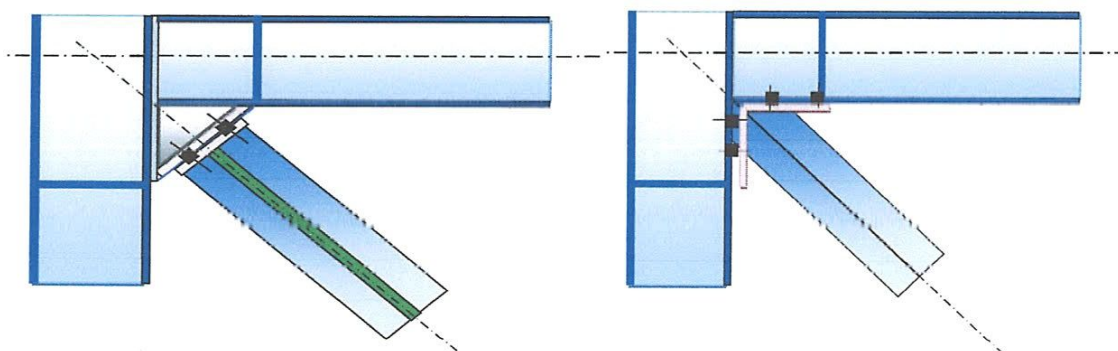


Fig. III. 22 :Ces deux exemple d'assemblage des diagonales imposent une grande précision d'exécution .ils offrent cependant l'avantage d'être pratiquement indéformables

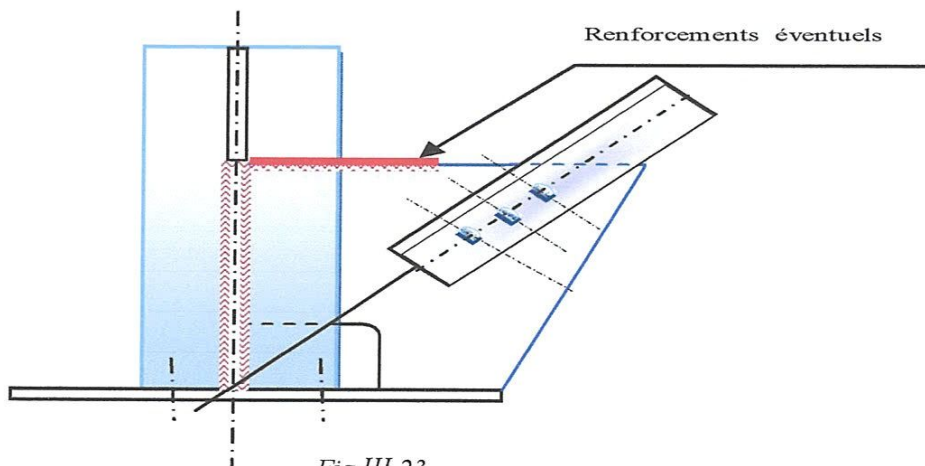


Fig.III.23

Fig.III.23 : Assemblage offrant une bonne transmission des composantes de l'effort dans la diagonale.

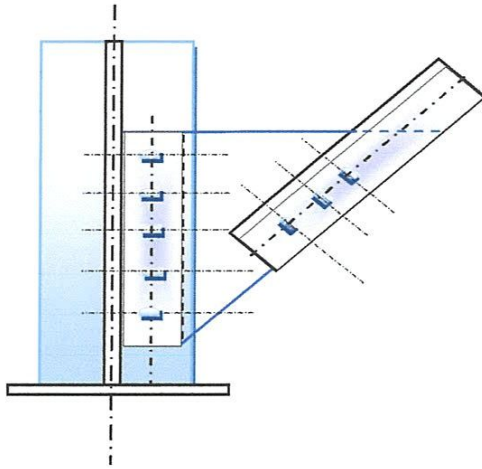


Fig.III.24

Fig.III.24 : Assemblage fragile il faut tenir compte des effets d'excentrement sur tous les éléments de l'attache.

✚ EXEMPLE D'ASSEMBLAGE DE DIAGONALE SUR EMBASE DES POTEAUX

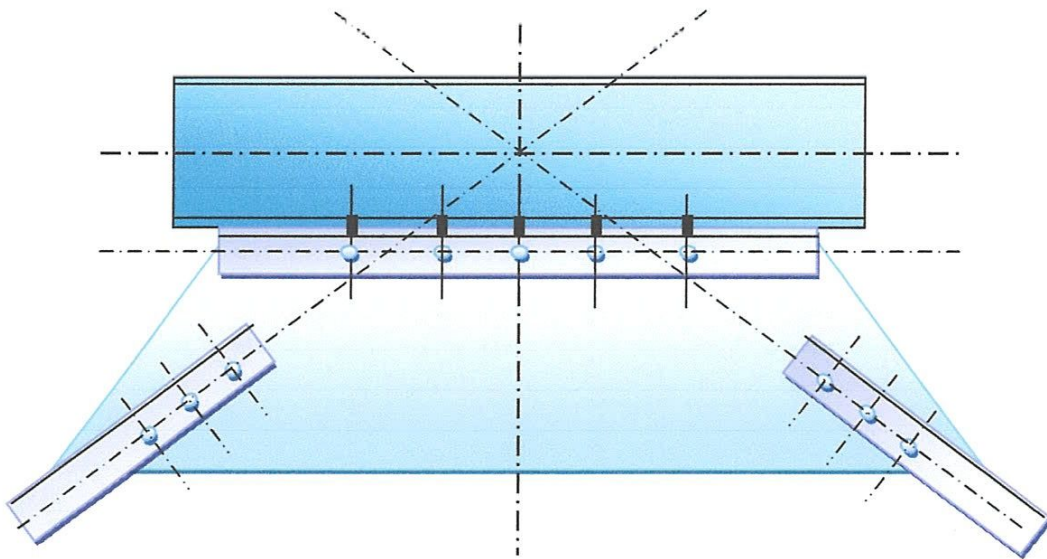


Fig.III.25

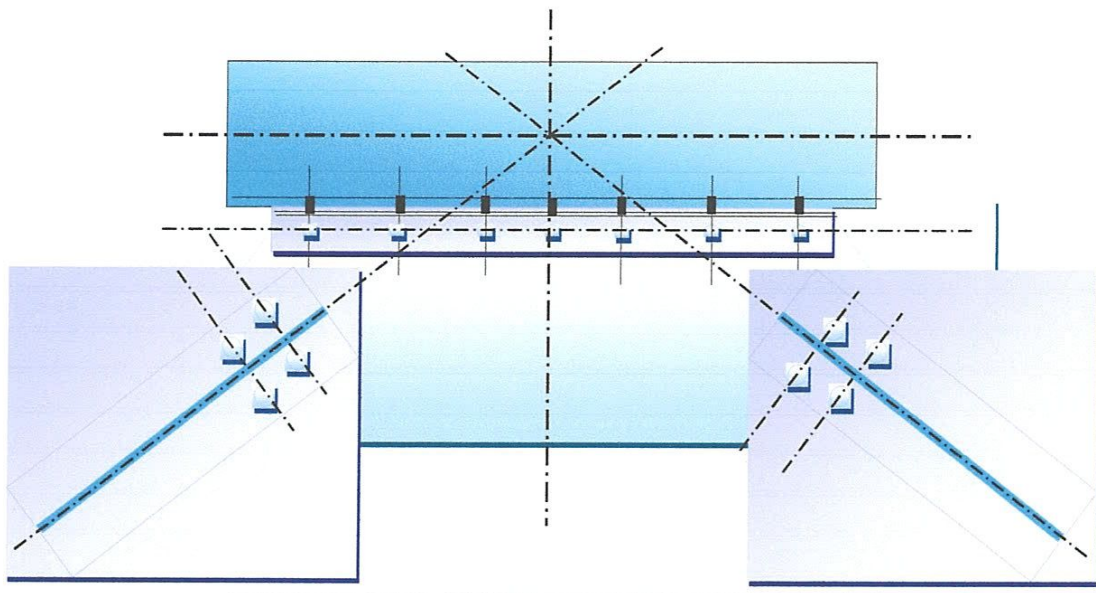


Fig.III.26

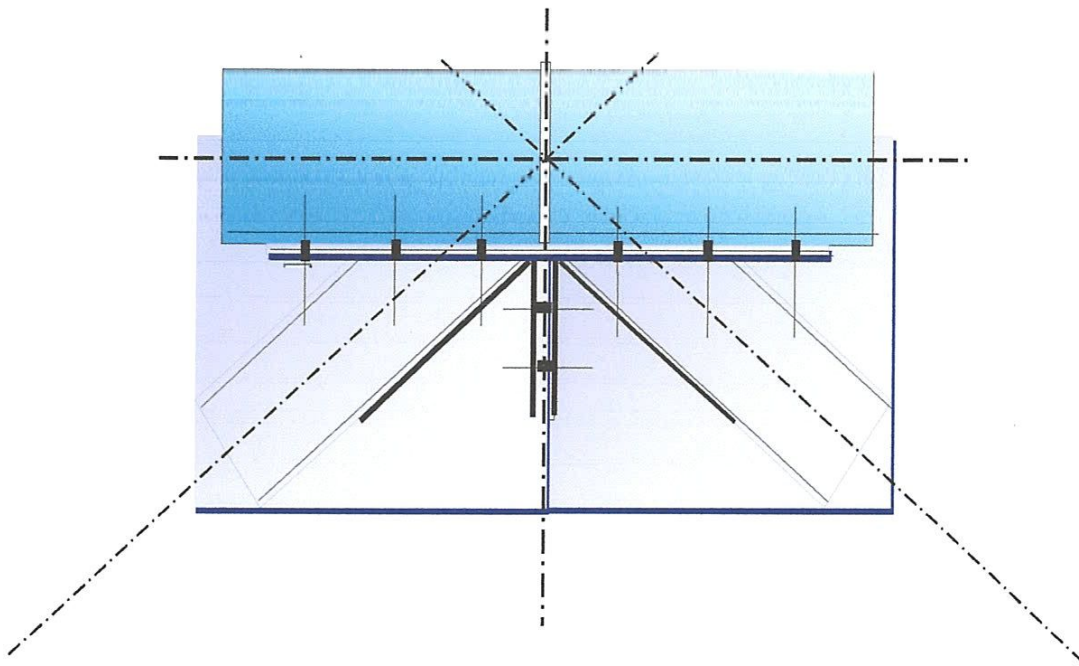
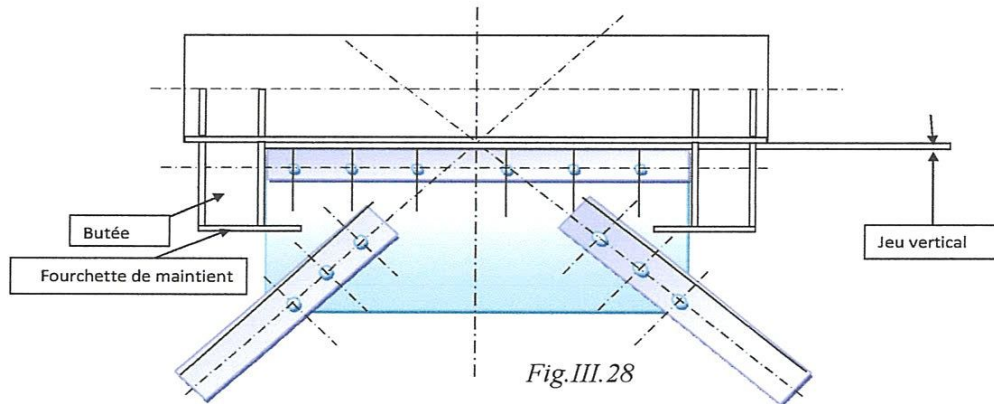


Fig. III.27

Assemblage de la figure III 28 demandant une grande précision en exécution

Exemple d'assemblage de jonction des diagonales avec traverses



Principe de jonction de diagonales en K permettant une liberté en déformation verticale de traverse. Les efforts horizontaux sont transmis par les butées. On réalise cet assemblage pour supprimer l'appui vertical de la traverse, mais il faut tenir compte dans le calcul de la traverse du moment secondaire de transmission des efforts horizontaux par les butées.

Remarque :

Concernant la conception des diagonales à linge d'épure brisée :

Dans l'exemple qui convient, lorsque la diagonale brisée doit transmettre un effort de compression le calcul de la longueur de flambement de référence s'obtient en cumulant les longueurs dépurées ; soit dans le cas de la figure $L^* = L_1 + L_2$. De plus il est très important que le gousset de liaison offre une rigidité suffisante pour transmettre l'effort de compression de la diagonale.

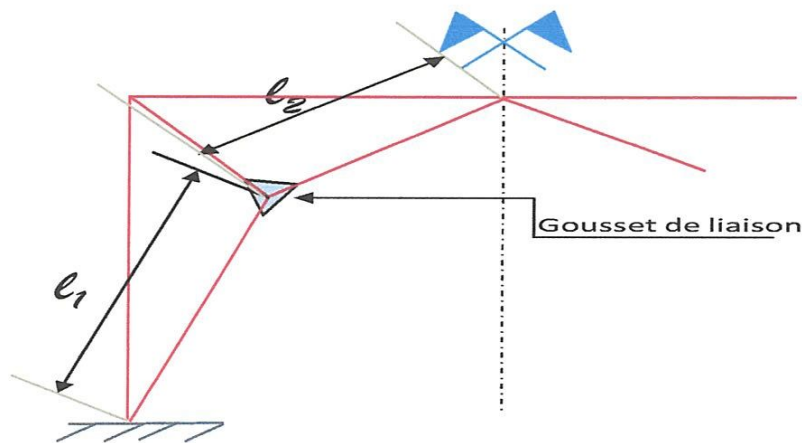


Fig. III.29

Dans certain cas de conception d'assemblage on se trouve dans obligation d'assurer le maintient de l'assemblage en ajoute une traverse comme indique dans le croquis ci après.

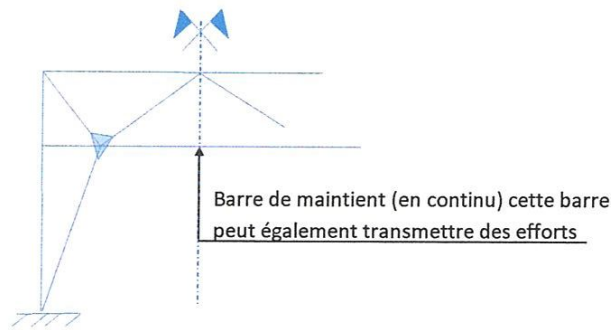


Fig. III.30

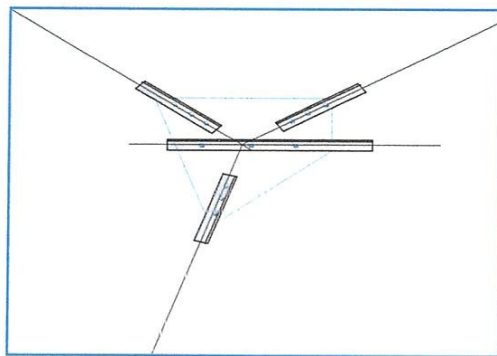


Fig. III.31

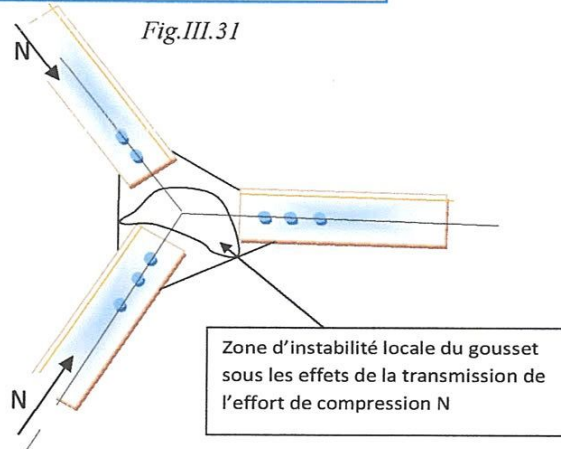


Fig. III.32

Cet assemblage est à prohibé – il ne peut transmettre que des efforts de traction

Assemblage admissible les deux goussets d'assemblage offrent une rigidité Suffisante hors du plan de l'assemblage

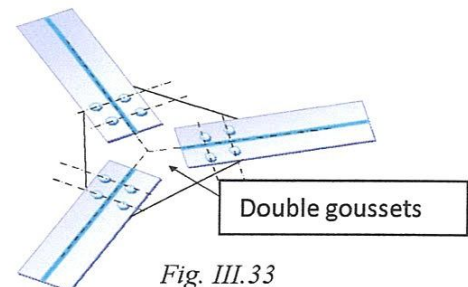
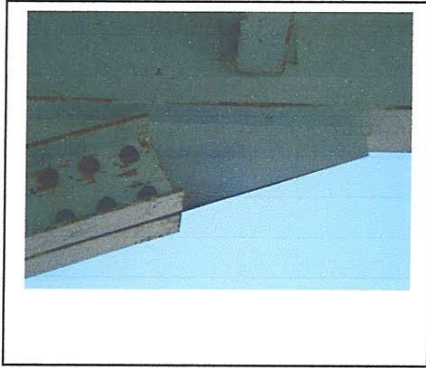


Fig. III.33

Photo III.2d'assemblage d'un portique de bâtiment administratif de GENDARMERIE de

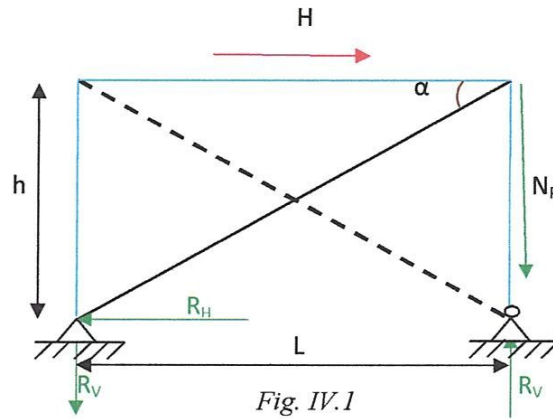
M djaz -Amar –Guelma a le25-05-2011 a9H :10



CHAPITRE IV

IV.1-CALCUL DES STABILITES PAR DIAGONALE TENDUE [3]

L'effort horizontal en pondéré dans le cas de la figure seule la diagonale tendue assure la stabilité.



