Royaume du Maroc

MINISTERE DE L'AMENAGEMENT DU TERRITOIRE NATIONAL, DE L'URBANISME, DE L'HABITAT ET DE LA POLITIQUE DE LA VILLE

- Habitat et Politique de la Ville -

Secrétariat Général

Direction de la Qualité et des Affaires Techniques

Guide pratique

D'UTILISATION DU REGLEMENT DE CONSTRUCTION PARASISMIQUE

RPS 2000 (VERSION 2011)



Royaume du Maroc



MINISTERE DE L'AMENAGEMENT DU TERRITOIRE NATIONAL, DE L'URBANISME,
DE L'HABITAT ET DE LA POLITIQUE DE LA VILLE
- Habitat et Politique de la Ville -
Secrétariat Général
Direction de la Qualité et des Affaires Techniques

Guide pratique

D'UTILISATION DU REGLEMENT DE CONSTRUCTION PARASISMIQUE

RPS 2000 (VERSION 2011)

SOMMAIRE

INTRODUCTION 14

NECESSITE DU GUIDE 14

CONTEXTE JURIDIQUEE 15

AVANTAGE DU RPS 2000 «VERSION 2011»E 15

GLOSSAIRE 18

CHAPITRE 1 : CONCEPTION PARASISMIQUE
- PRINCIPALES SPÉCIFITÉS ET RECOMMANDATIONS POUR UNE STRUCTURE PARASISMIQUE 24

1.1– Principaux éléments de conception parasismique 24
1.1.1 – Pourquoi construire parasismique 24
1.1.2 – Sol et fondations 24
1.1.3 – Forme en plan et en élévation 25
1.1.4 – Principaux types de contreventement 229

CHAPITRE II : PROCÉDURE DE LA MÉTHODE STATIQUE ÉQUIVALENTE
- EXEMPLE D'APPLICATION A UN BÂTIMENT DE 10 NIVEAUX POTEAUX/POUTRES 38

2.1 – Procédure pas à pas de la méthode statique équivalente 39
2.2 – Application à l'exemple 1 – R+9 : Contreventement par ossature 40
2.2.1 – Régularité en plan et en élévation 40
2.2.2 – Matériaux – Coffrage 41
2.2.3 – Séisme : Localisation – Détermination des paramètres sismiques 41
2.2.4 – Effort tranchant à la base 44
2.3 – Comparaison entre les efforts tranchants à la base de la méthode Statique équivalente
avec ceux calculés par logiciel 47
2.3.a – Calcul par ordinateur de la structure..... 47
2.4 – Répartition par niveau de l'effort tranchant aux éléments de Contreventement 50
2.4.1 – Effort de translation 50
2.5 – Calcul de la torsion 59
2.5.1 – Distribution effort de rotation dû au moment de torsion (MT)
Exemple plancher haut rez-de-chaussée (PHRDC) 61
a) Moment de torsion par niveau 66
b) Répartition du moment de torsion repris par chaque poteau pour le séisme transversal 66
2.5.2 – Portique transversal : Effort résultant – Translation + Rotation 70
2.5.3 – Portiques longitudinaux : Translation + Rotation 71
2.6 – Renversement – Effort sismique de compression ou de traction 74
2.7 – Vérification des déformations 75

CHAPITRE 3 : CONTREVENTEMENT PAR VOILES
- CAS DES VOILES DÉSOLIDARISÉS – EXEMPLE BÂTIMENT 8 NIVEAUX ... 78

3.1 – Article 7.3.1.4.1 : Dimensions minimales des voiles ... 81
3.2 – Paramètres et coefficients sismiques ... 81
3.3 – Remarque sur la masse des planchers ... 82
3.4 – Effort tranchant base –Sens longitudinal (X) – Sens transversal (Y) ... 82
3.5- Répartition verticale de l'effort sismique – Sens (X) – Sens (Y) ... 83
3.6-Répartition de l'effort repris par les voiles de contreventement ... 84
3.6.1-Inerties des voiles V3-V3' et V4 ... 84
3.6.2-Détermination des coordonnées du centre de torsion ... 86
3.6.3-Distribution verticale des efforts repris par les voiles VC et CD ... 87
3.6.4-Distribution verticale des efforts repris par V3-V3' et V4 ... 88
3.7-Détermination des efforts de rotation repris par V3-V3'-V4-VC et VD ... 91
3.8-Efforts résultants – Translation + Rotation ... 94
3.9 – Addenda : Détermination du CDG du noyau (Vasc/esc) ... 96

CHAPITRE 4 –CONTREVENTEMENT VOILES – CAS SOLIDARISÉS ... 100

4.1- Exemple 3 - 2ème cas : Voiles solidarisés ... 102
4.2-Répartition des efforts de translation ... 103
4.3-Répartition verticale de l'effort de translation ... 104
4.4-Répartition de l'effort de rotation ... 105
4.5- Effort tranchant résultant : Translation + Rotation ... 107
4.6-Remarque : Comparaison des cas désolidarisé et solidarisé ... 108

CHAPITRE 5 – EXEMPLE DE CONTREVENTEMENT PAR VOILES CAS VOILES AVEC OUVERTURES ... 110

5.1-Effort tranchant à la base ... 113
5.2-Caractéristiques et géométrie des voiles de contreventement ... 114
5.2.1-Calcul des moments statiques ... 115
5.2.2-Détermination des centres de gravité et de torsion ... 118
5.3-Distribution verticale de l'effort tranchant de base ... 119
5.4-Effort tranchant dans les linteaux ... 120
5.5-Moment fléchissant-Cas voile V2 – Élément 1 ... 122
5.6-Moment fléchissant-Cas voile V2 – Élément 2 ... 123
5.7-Addenda aux caractéristiques des voiles avec ouvertures ... 124

CHAPITRE 6– CALCUL DYNAMIQUE BÂTIMENT INDUSTRIEL ... 130

CHAPITRE 7 – EXEMPLES DES PRINCIPAUX ARTICLES DE VÉRIFICATION ... 134

7.1-Article 3.2.1.a : Vérification régularité en plan-Débord et saillie ... 136

7.2-Article 3.2.1.c : Vérification régularité en plan-Torsion/Translation 137
7.2.1 – Exemple contreventement par voiles 137
7.2.2 – Exemple contreventement par ossature poteaux/poutres 138
7.3 – Article 3.2.2 : Vérification de la régularité en élévation 140
7.4 – Article 3.3.3 : Ductilité et classe de bâtiments 142
7.5 – Article 8.2.3 : Vérification de la stabilité au renversement 143
7.6 – Article 7.2.2.2.2 : Coefficient de majoration dynamique pour tenir compte des modes supérieurs au calcul statique équivalent 145
7.7 – Article 6.6 : Éléments architecturaux et équipements 148
7.8 – Article 7.3.1.3.3 : Vérification de la rotule plastique au nœud poteau/poutre 150