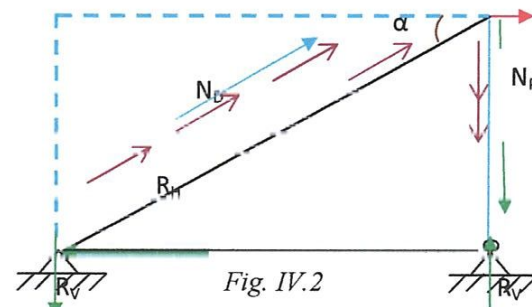
Trois cas peuvent se présente

- 1^{ere} cas
h applique au nœud la diagonale.

$$R_v = \pm \frac{H \cdot h}{l} \quad R_H = -H$$

$$N_D \text{ traction} = \frac{H}{\cos \alpha}$$

$$N_P \text{ compression} = R_v = \frac{H \cdot h}{l}$$



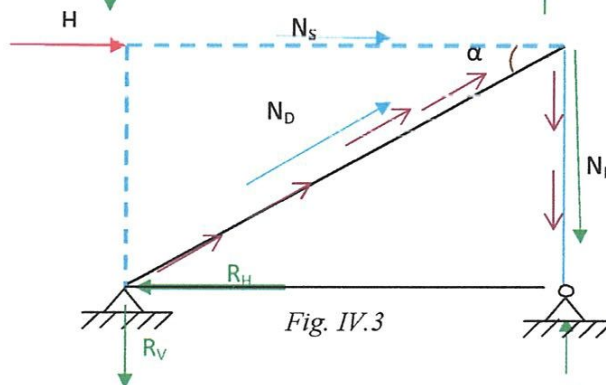
- 2^{eme} cas
H applique au nœud de la stabilité

$$R_v = \pm \frac{H \cdot h}{l} \quad R_H = -H$$

$$N_D \text{ traction} = \frac{H}{\cos \alpha}$$

$$N_P \text{ compression} = R_v = \frac{H \cdot h}{l}$$

$$N_S \text{ compression} = H.$$



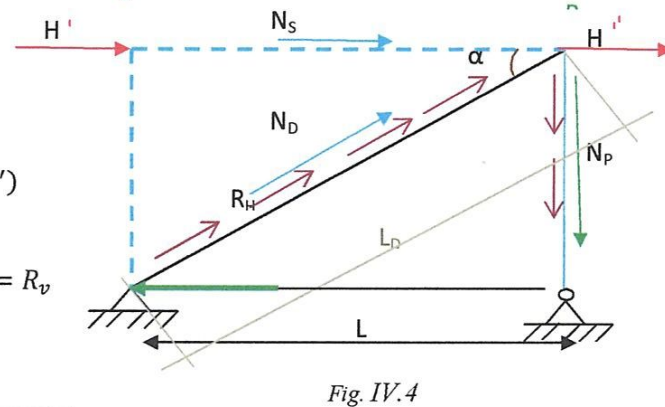
- 3^o cas :
H' applique au nœud de la sablière.
H'' applique au nœud de la diagonale.

$$R_v = \pm \frac{(H' + H'') \cdot h}{l} \quad R_H = (H' + H'')$$

$$N_D \text{ traction} = \frac{(H' + H'')}{\cos \alpha}, \quad N_P \text{ compression} = R_v$$

$$N_S \text{ compression} = H'$$

avec: $\cos \alpha = \frac{l}{l_D}$ et $l_D = \sqrt{l^2 + h^2}$



Remarque :

Stabilité avec diagonales en traction et compression.

On aura :

$$R_v = \frac{H \cdot h}{1} \quad R_H = -\frac{H}{2}$$

$$N_D = \pm \frac{H}{2 \cos \alpha} \quad \text{et} \quad N_p = \pm \frac{H \cdot h}{2l}$$

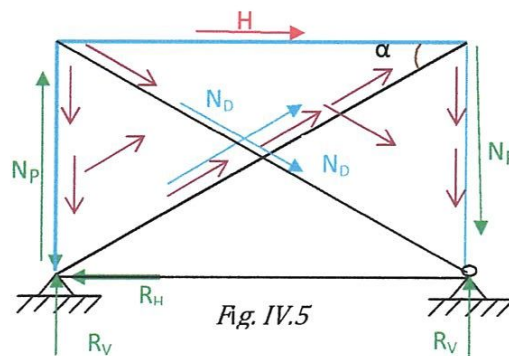


Fig. IV.5

IV.2-DIMENSIONNEMENT DES DIAGONALES TENDUES

On vérifie la contrainte σ

$$\sigma = \frac{N_D}{A_n} \leq \sigma_e$$

Dans le cas d'assemblage de diagonale en cornière L ou J L on vérifie :

$$\sigma = \frac{N_D}{0,8 \cdot A_n} \leq \sigma_e$$

le coefficient 0,8 tient compte de l'excentricité de la ligne d'inerte.

IV.2.1-Calcul Des Déformations Horizontales Des Stabilités a Diagonales Tendues

Calcul simplifié en négligeant la déformation verticale du montant de la stabilité.

Etant la déplacement horizontal de la stabilité

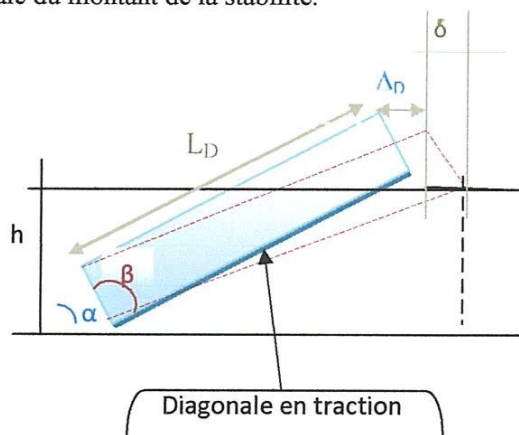


Fig. IV.6

Δ_D = allongement de la diagonale tendue.

On aura suivant un calcul simplifié

$$\delta = \frac{1}{\sin \beta} \cdot \frac{\Delta_D}{\epsilon}$$

Calcul des déplacements horizontaux des stabilités a diagonales tendues en tenant compte des déformations verticales des montants des stabilités

Deux cas peuvent se présenter :

★ 1°cas :

La diagonales n'est soumise a aucun effort seul le montant en compression se raccourcit. Il en résulte un déplacement horizontal du au changement géométrique de la stabilité.

★ 2° cas :

La diagonale ainsi que le montant sont soumis a la fois a un effort de traction et compression il en résulte un allongement de la diagonale et un raccourcissement du montant. Autorisant ainsi un déplacement horizontal.

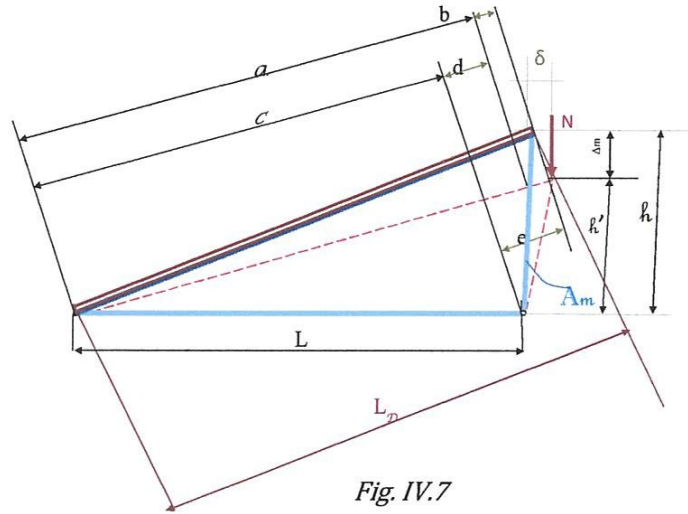


Fig. IV.7

Résolution dans le cas d'effort nul dans la diagonale :

Suivant la figure ci-avant nous :

$$l_D = \sqrt{l^2 + h^2}$$

Raccourcissement du montant : Δ_m

$$\Delta_m = \frac{N \cdot h}{E \cdot A_m} \quad h' = h - \Delta_m \quad e = \frac{h^2 + h'^2}{2 \cdot l_D} \quad c = l_D - e$$

$$e = \frac{h^2 + h'^2}{2 \cdot l_D} \quad c = l_D - e \quad d = \frac{h'^2 + e^2}{c} \quad a = c + d$$

$$b = e - d \quad \text{on en déduit:} \quad \delta = \frac{l \cdot b}{a}$$

IV.2.2-Exemple Numérique

$$l = 500 \text{ cm} \quad h = 350 \text{ cm} \quad N = 30 \text{ tonnes} \quad A_m = 43 \text{ cm}^2$$

$$l_D = \sqrt{500^2 + 350^2} = 610,33 \text{ cm.}$$

$$\Delta_m = \frac{30 \cdot 350}{2100,43} = 0,116 \text{ cm.} \quad h' = 350 - 0,116 = 349,884 \text{ cm.}$$

$$e = \frac{350^2 + 349,884^2}{2 \cdot 610,33} = 200,645 \text{ cm.} \quad c = 610,33 - 200,645 = 409,685 \text{ cm.}$$

$$d = \frac{349,884^2 + 200,645^2}{409,685} = 200,545 \text{ cm.} \quad a = 409,685 + 200,545 = 610,331 \text{ cm.}$$

$$\delta = \frac{500 \cdot 0,10}{610,331} = 0,082 \text{ cm.}$$

Remarque :

Dans le cas d'un effort de traction dans la diagonale, on effectue le même calcul en simplifiant la géométrie et en prenant pour :

$$l_D^* = l_D + \Delta l_D \quad \text{avec:}$$

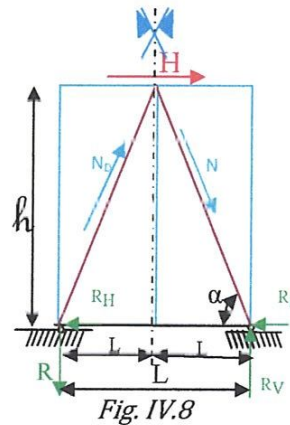
$$\Delta l_D = \frac{N_D + l_D}{E \cdot A_D}$$

IV.3-CALCUL DES STABILITES AVEC DIAGONALES EN K

Les diagonales travaillant a la fois en traction et compression. Connaissant l'effort tranchant horizontal sollicitant la stabilité on aura :

$$R_V = \pm \frac{H \cdot h}{L} \qquad R_H = -\frac{H}{2} \qquad N_D = \pm \frac{H}{2 \cos \alpha}$$

On détermine les diagonales généralement en prenant en compte l'effort de compression pour le flambement. Mais dans certains cas on doit généralement vérifier la diagonale tendue en prenant en compte sa section nette.



On procède de même dans le cas de plusieurs treillis en K exemple la figure ci-contre.

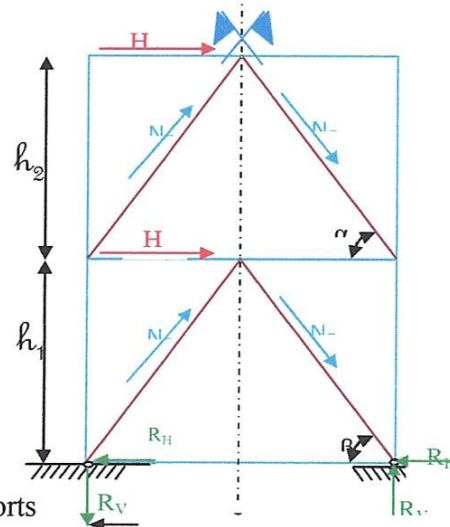
On aura : h H N_D R_H R_V α $1/2$ l

$$R_V = \pm \frac{[H_2 \times (h_2 + h_1)] + (H_1 \times h_1)}{L}$$

$$R_H = -\frac{H_2 + H_1}{2}$$

$$N_{D_2} = \pm \frac{H_2}{2 \cos \alpha}$$

$$N_{D_1} = \pm \frac{H_2 + H_1}{2 \cos \beta}$$



On peut également procéder à la détermination des efforts

dans les barres par des méthodes graphiques.

IV.3.1-Calcul Des Déformations Horizontales Des Stabilité Avec Treillis A Diagonales En K.

Exemple de calcul de déplacement horizontal d'une stabilité verticale avec treillis en K par théorème de « MAXWELL ».

En prenant pour H une charge H unité =1t on écrit :

$$\delta = \sum_{i=1}^n \frac{N_i^2 \cdot l_i}{E \cdot A_i}$$

Avec :

N_i =effort dans la barre (i) du la force unité H

A_i = Aire de la section de la barre (i).

l_i = Longueur de la barre (i).

IV. 3.2-Exemple Numérique

$$h_1 = h_2 = 450\text{cm} \quad l = 700\text{cm} \quad \frac{l}{2} = 350\text{cm}.$$

$$l_9 = l_{10} = l_{11} = l_{12} = 570,09\text{cm}$$

$$A_1 = A_2 = A_3 = A_4 = 140\text{cm}^2$$

$$A_5 = A_6 = A_7 = A_8 = 35\text{cm}^2$$

$$A_9 = A_{10} = A_{11} = A_{12} = 30\text{cm}^2$$

Pour $H^* = 1\text{t}$ on aura suivant le calcul d'équilibre des efforts aux nœuds.

(-) Compressions $\alpha = 52,13^\circ$

(+)Traction $\cos \alpha = 0,614$.

Nœud B

$$N_1 = \frac{1 * (450 + 450)}{2 * 700} = +0,625 \quad N_2 = 0 \quad , \quad N_5 = \frac{1}{2} = -0,5 \quad , \quad N_9 = \frac{0,5}{0,614} = +0,814$$

Nœud I

$$N_{11} = +\frac{1}{2 * 0,614} = +0,814 \quad , \quad N_7 = N_8 = 0 \quad , \quad N_{12} = +\frac{1}{2 * 0,614} = -0,814$$

Nœud G

$$N_5 = -\frac{1}{2} = -0,5 \quad , \quad N_6 = +0,5 \quad , \quad N_9 = +0,814 \quad , \quad N_{10} = -0,814$$

Nœud E

$$N_3 = -0,625 \quad , \quad N_4 = 0 \quad , \quad N_{10} = -0,814$$

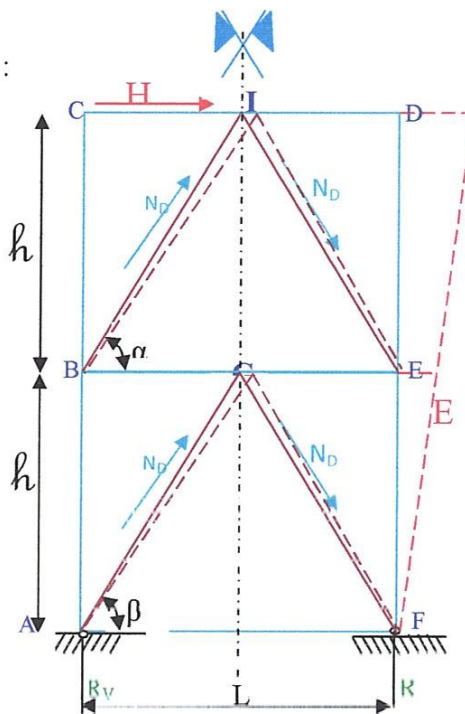


Fig. IV.10

On pourra effectuer le calcul de δ sous forme du tableau suivant:

Avec $H^*unitaire=1t$

$$\delta = \sum_i \frac{N_i^2 \times l_i}{E A_i}$$

TABLEAU. IV.1 : la somme des forces dans les barres

I	N_i	A_i cm	l_i cm	$\frac{N_i^2 \cdot l_i}{A_i}$
1	+0,625	140	450	1,256
2	0	140	450	0
3	-0,625	140	450	1,256
4	0	140	450	0
5	-5,00	35	350	2,500
6	+5,00	35	350	2,500
7	0	35	350	0
8	0	35	350	0
9	+0,814	30	570,09	12,591
10	-0,814	30	570,09	12,591
11	+0,814	30	570,09	12,591
12	-0,814	30	570,09	12,591
Σ				57,876

avec : $H^*unitaire = \frac{57,876}{2100} = 0,0276cm.$

Si dans notre exemple la force $H=4t$ par exemple la déformation en tête de la stabilité sera de $\delta_{H=4} = 4 \times 0,0276 = 0,1102cm.$

IV.4-CALCUL DES STABILITES VERTICALES PAR PORTIQUE EN TREILLIS

IV.4.1- Exemple De Résolutions Graphiques

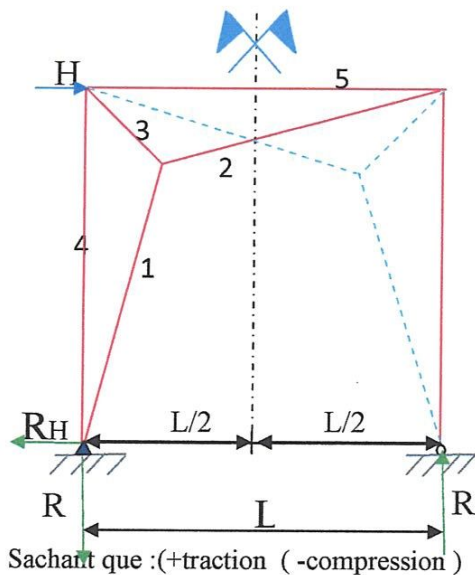


Fig. IV.11

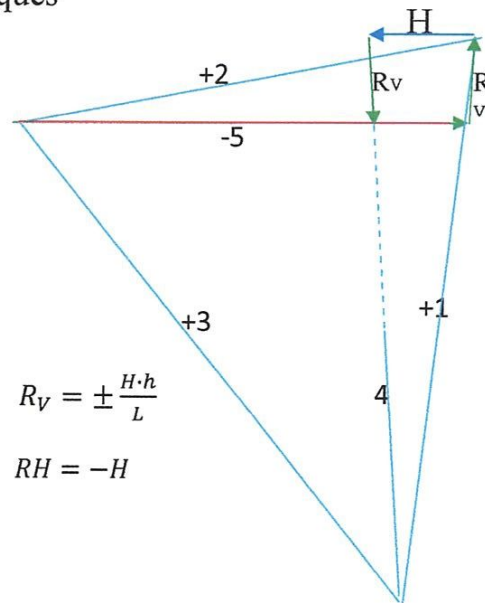


Fig. IV.12

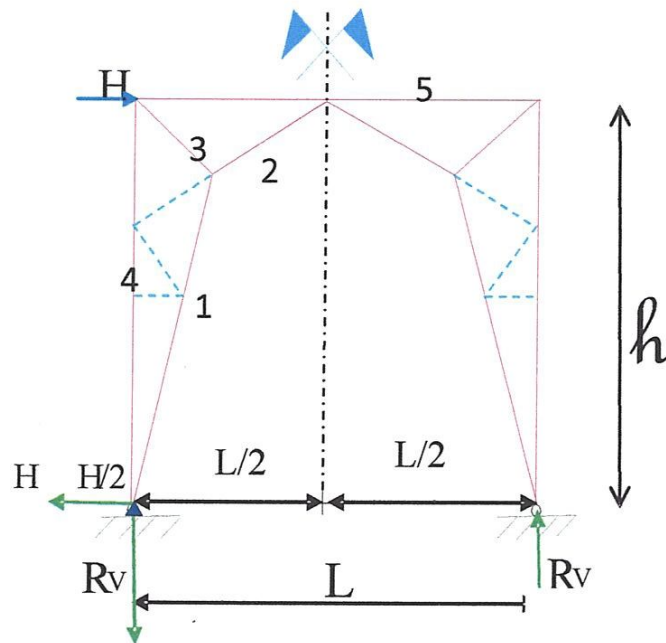


Fig. IV.13

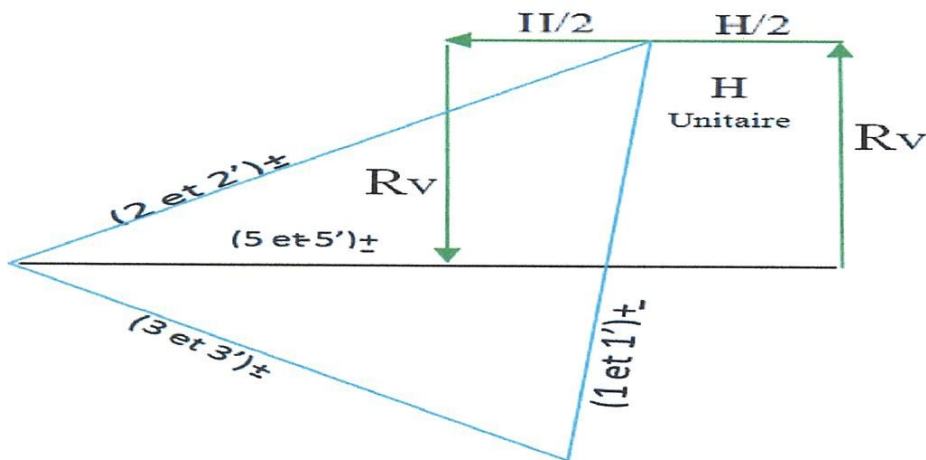


Fig. IV.14

Remarque 5

Seules sont prises en compte les diagonales tendues de la stabilité. Les résolutions graphiques ont l'avantage de donner avec une précision acceptable la répartition des efforts dans les stabilités avec treillis. De plus la résolution graphique permet de contrôler rapidement l'équilibre des efforts aux nœuds. Le calcul des déformations horizontales peut s'effectuer par application de la théorie du potentiel élastique de déformation au des travaux virtuels.

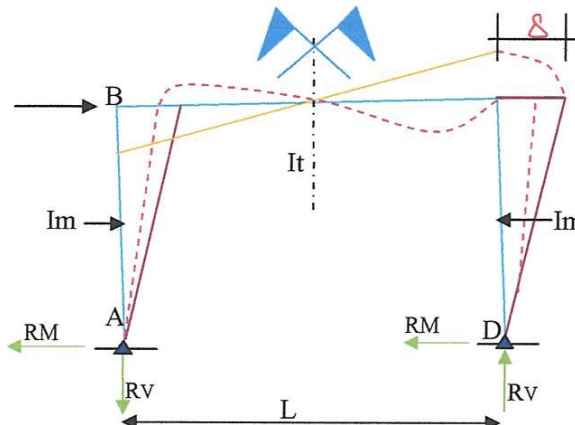
IV.5-CALCUL DES STABILITES VERTICALES PAR PORTIQUES CADRES

IV.5-1 Cadre Articule Au Sol

$$R_v = \pm \frac{H \cdot h}{1} \quad R_H = -\frac{H}{2}$$

$$K = \frac{I_t \cdot h}{I_m \cdot l}$$

$$M_B = M_c = \pm \frac{H \cdot h}{2}$$



Déformation horizontale : $\delta = \frac{H \cdot h^3}{12 \cdot E I_m} + \left(\frac{2+5k}{k} \right)$

$$R_{HD} = -\frac{M_c}{h}$$

$$R_v = \pm \frac{q_H \cdot h^2}{2l}$$

$$R_{HA} = -(q_H \cdot h - R_{HD})$$

$$K = \frac{I_b}{I_m} + \frac{h}{l}$$

$$M_B = \frac{q_{11} h^2}{4} \left(-\frac{K}{2N} + 1 \right)$$

$$M_c = \frac{q_H \cdot h^2}{4} \left(-\frac{K}{2N} - 1 \right)$$

$$N = 2K + 3$$

Fig. IV.15

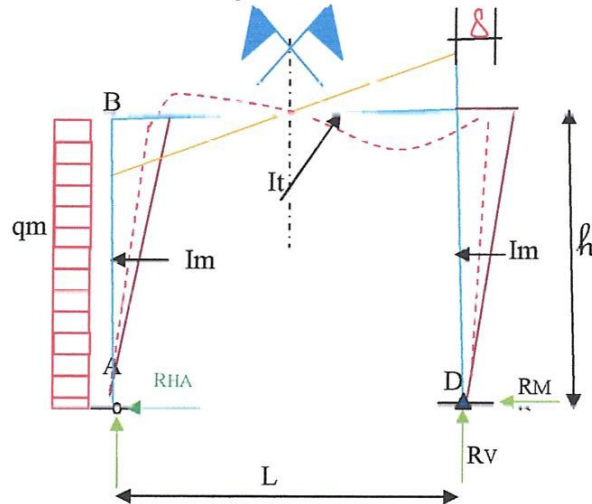


Fig. IV.16

Déformation horizontale : $\delta = \frac{q_H h^2}{48 E I_m} \left(\frac{2+5K}{K} \right)$

IV.5.2- Portique en castre au sol

$$R_H = -\frac{H}{2}$$

$$R_v = \pm \frac{2M_B}{l}$$

$$M_A = M_D = \pm \frac{H \cdot h}{2} \cdot \frac{3K + 1}{N_2}$$

$$M_B = M_c = \pm \frac{H \cdot h}{2} + \frac{3K}{N_2}$$

$$K = \frac{I_t}{I_m} \cdot \frac{h}{l}$$

$$N_2 = 6K + 1$$

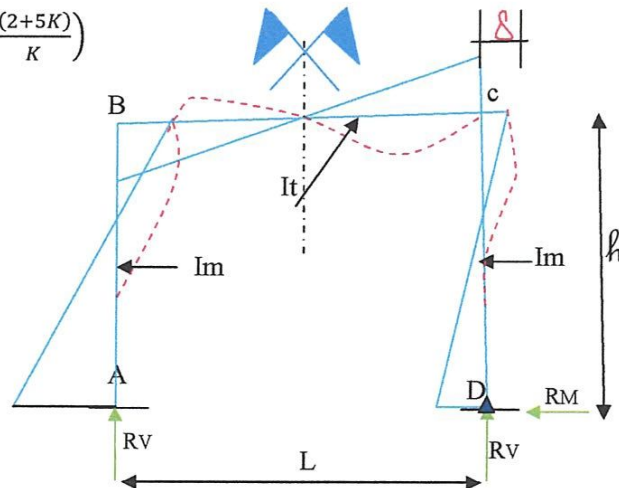


Fig. IV.17

Déplacement horizontal : $\delta = \frac{H \cdot h^3}{12 E I_m} \left(\frac{3K+2}{6K+1} \right)$

$$R_v = \pm \frac{q_H h^2 k}{l H_2}$$

$$R_{HD} = \frac{q_H h (2K + 3)}{8N_1}$$

$$R_{HA} = -(q_H \cdot h - R_{HD})$$

$$M_A = \frac{q_H h^2}{4} \left(-\frac{K + 3}{6N_1} - \frac{4K + 1}{N_2} \right)$$

$$M_D = \frac{q_H \cdot h^2}{4} \left(-\frac{K + 3}{6N_1} + \frac{4K + 1}{N_2} \right)$$

$$M_B = \frac{q_H \cdot h^2}{4} \left(-\frac{K}{6N_1} + \frac{2K}{N_2} \right)$$

$$M_c = \frac{q_H \cdot h^2}{4} \left(-\frac{K}{6N_1} + \frac{2K}{N_2} \right)$$

$$K = \frac{I_t}{I_m} \cdot \frac{h}{l} \quad N_1 = K + 2 \quad N_2 = 6K + 1$$

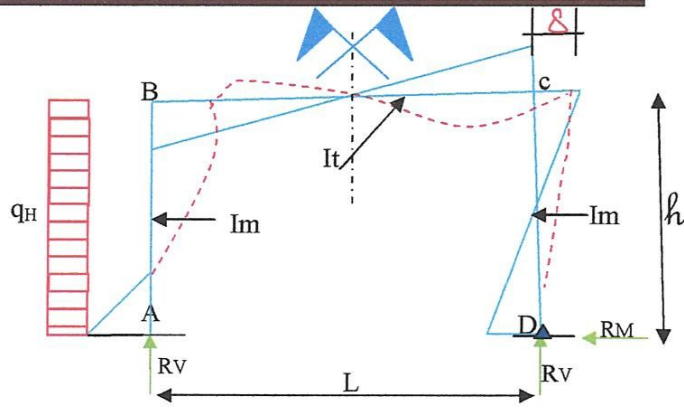


Fig. IV.18

Déplacement horizontal :
$$\delta = \frac{q_H \cdot h^4}{48EI_m} \left(\frac{6K+3}{6K+1} \right)$$

IV.6-CALCUL DU SYSTEME DE STABILITE VERTICALE PAR ENCASTREMENT DES MONTANTS EN PIED ET ARTICULATION DES SABLIERES

Il n'y a pas dans ce cas de réactions verticales

n : étant le nombre de montant

Montant d'encastrement de chaque montant

$$R_H = -\frac{H}{h}$$

$$M = \frac{H \cdot h}{n}$$

Déplacement horizontal :

$$\delta = \frac{H \cdot h^3}{3n \cdot EI_m}$$

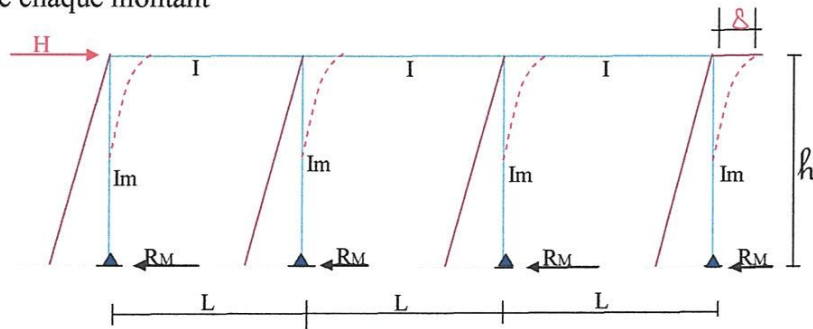


Fig. IV.19

Remarque:

Dans le cas d'inerties différents des montants comme par exemple la fig. ci -contre. Dans ce cas il suffit d' écrire que le déplacement horizontale de l'ensemble de la tête des poteaux est égale

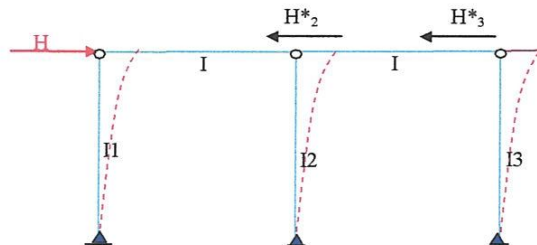


Fig. IV.20

-Pour le montant (1) il résulte de H et de la somme de H₂* et H₃* pour les montants(2)et (3)ils résulte respectivement des efforts H₂* et H₃* appliqués a ces montant .

On écrire donc : $\delta_1^* \times H - (H_2^* + H_3) = \delta_2^* \cdot H_2^* = \delta_3^* \cdot H_3^*$

δ_1^* : déplacement dû a une force unité applique en tête de poteaux (i)

-Ces équations donnent H₂* et H₃*, d'où l'on déduit les moments d'encastrement de chaque montant.

IV.7-CALCULE DES STABILITES VERTICALES PAR SEMI PORTIQUE ARTICULE

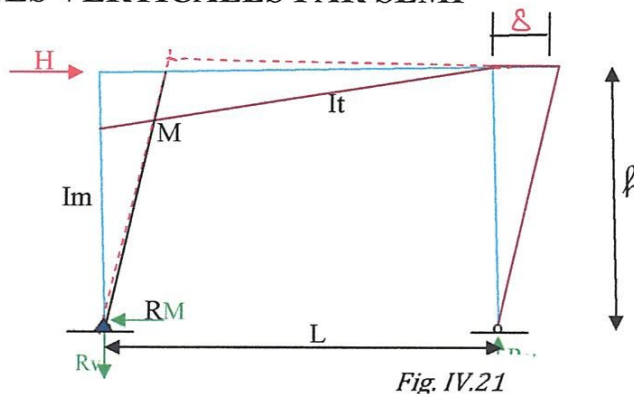
$$R_H = \frac{H \cdot h}{l}$$

$$R_H = -H$$

$$M = H \cdot h, \quad k = \frac{I_t}{I_m} \cdot \frac{h}{l}$$

Déplacement horizontal :

$$\delta = \frac{H \cdot h^2 \cdot l}{3 \cdot E \cdot I_t} (k + 1)$$



IV.8-CALCUL DE LA STABILITE VERTICAL PAR CONTRE-FICHE

1) Encastre

$$R_H = -\frac{H}{2}$$

$$k = \frac{h_1}{l} \cdot \frac{I_t}{I_m}$$

$$M_B = M_E = \frac{H \cdot h_1}{2}$$

$$M_C = M_D = \frac{H \cdot h_2}{2l}$$

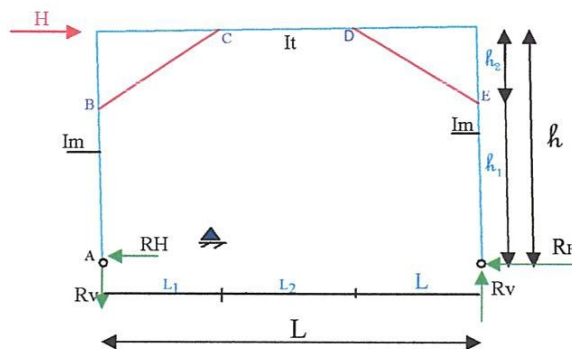


Fig. IV.22

2) Articlier

$$R_v = \pm \frac{H \cdot h + 2M_A}{l}$$

$$R_H = -\frac{H}{2}, \quad k = \frac{h_1}{l_2} \cdot \frac{I_t}{I_m}$$

$$M_A = M_F = -\frac{H \cdot h_1}{2} \times \frac{3K + \left(\frac{l_2}{l}\right)^2 \cdot \left(\frac{h}{h_1}\right)}{6k + \left(\frac{l_2}{l}\right)^2}$$