CHAPITRE 8 – EXEMPLE DE CALCUL DE SEMELLE ISOLÉE EN ZONE SISMIQUE 154

CHAPITRE 9 – APERÇU ET EXEMPLE DE LIAISON SOL/STRUCTURE 160

CHAPITRE 10 – SURÉLÉVATION CONSTRUCTION EXISTANTE 168

10.1 – Cas 1 : Ce qu'il faut faire 170
10.2 – Cas 2 : Ce qu'il faut éviter 173

CHAPITRE 11 – MATÉRIAUX DE CONSTRUCTION ET LEUR MISE EN OEUVRE 174

CHAPITRE 12 – PROBLÉMATIQUE DU "SURCÔUT" CONSTRUCTION PARASISMIQUE 184

ANNEXE I – EXEMPLE DE CALCUL DU POIDS (W) DE LA STRUCTURE 200

ANNEXE II – ÉLÉMENTS DE CALCUL – NF P06.001 ET NF P06.004 202

ANNEXE III – FORMULE DE RÉPARTITION EN TRANSLATION 205

ANNEXE IV – RÉPARTITION DU MOMENT DE TORSION- EFFORT REPRIS PAR POTEAU 206

ANNEXE V – FORMULATION DU CALCUL DE DÉPLACEMENT LATÉRAL PAR LA MÉTHODE DES AIRES 207

LISTE DES TABLEAUX

DESIGNATION	PAGE
Tableau des vitesses – RPS 2000 «version 2011»	42
Tableau des accélérations – RPS 2000 «version 2011»	42
Tableau 3.1 : Coefficient de priorité- Art 3.1.2	42
Tableau 5.2-Influence du site : Art 5.2.3.2	43
Tableau 3.2 : Ductilité et classes de bâtiments	43
Tableau 5.3 : Facteur d'amplification dynamique-Art 5.2.3.3	44
Coordonnées centres Gravité/Torsion - Exemple 1 : Calcul dynamique	47
Vecteur d'excitation - Sens X - Exemple 1 : Calcul dynamique	48
Vecteur d'excitation - Sens Y - Exemple 1 : Calcul dynamique	48
Résultats de l'analyse modale - Exemple 1 : Calcul dynamique	49
Récapitulatif des inerties: - Exemple 1 :Méthode statique équivalente (MSE)	51
Niveau 1 – Plancher HRDC Exemple 1 (MSE)	60
Distribution effort rotation (MT) -Exemple plancher Haut Rez-de-chaussée (MSE)	61
Répartition par poteau - Séisme longitudinal - 1er niveau (MSE)	63
Répartition par poteau - Séisme longitudinal - 2ème niveau (MSE)	64
Moment de torsion par niveau (MSE)	66
Calcul des déplacements (MSE)	76
Calcul du CDG et Inertie du voile V3 - Exemple 2	84
Calcul du CDG et Inertie du voile V3' - Exemple 2	85
Effort de rotation - Exemple 2	91
Distribution de l'effort de rotation - Voile V3 - Exemple 2	92
Distribution de l'effort de rotation - Voile V4 - Exemple 2	92
Distribution de l'effort de rotation - Voile V3' - Exemple 2	92
Distribution de l'effort de rotation - Voile VC - Exemple 2	93
Coordonnées du contour des voiles couplés - Exemple 2	96
Calcul de la surface et l'ordonnée du CDG (YG)	97 et 98
Distribution verticale effort de rotation –Séisme longitudinal (X) - Exemple 2	106
Récapitulatif des caractéristiques des voiles - Voiles avec ouvertures	117
Séisme longitudinal (Sens X) - Voiles avec ouvertures	119
Séisme transversal (Sens Y) - Voiles avec ouvertures	119
Effort tranchant linteau – Voile V2 - Voiles avec ouvertures	121
Moment fléchissant – Voile V2 - Elément 1 s - Voiles avec ouvertures	122
Détermination rapport raideur torsion sur translation - Vérification Article 3.2.1-c	139

Inerties des poteaux - Vérification article 7.2.2.2.1	146
Plancher terrasse = 246.00T (Annexe 1 : Exemples calcul du poids (w) de la structure)	200
Plancher haut 8ème = 261.10T-(Annexe 1 : Exemples calcul poids (w) de la structure)	201
Plancher haut 4ème à 7ème = 264.12T-(Annexe 1 : Exemples calcul poids (w) de la structure)	201
Plancher haut du RDC au 3ème = 267.3T-(Annexe 1 : Exemples calcul poids (w)	201
Eléments de descente des charges : Voir norme NF 06.001 et NF P 06.004	202
Toitures métalliques et légères (Descente charges)	202
Revêtements - (Descente charges)	203
Enduits et Maçonnerie - (Descente charges)	203

LISTE DES FIGURES

Numéro	TITRE	Page N°
Figure 1a	Accélération selon le zonage sismique du RPS 2011 (Tadili et Ait Brahim 2011)	16
1b	Vitesse selon le zonage sismique du RPS 2011 (Tadili et Ait Brahim 2011)	17
2a	Limitation en zone sismique	24
2b	Limitation des avant-poteaux	25
3	Centre gravité des masses	25
4	Formes en plan fermées	26
5	Formes en plan ouvertes	26
6a	Position du centre géometrique selon la répartition des masses	27
6b	Exemple de répartion différente des masses	27
7	Positions d'équilibre	28
8a	Régularité en élévation	28
8b	Retrait en élévation	29
9a	Principaux types de contreventement	29
9b	Contreventement en baïonnette	29
9c	Contreventement dans des plans différents	30
10	Poteau non fondé	30
11a	Planchés dénivelés	30
11b	Voile non fondé	31
12	Importance de la répartition des contreventements	31
13	Retrait - Variation de position du centre de gravité	32

14	Centre de torsion	32
15a	Excentricité nulle - Pas d'effet de torsion	33
15b	Contreventement non symétrique - Effet de rotation	33
16	Cheminement des efforts	33
17	Formation de rotule plastique	34
18	Cheminement des efforts- Portique transversal (Seisme Hoceima)	34
19a	Coffrage étage courant - Exemple 1	40
19b	Coffrage - Poteaux P1 - P2	41
20a	Carte des vitesses - RPS 2011	42
20b	Carte des accélérations - RPS 2011	42
21	Modélisation des masses	45
22	Régularité verticale de la force sismique par niveau	46
23a	Position des centres de gravité et de torsion	50
23b	Niveau HRDC - Centres de gravité et de torsion	51
24	Excentricité - Position centre de gravité	52
25	Efforts tranchants - Poteaux P1, P2	53
26a	Efforts par poteau - Sens transversal	54
26b	Efforts par poteau - Portique longitudinal - File A	54
26c	Efforts par poteau - Portique longitudinal - Files B et C	54
27	Effort tranchant résultant par niveau	55
28a	Répartition verticale - Effort tranchant par poteau	56
28b	Portique longitudinal - File A - Poteaux P1	57
28c	Portique longitudinal - Files B et C	58
29a	HRDC - Détermination du centre de torsion	59
29b	HRDC -Excentricités ex , ey	59
29c	HRDC - Moment de torsion	62
30	Effort de torsion - Poteau A1	63
31a	PHRDC - Effort de rotation - MT=74.50 Tm	64
31b	Effort rotation par poteau - Séisme transversal 2ème niveau	65
31c	Effort rotation par poteau - Séisme transversal 3ème niveau	66
31d	Effort rotation par poteau - Séisme transversal 4ème niveau	67

31e	Effort rotation par poteau - Séisme transversal 5ème niveau	67
31f	Effort rotation par poteau - Séisme transversal 6ème niveau	68
31g	Effort rotation par poteau - Séisme transversal 7ème niveau	68
31h	Effort rotation par poteau - Séisme transversal 8ème niveau	69
31i	Effort rotation par poteau - Séisme transversal 9ème niveau	69
31j	Effort rotation par poteau - Séisme transversal 10 ème niveau	70
32	Effort tranchant résultant - Portique transversal - Translation+Rotation	70
33a	Effort tranchant résultant - Portique longitudinal(A) - Translation+Rotation	71
33b	Effort tranchant résultant - Portique longitudinal(B) - Translation+Rotation	72
33c	Effort tranchant résultant - Portique longitudinal(C) - Translation+Rotation	73
34a	Moment de renversement	74
34a’	Seisme d’Alger 2013-Cas de renversement	74
34b	Renversement - Efforts normaux dans les poteaux	74
34b’	Seisme d’Alger 2013-Renversement : Poteaux lestés/délestés	75
35	Déplacement latéral	75
36	Contreventement par voiles-Cas 1-Voiles désolidarisés	80
37	Modélisation des masse-Contreventement par voiles	81
38a	Distribution verticale des forces -Sens longitudinal	82
38b	Distribution verticale des forces -Sens transversal	83
39	Cage des escaliers et ascenseur	83
40a	Inertie voile V3	84
40b	Inertie voile V3’	85
40c	Inertie voile VC	85
41	Excentricités (ex , ey)	86
42a	Efforts voiles sens X - Voiles VC , VD	87
42b	Effort tranchant et moment de renversement-Voiles VC/VD	87
42c	Efforts voiles sens Y - Voiles V3 , V3’ ,V4	88
42d	Effort tranchant et moment de renversement-Voiles (V3,V4) et V3’	89
43a	Efforts rotation - Torsion	89
43b	Détermination des efforts de rotation	90
43c	Effort résultant - Translation + Rotation (Voiles VC et VD)	93