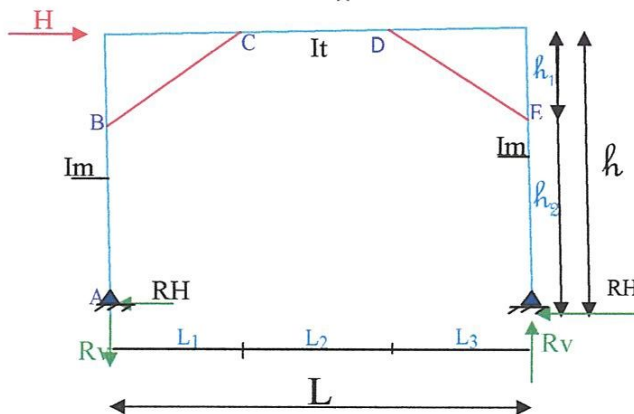


Fig. IV.23

Si : $K > 1 M_A \neq \frac{H \cdot h_1}{4}$

$$M_B = M_E = \frac{H \cdot h_1}{2} + M_A, \quad M_C = -M_D = \left(\frac{H^2 \cdot h_1}{2} + M_A\right) \cdot \frac{l_2}{l}$$

IV.9-CALCUL DES STABILITES VERTICALE PAR PORTIQUES MULTIPLES

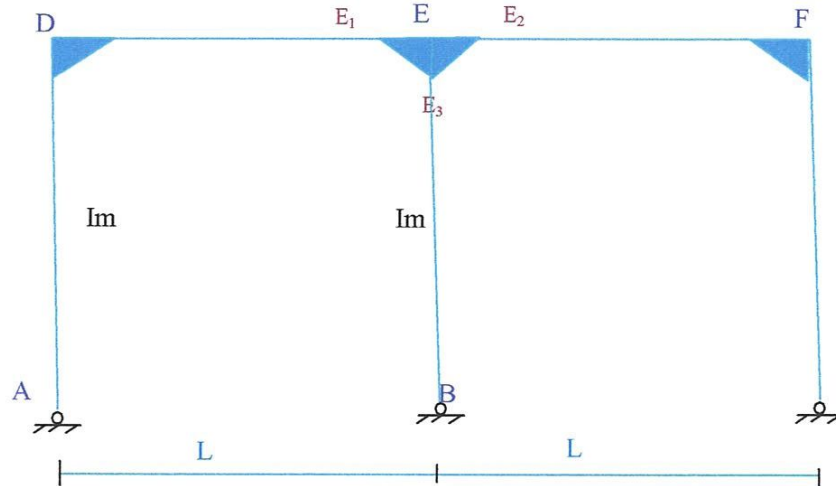


Fig. IV.24

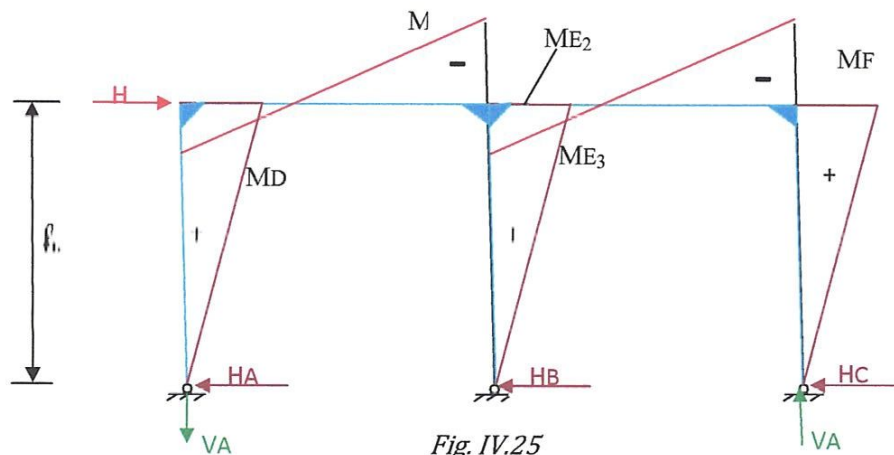


Fig. IV.25

En fonction de K les valeurs du tableau pour le calcul des moments sont a multiplies par (H. h) en affectant les moment de leurs signes.

IV.9.1-Exemple Numérique

* 1^{ere} Cas

$$I_m = 16000 \text{ cm}^4 \quad I_t = 12000 \text{ cm}^4 \quad h = 6 \text{ m} \quad H = 400 \text{ kg}$$

$$k = -\frac{12000 \cdot 6}{16000 \cdot 6} = 0.75$$

$$M_D = 0,2857 \cdot 4000 \cdot 6 = 6856.8 \text{ kg.m} \Leftrightarrow M_D = \pm 6856.8 \text{ kg.m}$$

$$M_{E1} = -(0,2143 \cdot 4000 \cdot 6) = -5143.20 \text{ kg.m} \Leftrightarrow M_{E1} = M_{E2} = -5143.20 \text{ kg.m}$$

$$M_{E3} = -M_{E1} + M_{E2} = 5143,20 \cdot 2 = +10286,40 \text{ kg.m}$$

$$H_A = H_C = -\frac{6856.8}{6 \cdot 2} = -1148,8 \text{ kg}$$

$$H_B = -\frac{M_{E3}}{h} = -\frac{10286,40}{6} = -1714,4\text{kg}$$

$$V_A = -\frac{6856,8 + 5143,2}{6 * 2} = -2000\text{kg.} \quad \Rightarrow V_C = -V_A = -2000\text{kg} \quad \text{et} \quad V_B = 0$$

TABLEAU IV.2 calcule les moments en fonction de K

M_{E1}	M_{E2}	k	M_D, M_F
0,2460		0,05	0,540
0,2424		0,10	0,2576
0,2361		0,20	0,2639
0,2308		0,30	0,2707
0,2293		0,33	0,2738
0,2262		0,40	0,2778
0,2222		0,50	0,2813
0,2188		0,60	0,2857
0,2143		0,75	0,2917
0,2083		1,00	0,2963
0,2037		1,25	0,3000
0,2000		1,50	0,3056
0,1944		2,00	0,3095
0,1905		2,50	0,3125
0,1875		3,00	0,3148
0,1852		3,50	0,3167
0,1831		4,00	0,3194
0,1806		5,00	0,3199
0,1786		6,00	0,3214

En fonction de K les valeurs du tableau pour le calcul des moment sont a multiplies par (H . h) en affectant les moment de leurs signes.

✱ 2^{eme} Cas

$$I_m = 16000\text{cm}^4 \quad I_t = 12000\text{cm}^4 \quad h = 6\text{m} \quad H = 5000\text{kg}$$

$$k = -\frac{12000 * 6}{16000 * 6} = 0.75$$

$$M_1 = \pm 6249\text{kg.m}$$

$$M_{G2} = 5001\text{kg.m}$$

$$M_E = 0,2083 * 5000 * 6 = 6249\text{kg.m} \Rightarrow M_E = 6249\text{kg.m}$$

$$M_{F1} = -(0,1667 * 5000 * 6) = -5001\text{kg.m} \quad \Rightarrow M_{F1} = -5001\text{kg.m}$$

$$M_{F2} = (0,1250 * 5000 * 6) = 3750\text{kg.m} \quad \Rightarrow M_{F2} = 3750\text{kg.m}$$

$$M_{F3} = -M_{G3} = 5001 + 22750 = 8751\text{kg.m}$$

$$H_A = H_D = -\frac{6249}{6} = -1041\text{kg} \quad H_B = H_C = -\frac{M_{F3}}{h} = -\frac{8751}{6} = -1458\text{kg}$$

$$V_A = -\frac{6249 + 5001}{6} = -1875\text{kg.} \quad V_B = 1875 - \frac{2 * 3750}{6} = +625\text{kg}$$

$$V_D = +1875\text{Kg}$$

$$V_c = -625\text{kg}$$

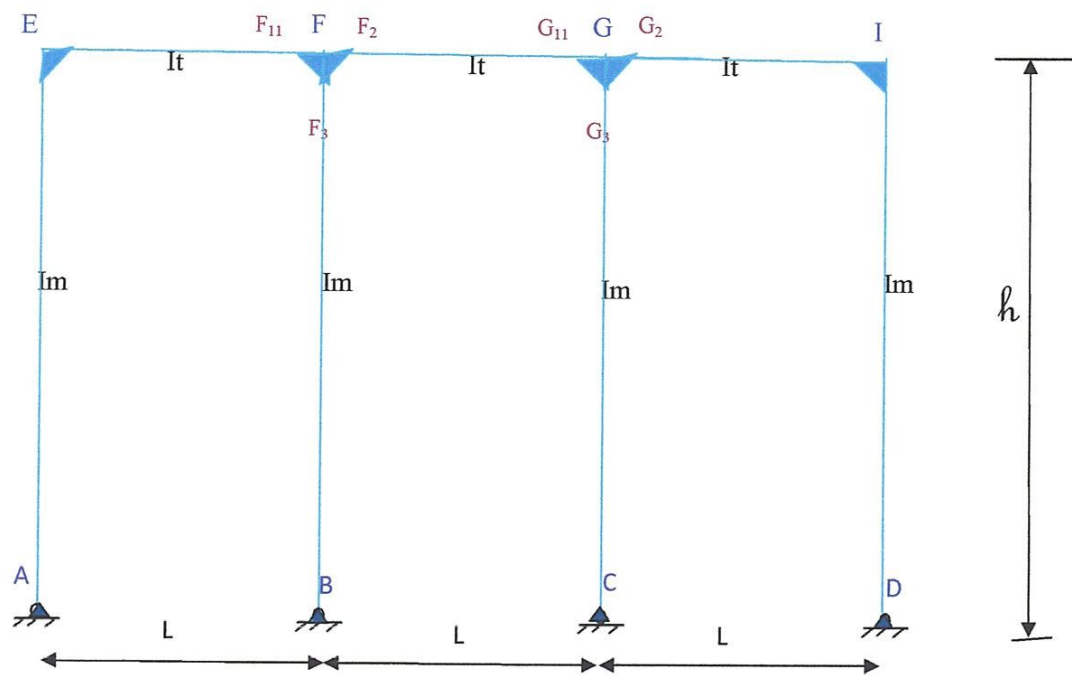


Fig. IV.26

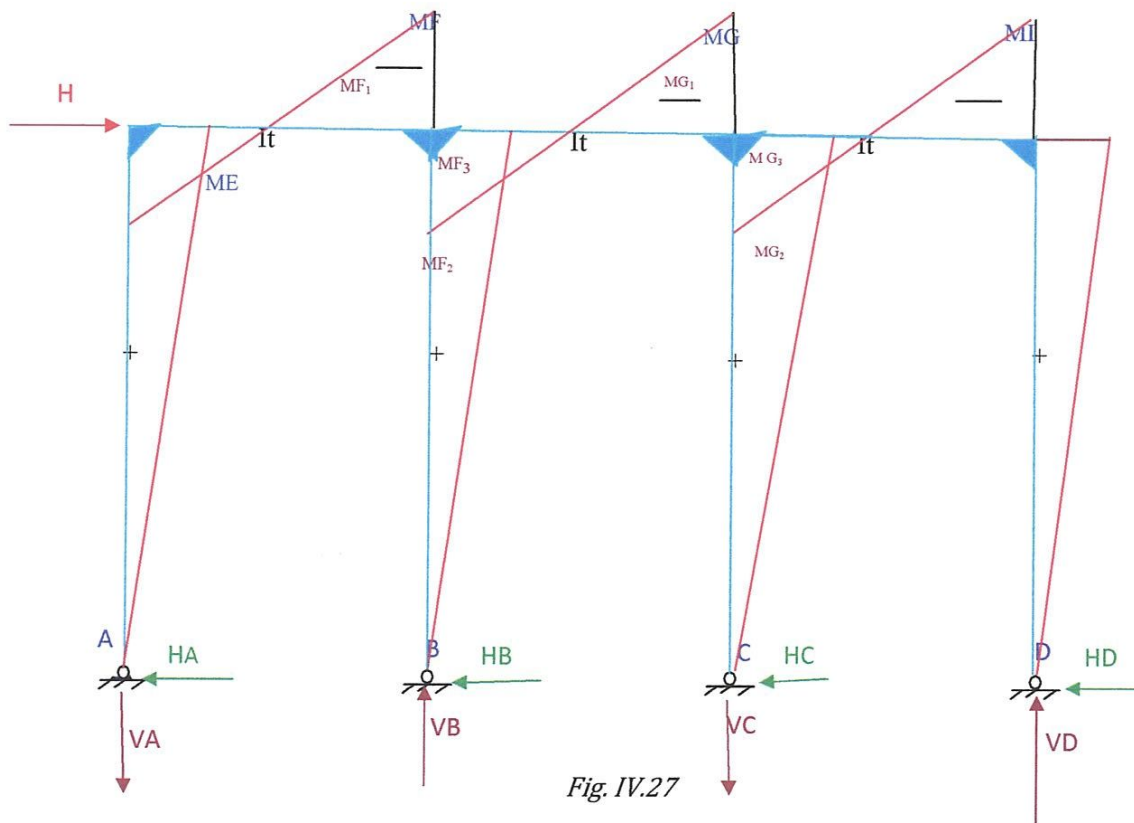


Fig. IV.27

TABLEAU IV.3.calcul des valeurs des moments en fonction de K

k	$M_E M_I$	$M_{F1} M_{G2}$	$M_{F2} M_{G1}$
0,05	0,1719	0,1667	0,1615
0,10	0,1765	0,1667	0,1569
0,20	0,1842	0,1667	0,1491
0,30	0,1905	0,1667	0,1429
0,33	0,1921	0,1667	0,1412
0,40	0,1957	0,1667	0,1377
0,50	0,2000	0,1667	0,1333
0,60	0,2038	0,1667	0,1296
0,75	0,2083	0,1667	0,1250
1,00	0,2143	0,1667	0,1190
1,25	0,2188	0,1667	0,1146
1,50	0,2222	0,1667	0,1111
2,00	0,2273	0,1667	0,1061
2,50	0,2308	0,1667	0,1126
3,00	0,2333	0,1667	0,1000
3,50	0,2353	0,1667	0,0980
4,00	0,2368	0,1667	0,0965
5,00	0,2391	0,1667	0,0942
6,00	0,2407	0,1667	0,0926

En fonction de K les valeurs du tableau pour le calcul des moment sont a multiplies par (H .h) en affectant les moment de leurs signes.

✱ 3^{eme} Cas

$$I_m = 16000 \text{ cm}^4 \quad I_t = 12000 \text{ cm}^4 \quad h = 6 \text{ m} \quad H = 5000 \text{ kg}$$

$$k = -\frac{12000 \cdot 6}{16000 \cdot 6} = 0.75$$

$$M_F = 0,1622 \cdot 6000 \cdot 6 = 5839,20 \text{ kg.m}$$

$$M_k = \pm 5839,20 \text{ kg.m}$$

$$M_{J2} = 4622,40 \text{ kg.m}$$

$$M_{J1} = 3650,4 \text{ kg.m}$$

$$M_{I2} = 3891,60 \text{ kg.m}$$

$$M_{J3} = 8272,80 \text{ kg.m}$$

$$M_{G1} = -(0,1284 \cdot 6000 \cdot 6) = -4622,40 \text{ kg.m}$$

$$M_{G2} = (0,1014 \cdot 6000 \cdot 6) = 3650,4 \text{ kg.m}$$

$$M_{I1} = -(0,1081 \cdot 6000 \cdot 6) = -3891,60 \text{ kg.m}$$

$$M_{G3} = 4622,40 + 3650,40 = 8272,80 \text{ kg.m}$$

$$M_{I3} = 2 \cdot 3891,60 = 7783.2 \text{ kg.m}$$

$$H_A = H_E = -\frac{M_F}{h} = -\frac{5839,20}{6} = -973,20 \text{ k}$$

$$H_B = H_D = -\frac{M_{J3}}{h} = -\frac{8278,80}{6} = -1378,80 \text{ kg}$$

$$H_C = -\frac{7083.2}{6} = -1297,20 \text{ kg}$$

$$v_A = -\frac{5839,20 + 4622,4}{6} = -1743,6\text{kg} \quad v_B = -\frac{1743,6 - 3650,4 + 3891,6}{6} = -486,6\text{kg}$$

$$V_D = -486,60\text{kg} \quad V_E = +1743,60\text{kg}$$

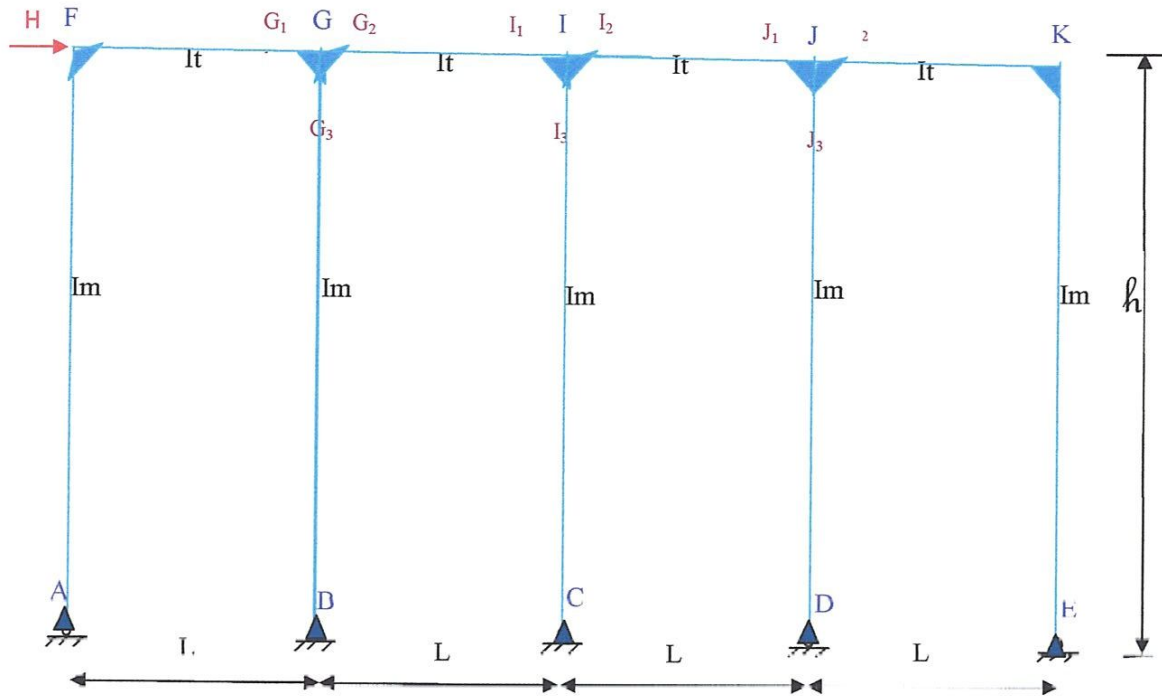


Fig. IV.28

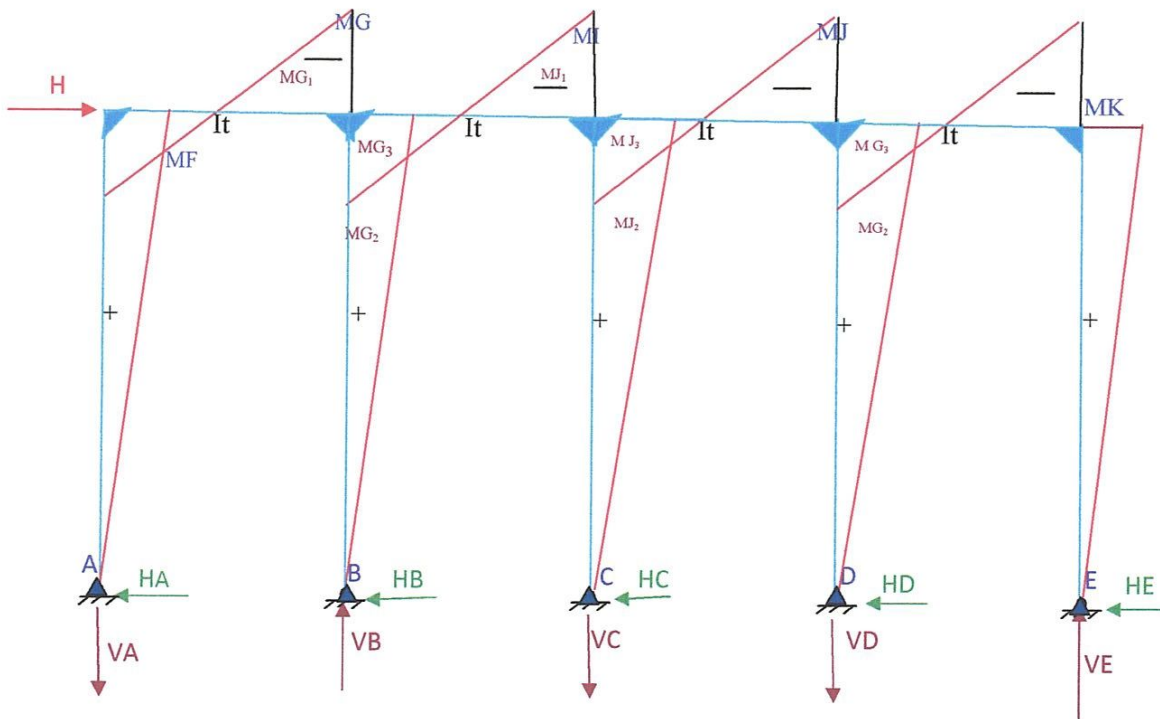


Fig. IV.29

TABLEAU IV.4 calcule des valeurs des moments en fonction de K pour calculer la déformation

k	M _F M _K	M _{G1} M _{J2}	M _{I1}	M _{G2} M _{J1}	M _{I2}
0,05	0,1289	0,1259	0,1221	0,1222	0,1222
0,10	0,1340	0,1266	0,1195	0,1199	0,1199
0,20	0,1410	0,1274	0,1152	0,1165	0,1165
0,30	0,1465	0,1279	0,1116	0,1140	0,1140
0,33	0,1480	0,1280	0,1107	0,1133	0,1133
0,40	0,1511	0,1282	0,1087	0,1121	0,1121
0,50	0,1549	0,1283	0,1062	0,1106	0,1106
0,60	0,1581	0,1284	0,1041	0,1095	0,1095
0,75	0,1622	0,1284	0,1014	0,1081	0,1081
1,00	0,1674	0,1283	0,0978	0,1065	0,1065
1,25	0,1713	0,1281	0,0951	0,1054	0,1054
1,50	0,1744	0,1279	0,0930	0,1047	0,1047
2,00	0,1789	0,1276	0,0899	0,1036	0,1036
2,50	0,1821	0,1273	0,0877	0,1029	0,1029
3,00	0,1844	0,1270	0,0861	0,1025	0,1025
3,50	0,1862	0,1269	0,0848	0,1021	0,1021
4,00	0,1876	0,1267	0,0838	0,1019	0,1019
5,00	0,1898	0,1264	0,0823	0,1015	0,1015
6,00	0,1913	0,1263	0,0813	0,1013	0,1013

✓ Calcul de la déformation horizontale des stabilités figurant sur les pages précédent

Pour le cas de chargement donné on aura l'expression de la déformation horizontale en tête du pratique.

$$\delta = h \left(\frac{(2M_2 + M_3) \cdot l}{6EI_T} + \frac{M_2 \cdot h}{2EI_m} \right) - \frac{M_2 \cdot h^2}{6EI_m}$$

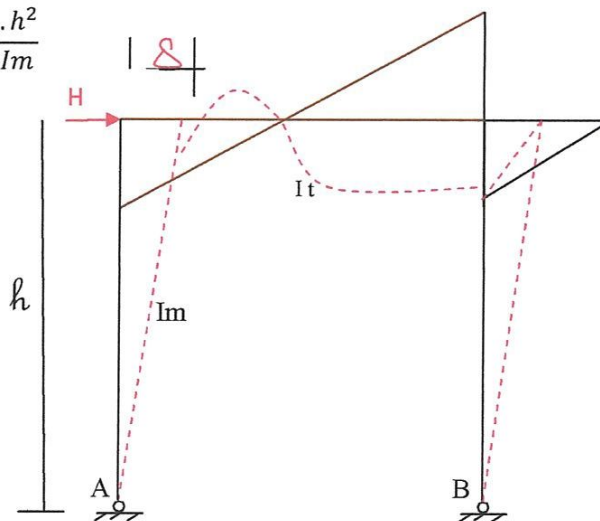


Fig. IV.30

Applications numériques

1^{ere} Cas

$$\delta = 600 \left(\frac{(2.6856,80+514320).600}{6.2,1.10^6.12000} + \frac{6856,80.600}{2.2,1.10^6.600} \right) - \frac{6856,80.600^2}{6.2,1.10^6.16000} = 4,489 \text{ cm}$$

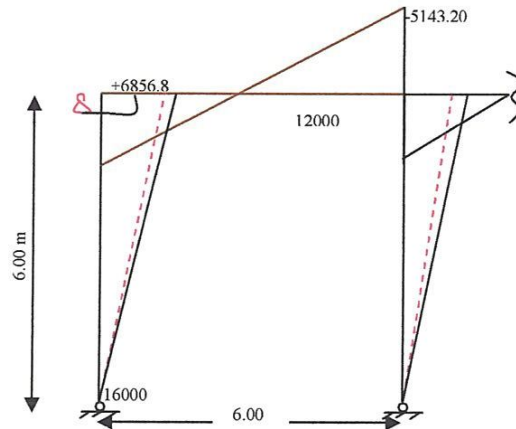


Fig. IV.31

2^{eme} Cas

$$\delta = 600 \left(\frac{(2.624900-500100).600}{6.2,1.10^6.12000} + \frac{624900.600}{2.2,1.10^6.600} \right) - \frac{624900.600^2}{6.2,1.10^6.16000} = 4,017 \text{ cm}$$

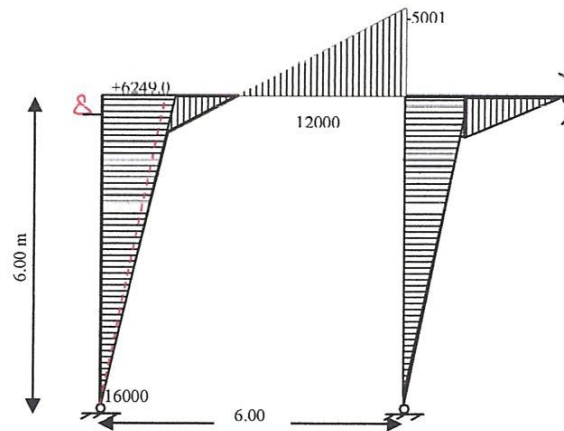


Fig. IV.32

3^{eme} Cas

$$\delta = 600 \left(\frac{(2.583920-462240).600}{6.2,1.10^6.12000} + \frac{583920.600}{2.2,1.10^6.600} \right) - \frac{583920.600^2}{6.2,1.10^6.16000} = 3,765 \text{ cm}$$

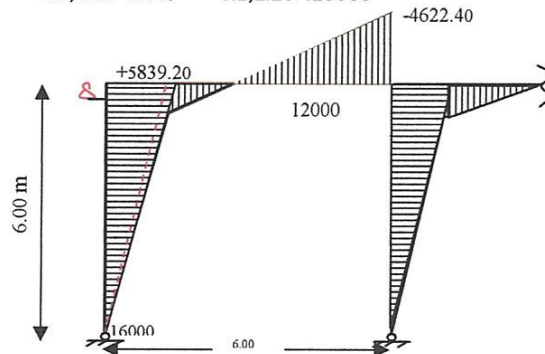
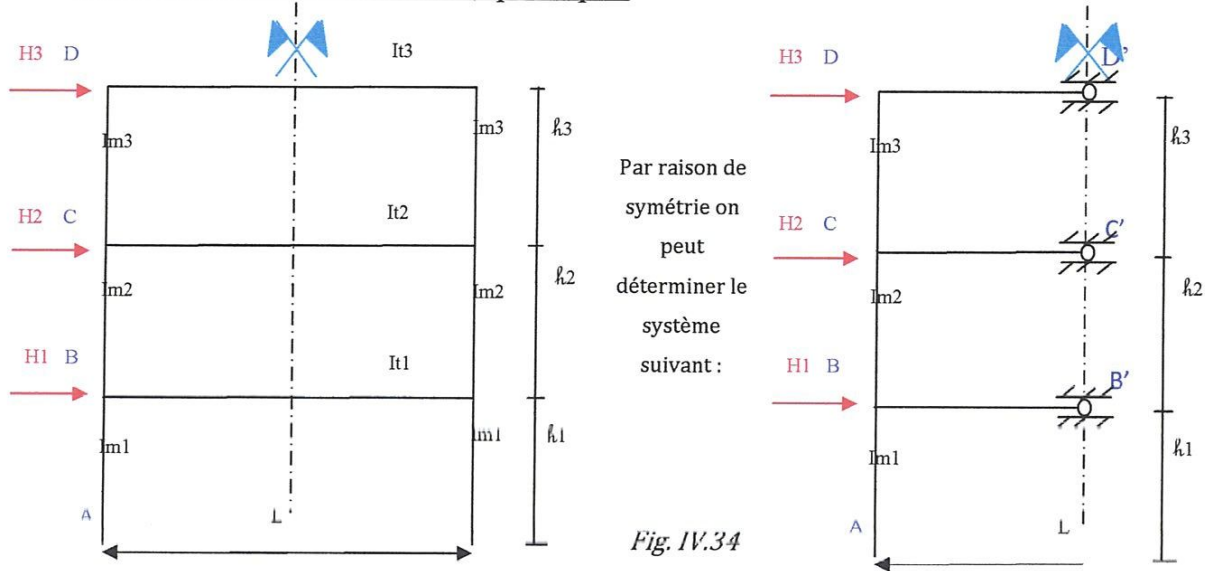


Fig. IV.33

IV.10-CALCULE DES STABILITES VERTICALES PAR PORTIQUES A ETAGES

On peut employer divers ses méthodes de calcul pour le dimensionnement des portiques à étages nous donnons par exemple une manière de résolution simple par la méthode de NAYLOR

-Dérroulement de la méthode – principe :



IV.10.1-Coefficients De Raideur Des Barres

$$K_{AB} = \frac{I_{mf}}{h_f} \quad K_{BC} = \frac{I_{m2}}{h_2} \quad K_{CD} = \frac{I_{m3}}{h_3}$$

$$K_{B\hat{C}} = \frac{6I_t}{l} \quad K_{C\hat{C}} = \frac{6I_{t2}}{l} \quad K_{D\hat{D}} = \frac{6I_{t3}}{l}$$

IV.10.2-Sommes Des Raideurs A Chaque Nœud A L'ossature

$$K_B = K_{AB} + K_{BC} + K_{B\hat{B}}$$

$$K_D = K_{CD} + K_{D\hat{D}}$$

$$K_C = K_{BC} + K_{CD} = K_{C\hat{C}}$$

IV.10.3-Expression des facteurs des réparations α

$$\alpha_{AB} = \frac{K_{AB}}{K_B} \quad \alpha_{BC} = \frac{K_{BC}}{K_B} \quad \alpha_{B\hat{E}} = \frac{K_{B\hat{E}}}{K_B}$$

$$\alpha_{CB} = \frac{K_{BC}}{K_C} \quad \alpha_{\hat{D}} = \frac{K_{D\hat{D}}}{K_D} \quad \alpha_{CD} = \frac{K_{CD}}{K_C}$$

$$\alpha_{B\hat{E}} = \frac{K_{C\hat{C}}}{K_C} \quad \alpha_{DC} = \frac{K_{CD}}{K_D}$$

IV.10.4-Valeurs Des Moments D'encastrement Parfaits

$$M_{AB} = M_A = -\frac{(H_1 + H_2 + H_3)}{4}$$

$$M_{CB} = M_{BC} = -\frac{(H_2 + H_3)h_2}{4}$$

$$M_{DC} = M_{CD} = -\frac{(H_2 + H_3)}{4}$$

Il suffit en suite d'effectuer la répartition des moments suivant un tableau.

IV.10.4-1Exemple numérique

➤ *Calcule des les inerties*

$$L=12 \text{ m}$$

$$I_{t3} = 21000\text{cm}^4 \quad I_{t2} = 18000\text{cm}^4 \quad I_{t1} = 19000\text{cm}^4$$

$$I_{m3} = 20000\text{cm}^4 \quad I_{m2} = 21000\text{cm}^4 \quad I_{m1} = 22000\text{cm}^4$$

$$h_3 = 6,00 \text{ m} \quad h_2 = 4,00 \text{ m} \quad h_1 = 5,00 \text{ m}$$

$$H_3 = 5000\text{Kg} \quad H_2 = 2000\text{Kg} \quad H_1 = 6000\text{Kg}$$

$$K_{AB} = \frac{22000}{5} = 4400$$

$$K_{BC} = \frac{21000}{4} = 5250$$

$$K_{CD} = \frac{20000}{6} = 3333.333$$

$$K_{BB} = \frac{6 * 19000}{12} = 9500$$

$$K_{CC} = \frac{6 * 18000}{12} = 9000$$

$$K_{DD} = \frac{6 * 21000}{12} = 10500$$

$$K_B = 4400 + 5250 + 9500 = 19150$$

$$K_C = 5250 + 3333,333 + 9000 = 17583,333$$

$$K_D = 3333,333 + 10500 = 13833,333.$$

$$\alpha_{BA} = \frac{4400}{19150} = 0,2298$$

$$\alpha_{CB} = \frac{5250}{17583,33} = 0,2986$$

$$\alpha_{DC} = \frac{3333,333}{13833,333} = 0,2410$$

$$\alpha_{BC} = \frac{5250}{19150} = 0,2742$$

$$\alpha_{CD} = \frac{3333,333}{17583,33} = 0,1896$$

$$M_A = M_{BA} = 16250,0 \text{ Kg. m}$$

$$M_{DC} = M_{CD} = 7500 \text{ Kg. m}$$

$$M_{CB} = M_{BC} = 7000 \text{ Kg. m}$$

TABLEAU IV.5 : calcule les efforts dans les barres

	A	B	C	D		
α		BA 0,2298	BC 0,2742	CB 0,2986	CD 0,1896	DC 0,2410
M_C	16250	16250	7000	7000	7500	7500
B	+5342,85	-5342,85	-6375,25	+6375,25		
C			+6233,32	-6233,32	-3957,93	+3957,93
D					+2761,36	-2761,36
B	+1432,42	-1432,42	-1709,18	+1709,18		
C			+1334,90	-1334,90	-847,61	+847,61
D					+204,27	-204,27
B	+306,76	-306,76	-366,03	+366,03		
C			+170,29	-170,29	-108,13	+108,13
D					+26,06	-26,06
B	+39,13	-39,13	-46,69	+46,69		
C			+21,72	-21,72	-13,79	+13,79
D					+3,32	-3,32
TOT	23371,16	9128,84	6263,18	7736,82	5567,55	9432,45

$$v_A = 2 \frac{(M_{BE} + M_{CC} + M_{DD})}{l} = -6354,81 \text{ Kg.}$$

$$H_A = -\frac{23371,16 + 9128,84}{5,00} = -6500,03 \text{ Kg.}$$

Ou encore :