43d	Effort résultant - Translation + Rotation (Voiles V3 et V3')	94
43e	Effort résultant - Translation + Rotation (Voile V4)	95
44	Détermination CDG de cage escaliers	96
45a	Cas de voiles solidarisés	102
45b	CDG noyau Ascenseurs/Escaliers	102
46a	Répartition des efforts transversaux	103
46b	Forces - Seisme transversal (Y)	103
47	Sens X - Voiles VD - Voile (Esc/Asc)	104
48a	Position du centre de torsion	104
48b	Distribution effort rotation-Voile (VD)	105
49	Effort résultant - Translation + Rotation (Voile VD et Vesc/asc)	107
50	Coffrage - Voiles avec ouvertures	112
51	Répartition verticale - Séisme sens X	113
52	Répartition verticale - Séisme sens Y	113
53a	Dimensions - Caractéristiques voiles avec ouvertures	114
53b	Exemple voile à 1 ouverture - V2	115
53c	Exemple voile à 4 ouvertures - V3	116
54	Centres de gravité et de torsion	118
55	Dimensions linteau	120
56	Effort linteau - Voile V2 à 1 ouverture	120
57	Effort tranchant - Linteau - Voile V2	122
58	Moment fléchissant - Voile V2	123
59a	Condition voile court	124
59b	Conditions d'extrémité des voiles	124
59c	Désignation éléments voiles avec/sans ouvertures	124
59d	Paramètres - Voiles avec ouvertures	125
59e	Désignation des paramètres - Voiles 2 ouvertures	126
59f	Calcul paramètres - Voile V2 - 1 ouverture	127
59g	Calcul paramètres - Voile V3 - 4 ouvertures	127
60a	Ossature métallique	132
60b	Modélisation ferme articulée	132

60c	Modélisation ferme encastrée	133
61	Régularité en plan - Débord/Saillie	136
62	Exemple contreventement par voiles	137
63	Exemple contreventement par poteaux	138
64	Régularité en élévation	140
65a	Masses - Régularité en élévation	141
65b	Raideur et rigidité	141
65c	Rigidité - Régularité en élévation	141
66	Exemple de variation de rigidité	142
67	Stabilité au renversement	144
68a	Coefficient de majoration dynamique	145
68b	Majoration dynamique - Distribution des forces	146
68c	Majoration dynamique - Diagramme des moments	146
68d	Variation du coefficient de majoration dynamique	147
68e	Diagramme des moments majorés	147
69	Eléments non structuraux - Balcon	148
70a	Coffrage - Exemple de vérification de rotule plastique	150
70b	Vérification rotule plastique - Poteau	151
70c	Vérification rotule plastique - Poutre	151
70d	Non respect de rotule plastique - Séisme Alger 2003	152
71a	Semelle isolée en zone sismique	156
71b	Excentricité - Noyau central	158
71c	Contrainte sur le sol	158
72a	Modélisation sommaire intéraction sol/structure	168
72b	Paramètres d'intéraction sol/structure	168
72c	Raideurs en rotation et déplacement vertical	164
72d	Caractéristiques mécaniques des ressorts	164
72e	Raideur en rotation	165
73a	Surélévation - Plans architecture - Cas 1	170
73b	Surélévation - Coupes - Cas 1	171
73c	Distribution des masses - Cas 1	171

73d	Surélévation - Voiles de contreventement - Cas 1	172
73e	Implantation des voiles contreventement - Cas 1	173
74	Surélévation - Plans - Cas 2	173
75a	Mise en œuvre - Ductilité du béton	176
75b	Confinement du béton	177
75c	Défaut de frettage de zone nodale-Seisme Hoceima 2004	177
75d	Défaut de mise en place des attentes	177
75e	Recommandation de mise en place des aciers-Voile contreventement	178
75f	Défaut de coulage du nœud poteau/poutre	179
75g	Arrêt de coulage du béton du poteau avant le fond de poutre	179
76a	Construction maçonnerie-Contreventement	180
76b	Maçonnerie - Murs en pierres	180
76c	Maçonnerie - Défauts de mise en œuvre	180
76d	Désordres murs en pierres - Séisme Hoceima	181
76e	Maçonnerie - Principales règles de mise en œuvre	181
76f	Maçonnerie en pierres-Pierre angulaire (Séisme Hoceima)	182
77a	Problématique surcoût-Coffrage salle polyvalente	186
77b	Détermination de l'effort sismique	188
77c	Effort sismique - Poteau	189
77d	Rigidité relative de niveau	189
77e	Rigidité linéaire poutre/poteau	190
77f	Portique transversal-Charges permanentes et action	191
77g	(1)Charge permanente(g)-(2) Diagramme moment fléchissant	192
77h	Actions - Moment fléchissant	193
77i	ELU - Moment fléchissant	193
77j	ELU - Ferraillage	194
78a	Annexe III-Méthode calcul-Répartition en translation	205
78b	Annexe III-Rigidité - Déplacement relatif en tête poteau	205
78c	Annexe V -Méthode calcul - Déplacement relatif latéral - Poteau encastré	207