$$H_A = -\frac{(H_3 + H_2 + H_1)}{2}$$

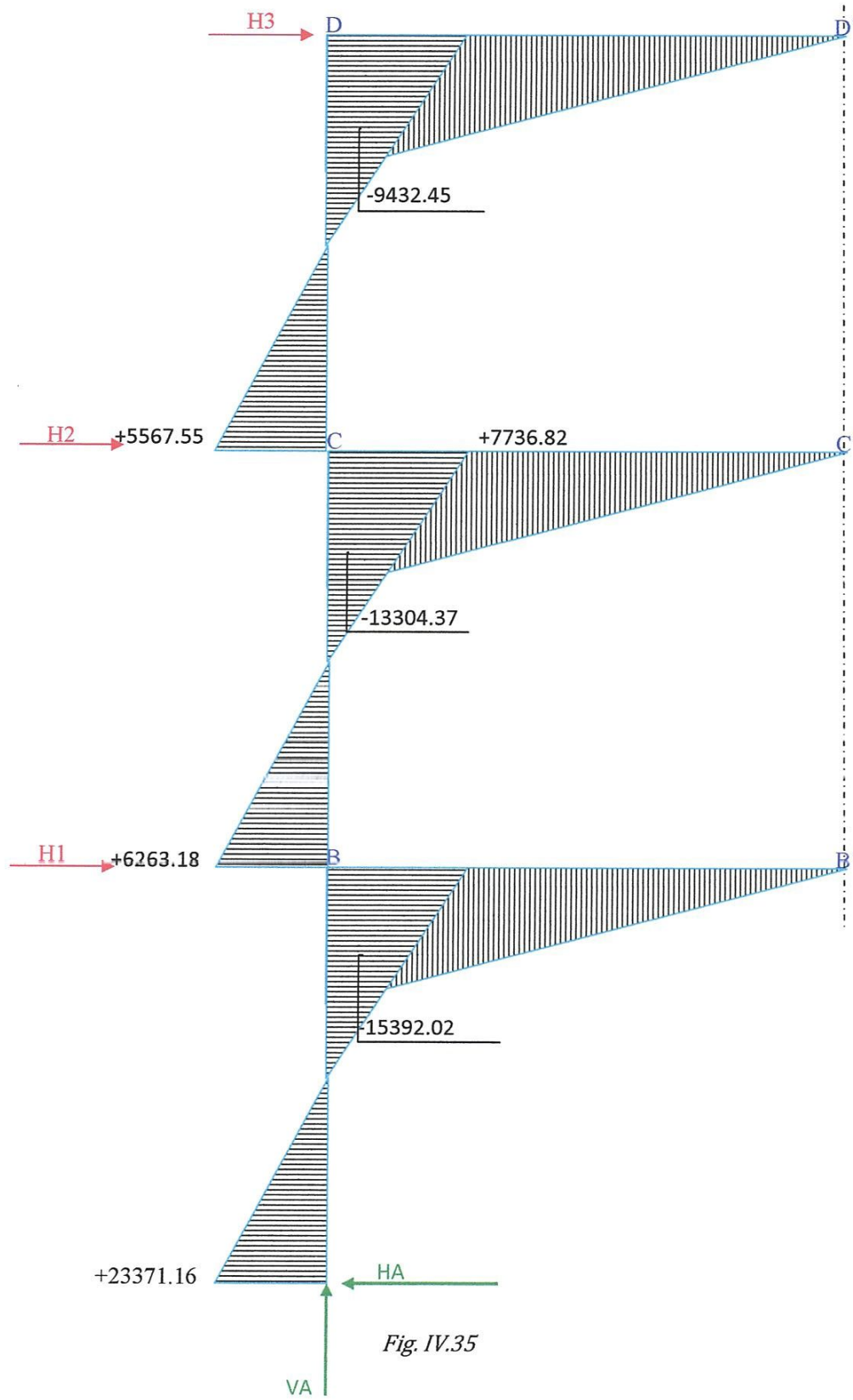


Fig. IV.35

➤ *Calcul des déplacements horizontaux des nœuds*

Nœud B

$$\delta_B = \frac{(2M_A + M_{BA})h_1^2}{6EI_{m2}} = \frac{(2.23371,16 - 9128,84) * 5,00^2}{12,6 * 22000} = 3,392 \text{ cm.}$$

$$\theta_B = \frac{(M_A + M_{BA})h_1}{2EI_{m1}} = \frac{(23371,16 - 9128,84) * 500}{4,2 * 22000} = 0,771$$

Nœud c

$$\delta_c = \delta_B + h_2\theta_B + \frac{(2M_{BC} + M_{CD})h_2^2}{6EI_{m2}}$$

$$\delta_c = 3,392 + (0,771 * 4,00) + \frac{(2 * 6263,18 - 7736,82)4,0^2}{12,6 * 21000} = 6,776 \text{ cm.}$$

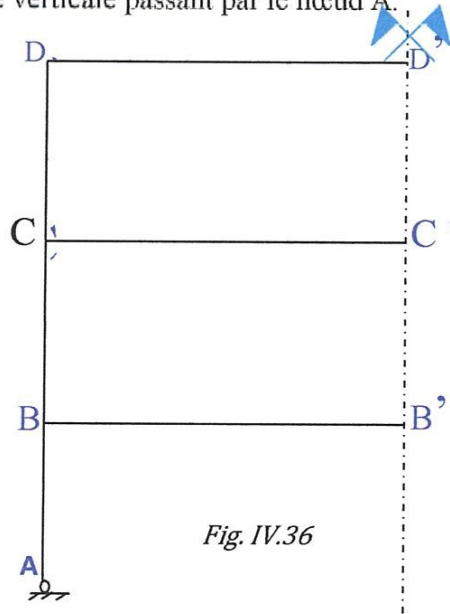
$$\theta_c = \theta_B + \frac{(M_{BC} + M_{CB})h_2}{2EI_{m2}} = 0,771 + \frac{(6263,18 - 7736,82)4}{4,2 * 21000} = 0,704$$

Nœud D

$$\delta_D = \delta_c + \theta_c \cdot h_3 + \frac{(2M_{CD} + M_{DC})h_3^2}{6EI_{m3}}$$

$$\delta_D = 6,766 + (0,704 * 6,00) + \frac{(2 * 5567,55 - 9432,45)6,00^2}{12,6 * 20000} = 11,234 \text{ cm}$$

les déformations δ_B , δ_c et δ_D expriment les distances horizontale de déformation de chaque nœud par rapport a la ligne verticale passant par le nœud A.



Remarque

Dans le cas ou le nœud A est articulé et en reprenant l'exemple précédent, on aura alors comme variante

$$K_B = K_{BC} + K_{B\dot{B}} = 14750$$

$$\alpha_{BC} = \frac{K_{BC}}{K_B} = 0,3559$$

$$M_{AB} = -\frac{(H_1 + H_2 + H_3)h_1}{2} = 32500 \text{kg. m}$$

Tableau. IV.5 : répartition (Nœud A articulé)

α	B		C		D
	BA	BC	CB	CD	DC
M_E	32500	7000	7000	7500	7500
B		-14059,32	+14059,32		
C		+8527,81	-8527,81	-5414,85	+5414,85
D				+1304,98	-1304,98
B		-3035,05	+3035,05		
C		+1295,93	-1295,93	-822,87	+822,87
D				+198,31	-198,31
B		-461,22	+461,22		
C		+196,94	-196,94	-125,05	+125,05
D				+30,14	-30,14
B		-29,93	+29,93		
C		+70,09	-70,09	-19,00	+19,00
D				+4,58	-4,58
	32500	-575,07	14757,07	2656,24	12343,76

$$v_A = -\frac{H_1(h_1 + h_2 + h_3) + H_2(h_2 + h_3) + H_3 h_1}{2} = 10250 \text{kg}$$

$$H_A = -\frac{(M_{BA})}{h_1} = \frac{(H_1 + H_2 + H_3)}{2} = -6500 \text{kg.}$$

➤ *Calcul des déformations*

$$\theta_A = \frac{(-M_{B\dot{B}} + M_{BA}h_1)}{6EI_{t1} * 2EI_{m1}} = 3,36$$

$$\delta_B = \theta_A h_1 - \frac{M_{BA}h_1^2}{6EI_{m1}} = 13,86 \text{cm}$$

$$\theta_B = \theta_A - \frac{M_{BA}h_1}{2EI_{m1}} = 1,60$$

la suite de calcul des déformation étant identique par principe au calcul de la page précédente

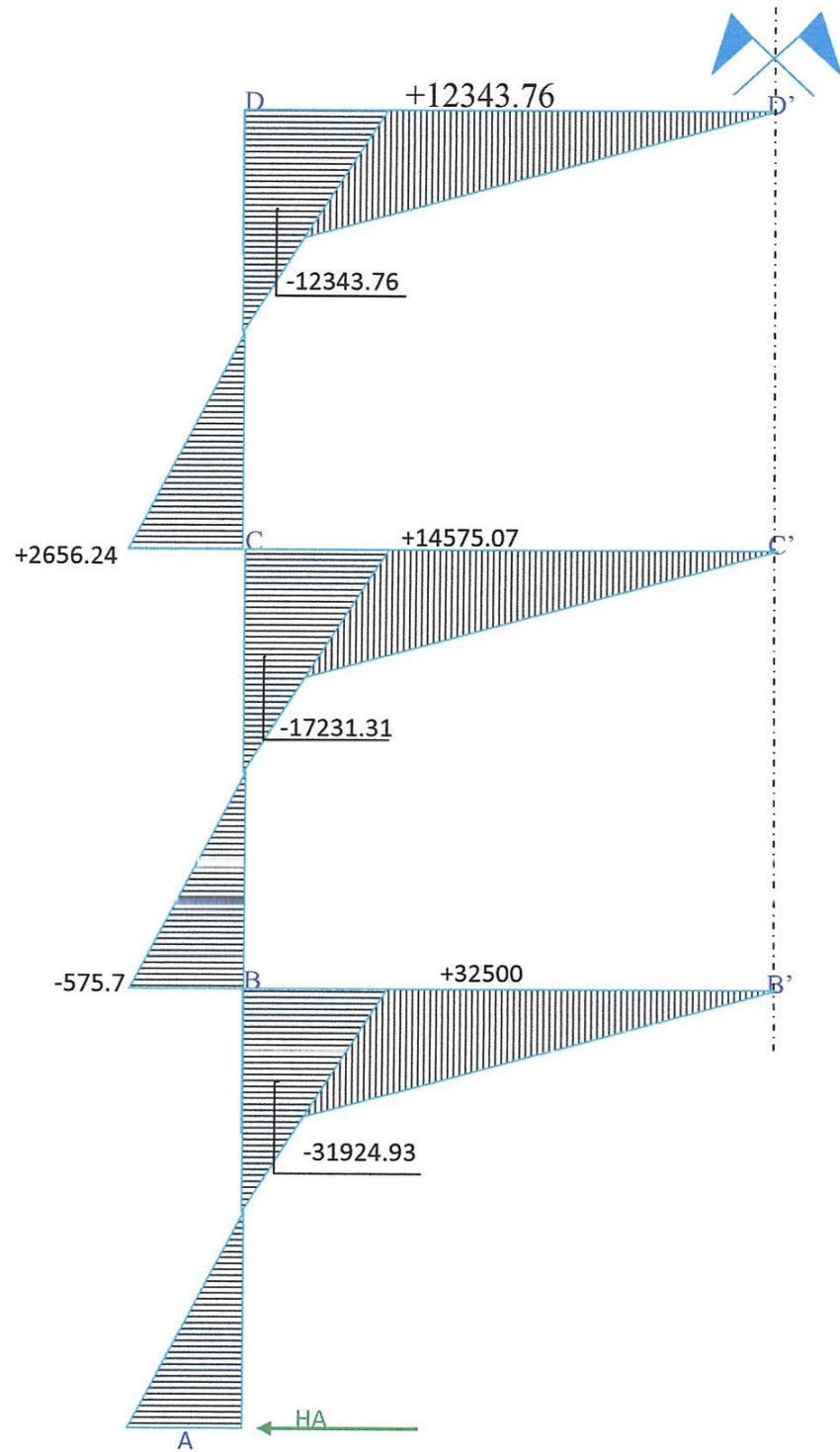


Fig. IV.37 la déformation

IV.11-Exemple de calcul des portiques composés

1^{ere} cas :

$$M_B = H \cdot h_1 \quad + : \text{traction}$$

$$N_S = -H \cdot \frac{h}{h_2} \quad - : \text{compression}$$

$$N_D = \sqrt{\left(\frac{H \cdot h}{h_2}\right)^2 + (R_V)^2}$$

$$R_H = -H$$

$$R_V = \pm \frac{H \cdot h}{l}$$

déformation horizontale :

$$\delta = \frac{H \cdot h_1^2 \cdot h}{3EI_m}$$

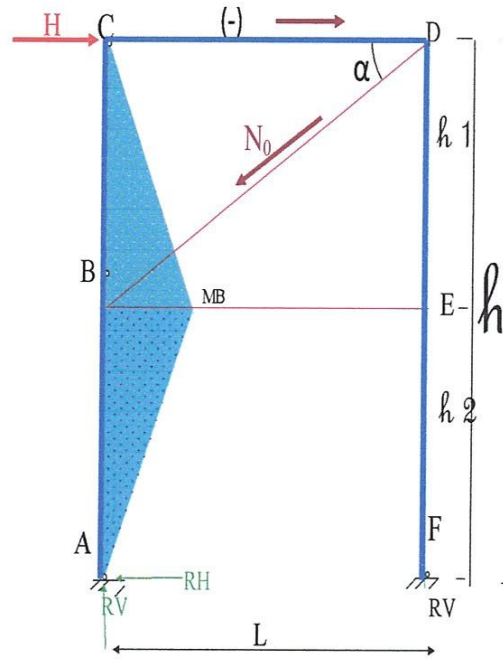


Fig.IV.38

2^{eme} cas :

$$M_B = M_E = \frac{H \cdot h_1}{2}$$

$$N_S = -\frac{H}{2}$$

$$N_D = \sqrt{\left(\frac{H \cdot h}{2 \cdot h_2}\right)^2 + \left(\frac{R_V}{2}\right)^2}$$

$$R_H = -\frac{H}{2}$$

$$R_V = \pm \frac{H \cdot h}{l}$$

déformation horizontale : $\delta = \frac{H \cdot h_1^2 \cdot h}{6EI_m}$

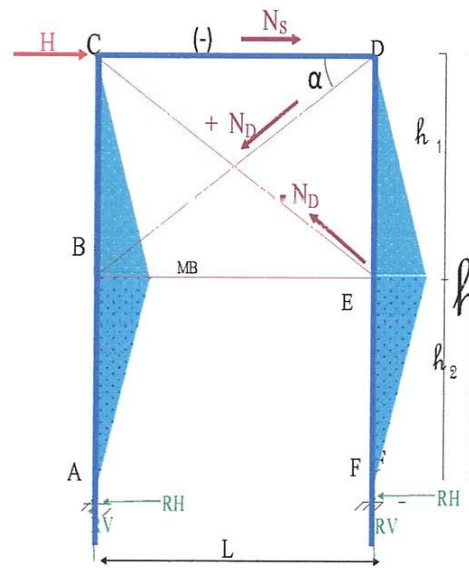


Fig. IV.39

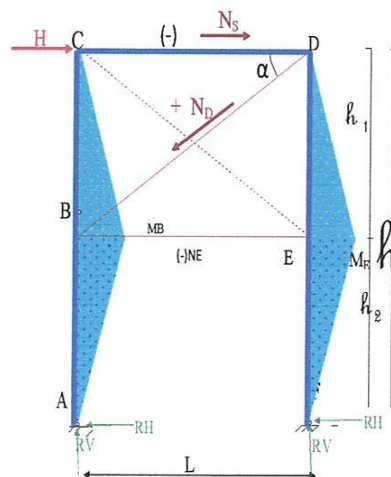
3^{eme} cas :

$$M_B = M_E = \frac{H \cdot h_1}{2}$$

$$N_S = -\frac{H}{2} \left(1 + \frac{h}{h_2}\right)$$

$$N_S = -\frac{H}{2} \cdot \frac{1}{2h_2} N_D = \sqrt{\left(\frac{H \cdot h}{h_2}\right)^2 + R_V^2}$$

déformation horizontale : $\delta = \frac{H \cdot h_1^2 \cdot h}{6EI_m}$



4^{eme} cas :

avec :

$$= 1 + \frac{h_2}{3h_1}$$

$$M_B = M_E = \frac{H \cdot h_1}{4}$$

$$M_A = M_F = \frac{H \cdot h_1}{2} - M_B$$

$$N_s = (H + \frac{M_B}{h_2})$$

$$N_t = -(\frac{H}{2} + \frac{M_B}{h_2})$$

$$R_H = -\frac{H}{2}$$

$$R_V = \mp \frac{2M_B}{1} + \frac{11h_2}{1}$$

$$N_D = \sqrt{\left(H + \frac{2M_B}{h_2}\right)^2 + R_V^2}$$

$$\delta = \frac{H \cdot h_1^3}{24EI_m} \left(4 - \frac{3}{\dots}\right)$$

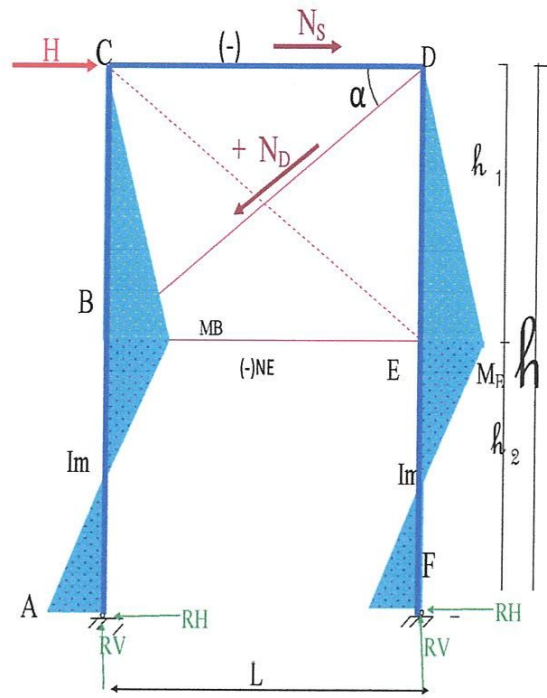


Fig. IV.41

IV.12-PARTICULARITES DE CONCEPTION DE STABILITE VERTICALES

Dispositions de stabilités verticales ne nécessitant pas à priori de vérification des effets thermiques c'est le cas par exemple :

IV.12-1-Portique Encastré En Tête Et En Pied Avec Portée De $L \leq 25m$

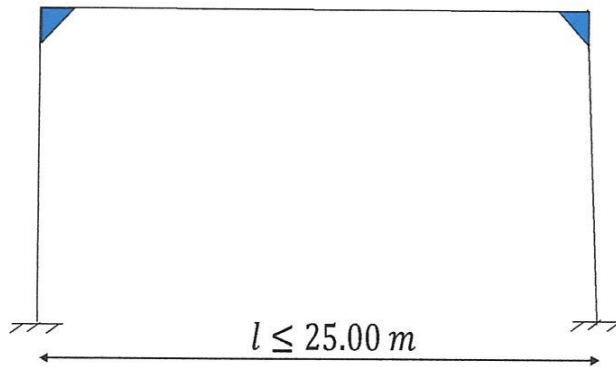
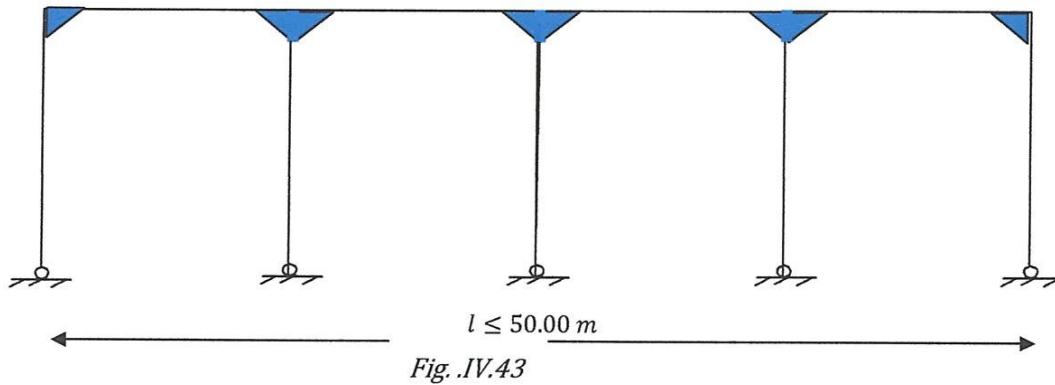


Fig. IV.42

IV.12-2 Portique Articulés En Pied Avec : $L \leq 50m$

Au delà de ces valeurs, il est nécessaire d'effectuer un calcul en tenant compte des effets thermiques.



* Au titre indicatif pour $50^\circ C$ on obtient un allongement linéaire pour 1m de :

$$\Delta_1 = 1000 \cdot 11 \cdot 10 \cdot 10^{-6} \cdot 50^\circ = 0,55 \text{ mm}$$

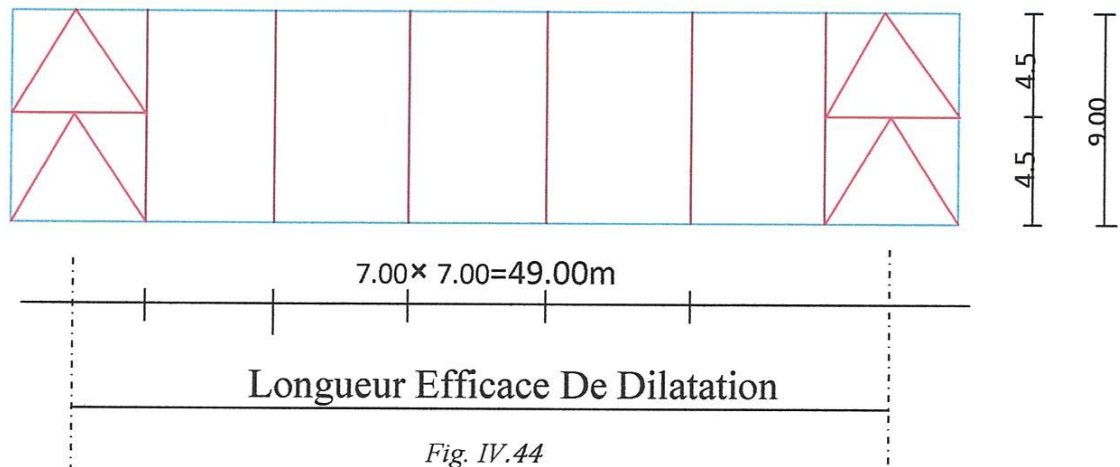
Coefficient De Dilatation Thermique De La Acier ($11 \cdot 10^{-6}$)

IV.13-EXEMPLE DE CALCULE EN TENANT COMPTE DES EFFETS THERMIQUES

On a un Bâtiment comportant suivant le croquis ci –après deux palées de stabilité identiques .on constate que de ce fait la dilatation thermique est gênée.

Dans tel système en recherche l'inconnue hyperstatique résultant des effets de dilatations thermique .On aura donc a calculer chaque élément de la stabilité en déformation horizontale sous un charge unitaire H^* ;pour simplifier le calcul on reprendra l'exemple numérique en ce qui concerne les stabilités suivant l'exemple de l fig...on avait pour une palée avec H^*

$$\delta_{H^*} = +0,0276 \text{ cm} * H^*$$



En prenant dans notre exemple une sablière de section : $A_S = 53 \text{ cm}^2$ et une température

imposant un accroissement de 30⁰c.

On aura : allongement de la sablière

$$\Delta L = L \times 11 \times 10^{-6} \times t^0 \Rightarrow \Delta L = 4200 \times 11 \times 10^{-6} \times 30 = 1,386\text{mm.}$$

le raccourcissements de la sablière s'exprimera par :

$$\Delta L_{H^*} = -\frac{H^* \cdot L}{EA} = \frac{4200}{2100 \times 53} H^* \quad \text{D'ou l'équation de compatibilité des déformations}$$

" sablière et palées "

$$\Delta L - \frac{L}{EA} H^* = 2 \cdot \delta_{H^*} \Leftrightarrow 1,386 - \frac{4200}{2100 \cdot 53} H^* = 2 \times 0,0276_{H^*}$$

De cette équation on tire l'inconnue hyperstatique H représentant l'effort de compression résultant de la dilatation thermique.

$$\frac{1,386}{H^*} = 2 \times 0,0276 + \frac{4200}{2100 \times 53}$$

H* = 14,914 tonnes : en constate en toute évidence que cet effort n'est pas négligeable , il entraine par exemple une contrainte normale dans la sablière de :

$$\delta = \frac{14914}{5300} = 2,81 \text{ kg/mm}^2$$

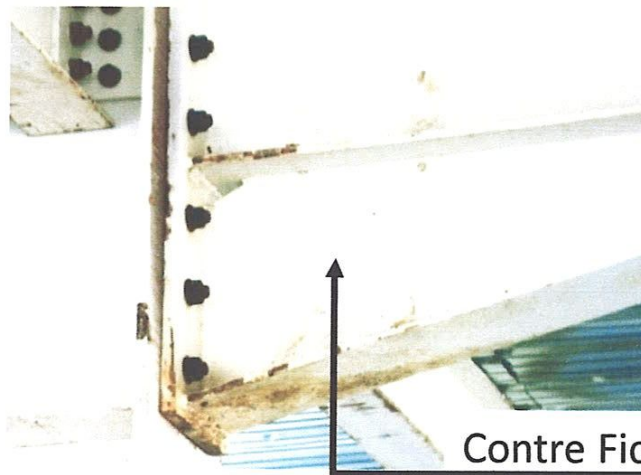
Et un déplacement dans les stabilités de :

$$\delta_{t^0} = 30^0 = 0,0276 \times 14,914 = 0,412\text{cm}$$

Il faut donc dimensionner les stabilités et les sablières en tenant compte de cet effort thermique.

IV.14-STABILITE DES JARRETS DES GRANDS PORTIQUES

Sauf justification contrainte la réalisation des grands jarrets reconstitués des portiques de grande portée , suppose par hypothèse une instabilité au déversement de ces jarrets , il est très difficile d'estimer la valeur de l'effort de stabilité résultant , une bonne pratique de la construction consiste à disposer une contre - fiche de stabilité prenant appuis sur la sablière.



Contre Fiche De Stabilité Au

Photo .IV.1 : contre fiche

CHAPITRE V

V.1-INTRODUCTION

Notre bâtiment est divisé en 2 blocs dont les longueurs sont 60m et 66m supérieurs à 50m, alors on prévoit une stabilité à l'axe de chaque bloc afin de ne pas empêcher les dilatations thermiques, et on les dispose pour chaque file de poteau.

Les stabilités verticales peuvent être de formes très variées en fonction du mode de résistance, de la conception et des impératifs dimensionnels.

Pour notre cas on adopte les stabilités à diagonales en K qui offrent l'avantage d'avoir des longueurs de flambement plus faible.

Et de ne pas gêner la circulation à l'intérieur du bâtiment.

V.2-CALCUL STABILITE HORIZONTAL

les différentes charges qui agissent sur la poutre au vent sont :

-la force d'entraînement : la force d'entraînement appliquée à chaque nœud est

$$F_e = 2738,96 \text{ kg.}$$

-force de contact :

C'est la réaction (R) du potelet sous l'effet du vent.

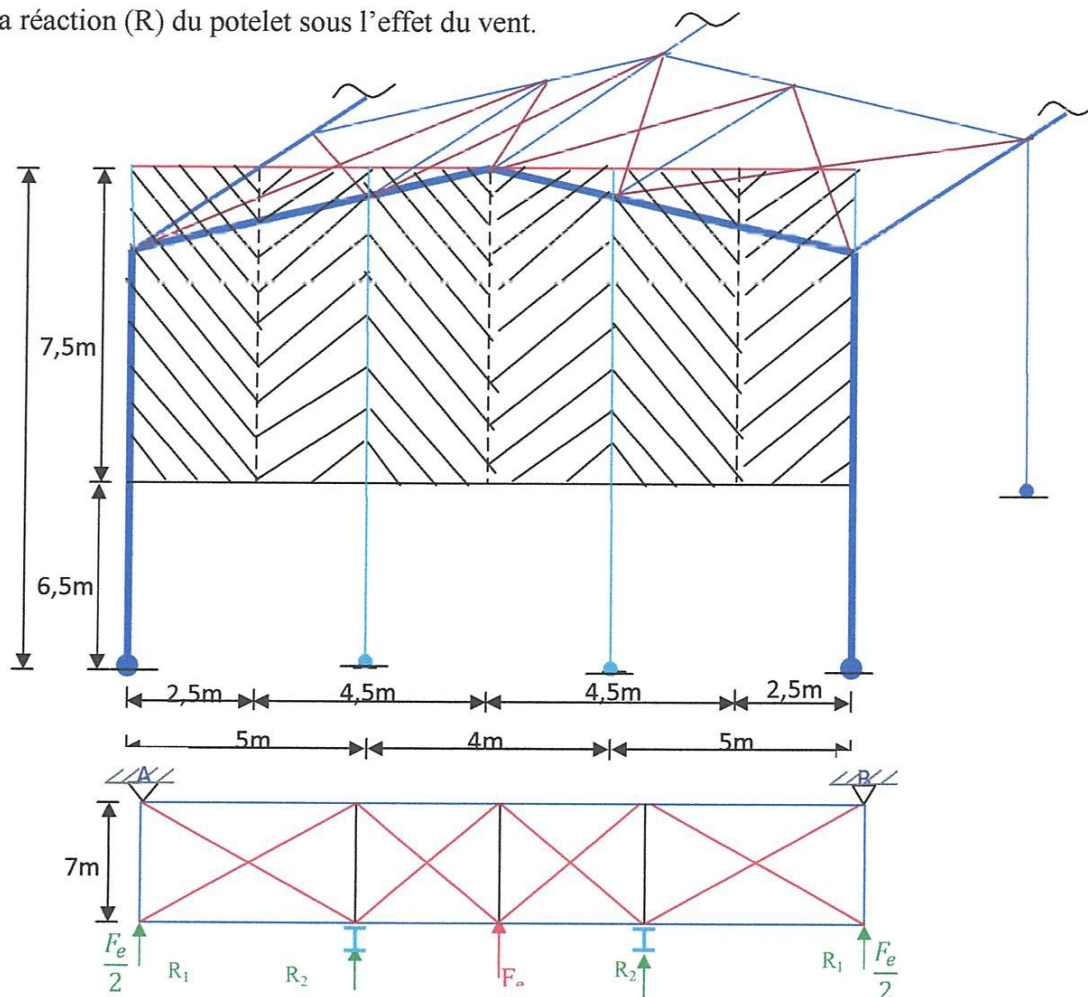


Fig. V.1 portique + Le schéma statique de la poutre au vent

V.3-CALCULE LA PRESSION DU VENT

La pression du vent est $q_e = 95,93 (C_e - C_i)$

$$\text{Avec } (C_e - C_i = 1) \Rightarrow q_e = 95,93 \text{ Kg/m}^2$$

$$R_1 = 95,93 \times 7,5 \times 2,5 = 1798,68 \text{ Kg}$$

$$R_2 = 95,93 \times 7,5 \times 4,5 = 3237,63 \text{ Kg}$$

La poutre au vent sera calculée comme une poutre en treille aux nœuds les barres sont sollicitée soit en traction au en compression ; mais les barres comprimées ne sont pas prises en compte pour le dimensionnement.

$$R_A = R_B = 5684,83 \text{ Kg}$$

La barre la plus sollicitée en traction est celle de rive

Longueur de la diagonale

$$ld = \sqrt{(7^2 + 5^2)} = 8,60 \text{ m}$$

$$\cos \alpha = \frac{R}{N_t} \rightarrow N_t = \frac{R}{\cos \alpha}$$

$$\text{Avec } R = 5684,83 - 2122,94 = 3561,89 \text{ Kg}$$

$$\cos \alpha = \frac{7}{8,60} = 0,81$$

$$N_t = \frac{3561,89}{0,81} = 4397,39 \text{ Kg}$$

$$\text{D'où la section nette } A \geq \frac{N_t}{\sigma_{en}} = \frac{4397,39}{2400} = 1,83 \text{ cm}^2$$

Ainsi qu'on doit vérifier la condition de l'élanement λ

$$(\lambda_{\max} \leq 400)$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{\min}} = \frac{l_0}{i_{\min}} \leq 400 \rightarrow i_{\min} \geq \frac{l_0}{400} = \frac{860}{400} = 2,15 \text{ cm}$$

Alors on choisit des cornières à ailes égales

CORNIERES 120 × 120 × 12

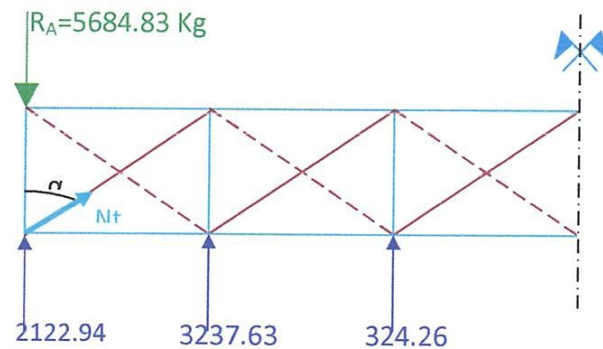


Fig. v.2 : réaction sur la poutre au vent

V.4- CALCULE STABILITES VERTICAL

Les stabilités verticales sont principalement sollicitées par des efforts horizontal suivants :

- ✓ -réaction de la poutre au vent H_1 .
- ✓ -la force de freinage du pont roulant H_1 .
- ✓ -Eventuellement effort du séisme.

Pour les calculs on prend une stabilité intermédiaire qui est la plus sollicitée.