INTRODUCTION

Bien que le Maroc soit qualifié de sismicité modérée, il a la spécificité d'avoir subi à travers son histoire du 9ème siècle au 20ème siècle, de nombreux tremblements de terre qui ont détruit partiellement ou en grande partie plusieurs villes du Maroc (Avec d'importants dégâts matériels et de nombreux morts et blessés). Au 20ème siècle, beaucoup de marocains ont encore en mémoire, le séisme d'Agadir en 1960 et d'Al Hoceima en 1994 et 2004. Ainsi, au Maroc la possibilité pour qu'un séisme destructeur puisse s'y produire à nouveau et engendrer des victimes et des dégâts importants reste très probable. Pour se protéger de cette activité sismique quelquefois destructrice, le Maroc s'est doté d'un règlement de construction parasismique RPS 2000 (22 février, 2002) qui fixe les règles de calcul et de dimensionnement des structures pour renforcer la tenue des ouvrages face aux secousses sismiques. Il édicte les dispositions techniques de génie civil et de conception architecturale permettant aux bâtiments de résister aux secousses sismiques. Il se fixe pour objectifs d'assurer la sécurité du public pendant un tremblement de terre, ainsi que la protection des biens matériels. Dix ans après l'entrée en vigueur du RPS 2000 (22 février, 2002), le Ministère de l'Aménagement du Territoire National, de l'Urbanisme, de l'Habitat et de la Politique de la Ville a procédé à une actualisation du RPS 2000 pour d'une part y intégrer les derniers progrès techniques connus dans ce domaine et d'autre part pour apporter des éléments de réponse aux remarques et questions pertinentes soulevées par les intervenants dans l'acte de bâtir. Le RPS 2000 « version 2011 » présente deux nouvelles cartes sismiques (accélération et vitesse au lieu de l'accélération uniquement), avec un nouveau découpage du territoire national en 5 zones sismiques (au lieu de 3) à paliers d'accélération et de vitesse progressifs. Il détaille en plus, le classement des sites en cinq types (au lieu de trois) en fonction des caractéristiques mécaniques des sols. Un catalogue de l'ensemble des communes du Maroc qui indique d'une façon plus précise pour chaque commune ses propres paramètres sismiques (valeur de la vitesse, Zv et Za). Et après l'application des dispositions constructives parasismiques du RPS 2000 «version 2011», par les professionnels, les concepteurs et tous les intervenants dans le domaine de la construction, il s'est avéré que la mise en œuvre des techniques préconisées pour les constructions parasismiques, nécessite plus d'explications, de précisions et d'informations pour faciliter la compréhension des exigences en matière de conception, de calcul et également d'utilisation des articles de ce règlement. Et afin de faciliter la compréhension de ce règlement, le Ministère de l'Aménagement du Territoire National, de l'Urbanisme, de l'Habitat et de la Politique de la Ville a jugé utile l'élaboration d'un guide pratique du RPS 2000 « version 2011» qui va donner les principes d'une bonne conception architecturale et de dimensionnement parasismique à l'aide d'exemples tirés des leçons des séismes passés. Ce Guide a pour vocation de proposer un soutien technique aux professionnels, du secteur de la construction, car la construction parasismique représente le moyen le plus efficace de se protéger des effets d'un séisme majeur, puisque dans la plupart des cas, ce sont les constructions qui causent les pertes humaines en s'effondrant sur les occupants. L'expérience montre que les maisons correctement conçues et édifiées en appliquant les dispositions constructives parasismiques sont sûres et les dommages sismiques qu'elles peuvent subir sont peu importants et facilement réparables.

APPORTS DU GUIDE

- Faciliter l'utilisation du RPS 2000 «version 2011» ;
- Résumer les précautions générales et les obligations de mise en oeuvre ;
- Expliciter l'action sismique sur les bâtiments ;
- Donner les spécificités concernant les éléments composants d'une structure parasismique ;
- Détailler et simplifier les méthodes et les techniques de la conception et de la construction parasismique ;
- Effectuer des études d'exemples de cas concrets de calcul statique et dynamique.