Puis que on a une stabilité pour chaque bloc on aura

V.4.1-La Réaction De La Poutre Au Vent.

$$H_1 = 2R_B = 2 \times 5684,83 = 11369,66Kg.$$

V.4.2-La Force De Freinage Du Pont Roulant.

$$H_2 = 2Hl = 2 \times 1200 = 2400K$$

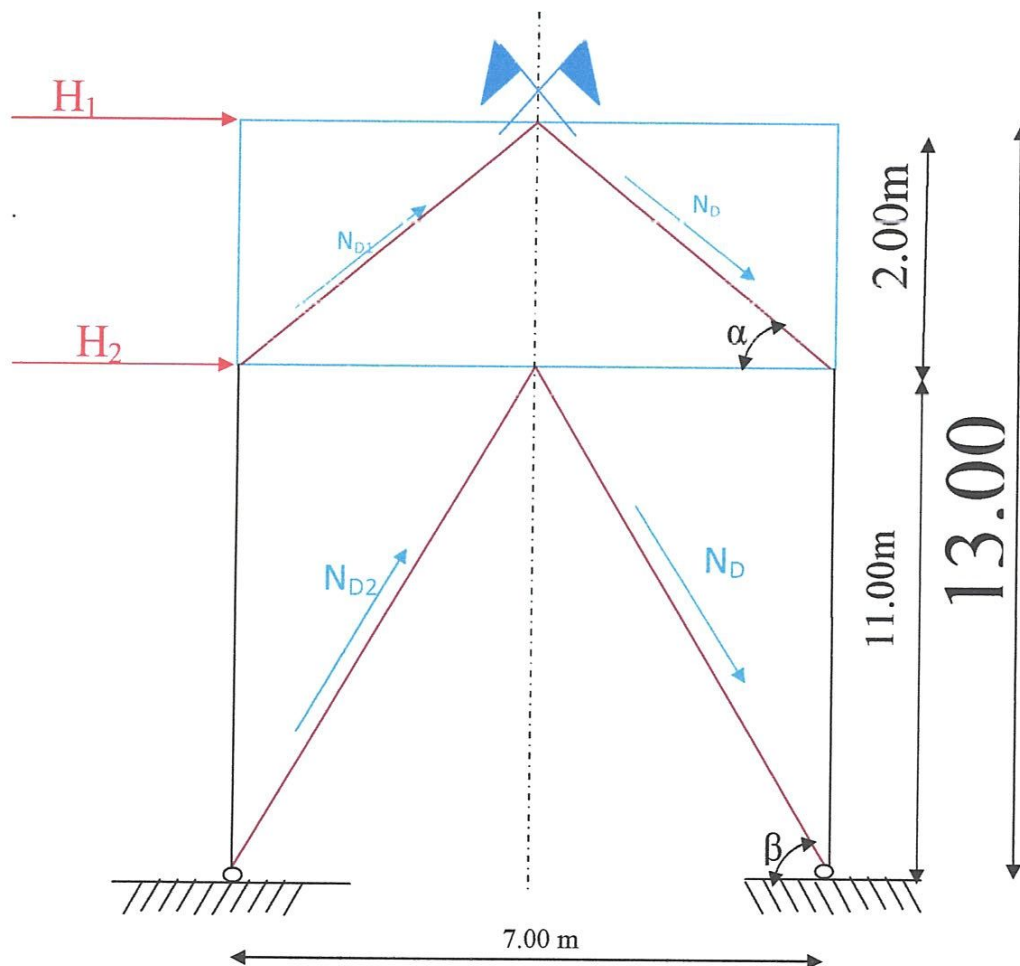


Fig.V.3

V.4.3-Longueur De La Diagonale D_1

$$D_1 \rightarrow D_1 = \sqrt{(3,5^2 + 2^2)} = 4,03 \text{ m}$$

V.4.4longueur De La Diagonale D_2

$$D_2 \rightarrow D_2 = \sqrt{(3,5^2 + 11^2)} = 11,54 \text{ m}$$

$$\cos \alpha = \frac{3,5}{4,03} = 0,86 \quad \cos \beta = \frac{3,5}{11,54} = 0,30$$

V .4.5- L'effort Dans La Diagonale D_1

$$D_1 \rightarrow ND_1 = \frac{H_1}{2 \cdot \cos \alpha} = \frac{11369,66}{2 \times 0,86} = 6610,26 \text{ kg}$$

V .4.6-L'effort Dans La Diagonale D_2

$$D_2 \rightarrow ND_2 = \frac{H_1 + H_2}{2 \cos \beta} = \frac{11369,66 + 2400}{2 \times 0,30} = 22949,43 \text{ Kg}$$

V.5-CALCUL DES SECTIONS

$$A_1 \geq \frac{ND_1}{\sigma_{en}} = \frac{6610,26}{2400} = 2,75 \text{ cm}^2$$

$$A_2 \geq \frac{ND_2}{\sigma_{en}} = \frac{22949,43}{2400} = 9,56 \text{ cm}^2$$

Et on doit vérifier que l'élanement $\lambda < 350$

(D'après les recommandations du CTC)

$$i_{1min} \geq \frac{l_{f1}}{\lambda} = \frac{403}{350} = 1,15 \text{ cm}$$

$$i_{2min} \geq \frac{l_{f2}}{\lambda} = \frac{1154}{350} = 3,29 \text{ cm}$$

On choisit des

CORNIERES 180 × 180 × 18

V.6-CALCUL DU DEPLACEMENT HORIZONTAL DE LA PALEE DE STABILITE

Le déplacement horizontal δ d'une palée de stabilité est donné par le théorème de maxwell - *Betti*.

$$\delta = \sum \frac{N_i N_i l_i}{E_i A_i}$$

Sachant que :

N_i : Effort dans les barres dû aux forces réelles.

\bar{N}_i : Effort dans les barres dû à la forces unitaire H^*

A_i : Aire de la section de la barre (i)

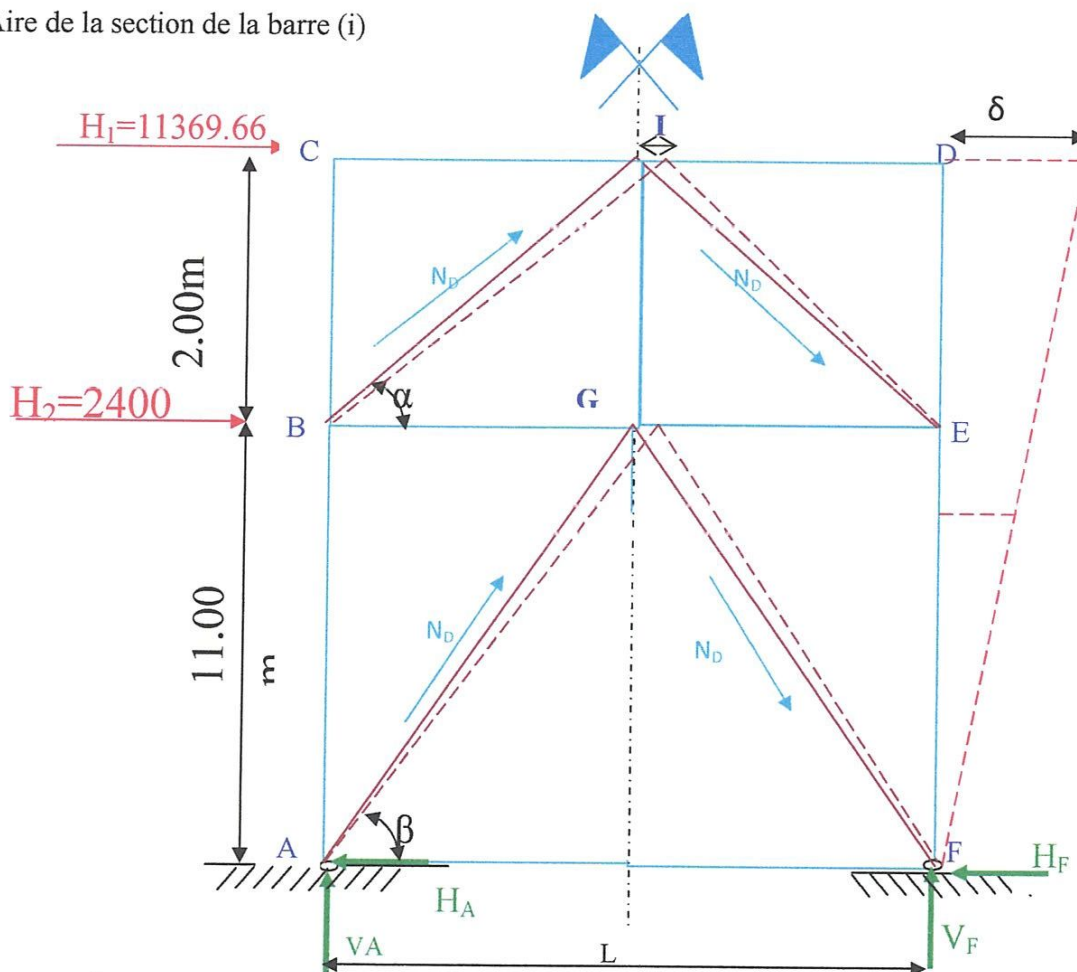


Fig.V.4

$$\begin{cases} \alpha = 30,68^\circ \\ \beta = 72,54^\circ \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \cos \alpha = 0,86 \\ \cos \beta = 0,30 \end{cases}$$

V.6.1 -Longueur Des Barres

$$\begin{aligned} l_1 = l_3 = 11\text{m} & \quad l_2 = l_4 = 2\text{m} & \quad l_5 = l_6 = 3,5\text{m} \\ l_7 = l_8 = 3,5\text{m} & \quad l_9 = l_{10} = 11,54\text{m} & \quad l_{11} = l_{12} = 4,03\text{m} \end{aligned}$$

V.6.2-Charges Réelles

$$V_A = 24886,51 \text{ kg} \quad H_A = 6884,82 \text{ Kg}$$

$$V_F = 24886,51 \text{ Kg} \quad H_F = 6884,82 \text{ Kg}$$

V.6.3 Charges Unitaires

$$V_A = 1,85 \quad H_A = 0,49$$

$$V_F = 1,85 \quad H_F = 0,49$$

Pour le calcul des efforts dans les barres on utilise la méthode d'équilibre des nœuds.

Les efforts sont donnés dans le tableau ci après.

(+) traction (-) compression

Tableau V.1'efforts dans les barres

B a(i)	L_i	A_i	N_i	\bar{N}_i	$\frac{N_i - \bar{N}_i \cdot L_i}{A_i}$
1	1100	238.6	46778,58	1.85	398970,7
2	200	238.6	0.00	0.00	0.00
3	1100	238.6	- 46778,58	-1,85	398970,7
4	200	238.6	0.00	0.00	0.00
5	350	21,2	-8084,82	+0,51	68072,65
6	350	21,2	-8084,82	-0,51	68072,65
7	350	54,3	11369,66	-1,00	73285,10
8	350	54,3	0,00	0,00	0,00
9	1154	61.91	22949,43	1,66	710108,96
10	1154	61.91	- 22949,43	-1,66	710108,96
11	403	61.91	6610.26	0,60	25817,49
12	403	61.91	-6610.26	-0,60	25817,49
$\sum \frac{N_i N_i L_i}{A_i}$					2479224,7

$$\delta = \frac{1}{E} = \frac{1}{21 \times 10^5} \cdot (2479224,7) = 1,18 \text{ cm}$$

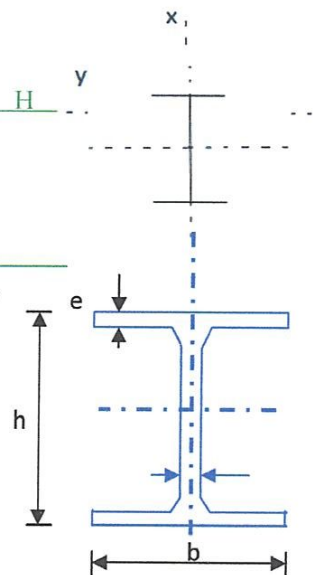
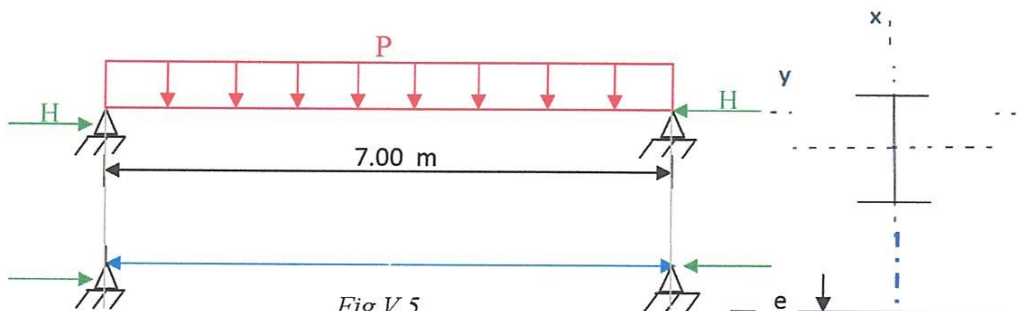
On limitera cette déformation à la déformation admissible (donnée par ctc)

$$\delta_{ad} = \frac{H}{250} = \frac{1300}{250} = 5,2 \text{ cm}$$

$$\delta = 1,18 \text{ cm} < \delta_{ad} = 5,2 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

V.7-CALCUL DE LA TRAVERSE DU PALEE DE STABILITE

La traverse du palée de stabilité sera calculée sous l'effet de son poids propre et l'effort normal H ramené par la poutre de freinage.



On choisit un HEB 120.

H=120mm	$I_x = 864\text{cm}^4$	$I_y = 318\text{cm}^4$
b= 120mm	$W_x = 144\text{cm}^3$	$W_y = 53\text{cm}^3$
a= 6.5mm	$i_x = 5.04\text{cm}$	$i_y = 3.06\text{cm}$
e= 11mm	P-20, 4 kg/ml	$J = 14.4\text{ cm}^4$

V.7.1-Plan De Flambement

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{700}{3,06} = 228,75 \quad \text{le flambement est la craindre dans le plan (x-x)}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{700}{3,06} = 228,75$$

$$\lambda_{max} = 228,75 \Rightarrow K = 8,13$$

V.7.2-Verification_ On Doit Verifier Que

$$\frac{9}{8} (K\sigma + \sigma_{fy}) \leq \sigma_{en}$$

$$\text{Avec } \sigma = \frac{H}{A} = \frac{2400}{34} = 70,58 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = \frac{M}{W_y} = \frac{p l^2}{8 W_y} = \frac{26,7 \times 7^2 \times 10^2}{8(53)} = 308,56 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{9}{8} (K\sigma + \sigma_{fy}) = \frac{9}{8} (8,13 \times 70,58 + 308,56) = 992,67 \text{ Kg/cm}^2 \text{ vérifiée}$$

$$1068 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifier } \text{Traverse HEB 100}$$

V.8-VALIDATION

V.8.1-Les Réactions

Noeud/Cas	FX [kN]	FZ [kN]
1/ 3 (C)	-68,85	248,85
6/ 3 (C)	-68,85	-248,85

V.8.2-Valeurs des Déplacements

Noeud/Cas	UX [cm]	UZ [cm]
1/ 1	0,0	0,0
1/ 2	0,0	0,0
1/ 3 (C)	0,0	0,0
2/ 1	0,0	0,0
2/ 2	0,4	-0,0
2/ 3 (C)	0,4	-0,0
3/ 1	0,0	0,0
3/ 2	0,4	-0,0
3/ 3 (C)	0,4	-0,0
4/ 1	0,0	0,0
4/ 2	0,0	0,0
4/ 3 (C)	0,0	0,0
5/ 1	0,0	0,0
5/ 2	0,3	0,0
5/ 3 (C)	0,3	0,0
6/ 1	0,0	0,0
6/ 2	0,0	0,0
6/ 3 (C)	0,0	0,0
7/ 1	0,0	0,0
7/ 2	0,4	0,0
7/ 3 (C)	0,4	0,0
8/ 1	0,0	0,0
8/ 2	0,4	0,0
8/ 3 (C)	0,4	0,0
9/ 1	0,0	0,0
9/ 2	0,4	0,0
9/ 3 (C)	0,4	0,0

V.8.3-Déplacements Max comparaison

Méthode de calcul	Robot Bat Structural Analysis Professional 2010 en [cm]	Maxwell [cm]
Δ MAX	0,4	1.18

CONCLUSION

CONCLUSION GÉNÉRALE

Notre système de contreventement présente relativement un meilleur comportement pour reprendre les forces horizontales, tout en gardant un aspect architectural convenable, et une réalisation relativement simple.

Pour ce projet, nous avons agis principalement sur :

Les Principaux efforts et leur cheminement ainsi de données les principaux fonctionnement des contreventement.

Ensuite nous avons données les différents types de contreventements horizontale telle que :

- ✚ les combles
- ✚ les fermes
- ✚ les différents types d'assemblages

Dans le 3eme point on a exposée les contreventements verticaux et leurs dispositions dans un projet et les différents types.

Pour le 4eme points on a essayé de donner une formule pour simplifier et faciliter les calculs.

Pour valider notre travail on a fait un calcul pratique sur un cas réel. Basé sur la formule de MAXWAL BUTT et on a comparé avec le logiciel

Robot BAT 2010.

A la fin de notre travail on a constaté que la disposition des c.v est un facteur important pour assurer la stabilité et la sécurité des structures.

Donc c'est une première et très importante expérience pour la vie d'un master.

LA BIBLIOGRAPHIE

Règlements:

- **RNVA99** : règle algérienne neige et vent.
- **CM66** : calcul de charpente métallique selon les règles de 1966

Livre:

[1] calcul pratique du contreventement

AUTEUR

Dr-CHERAIT YACINE

[3] calcul pratique des structures métalliques

AUTEUR

DR.LNG.M.BELAZOUGU I DIRECTEUR DU C.G.S

RÉSISTANCE DES MATÉRIELUX

AUTEUR

S.TIMOSHENKO

SITE INTERNET /

WWW.MEMOIRONLINE.COM

WWW.LEMONDEGENIECIVIL.COM

WWW.DAMASGATE.COM

WWW.ING.DZ

AIDE MÉMOIRE/

Contreventement » Spécialité : CHARPENTE MÉTALLIQUE

DE BAYARASSOU NOUR

AZZEDINE FOUED

BOURENANE REDOUANE

DE – DEU AJUIN 2005