CONTEXTE JURIDIQUE

Le Règlement de Construction Parasismique (RPS 2000) a été approuvé par le décret n° 2-02-177 du 9 hija 1422 (22 février 2002) applicable aux bâtiments, fixant les règles parasismiques et instituant le Comité National du Génie Parasismique.
Le Règlement de Construction Parasismique (RPS 2000 version 2011) a été approuvé par le Décret n°2-12-682 du 17 rejeb 1434 (28 mai 2013) modifiant le décretn°2-02-177 du 9 hija 1422 (22 février 2002) approuvant le règlement de construction parasismique (R.P.S 2000) applicable aux bâtiments fixant les règles parasismiques et instituant le Comité national du génie parasismique. Bulletin officiel n° 6206 du 17 moharrem 1435 (21/11/2013).

AVANTAGE DU RPS 2000 «VERSION 2011»

Le RPS 2000 «version 2011» présente les avantages suivants. Il s'agit en particulier,

- Un nouveau zonage sismique avec la liste par province et par commune ce qui lève le doute de la carte du RPS 2000 ;
- Une redéfinition des classes de sol ;
- Une redéfinition des accélérations et des vitesses de référence ;
- Une redéfinition des catégories d'importance d'ouvrage à risque normal ;

Ces règles fixent des exigences en matière de conception mais également en ce qui concerne les dispositions constructives à mettre en œuvre en fonction des solutions techniques retenues (construction en béton armé, maçonnerie, acier,…).

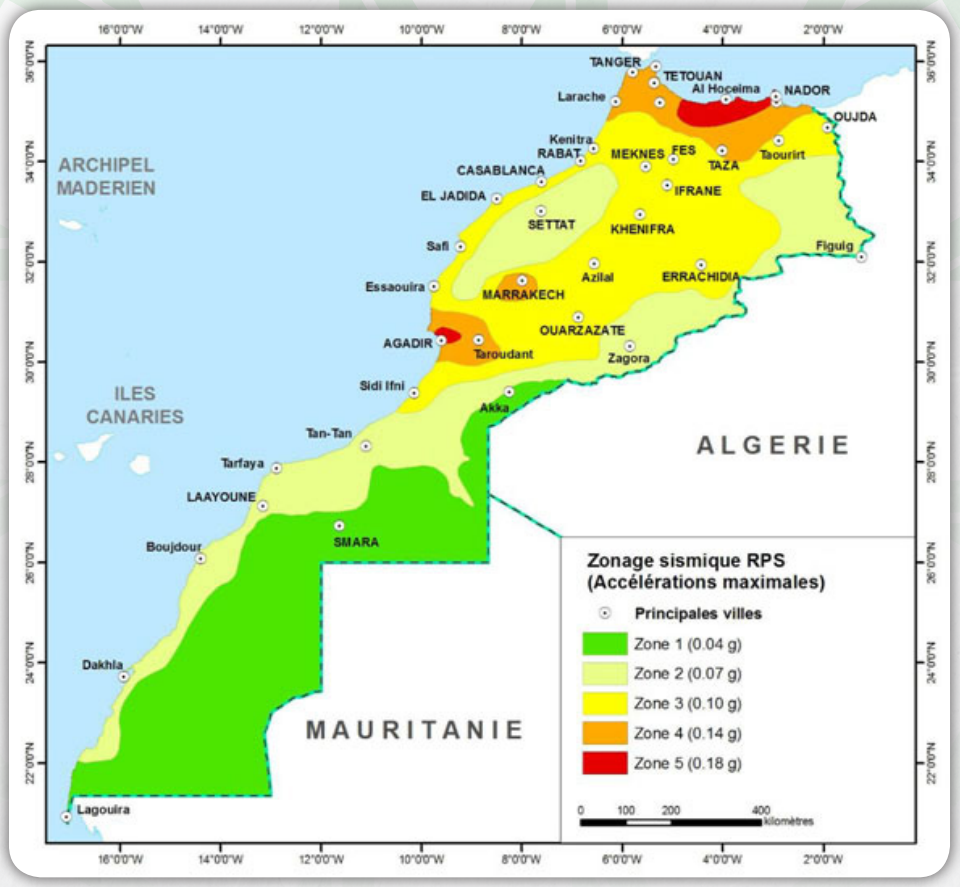


Figure 1a : Accélération selon le zonage sismique du RPS 2000 «version 2011» (Tadili et Ait Brahim 2011)

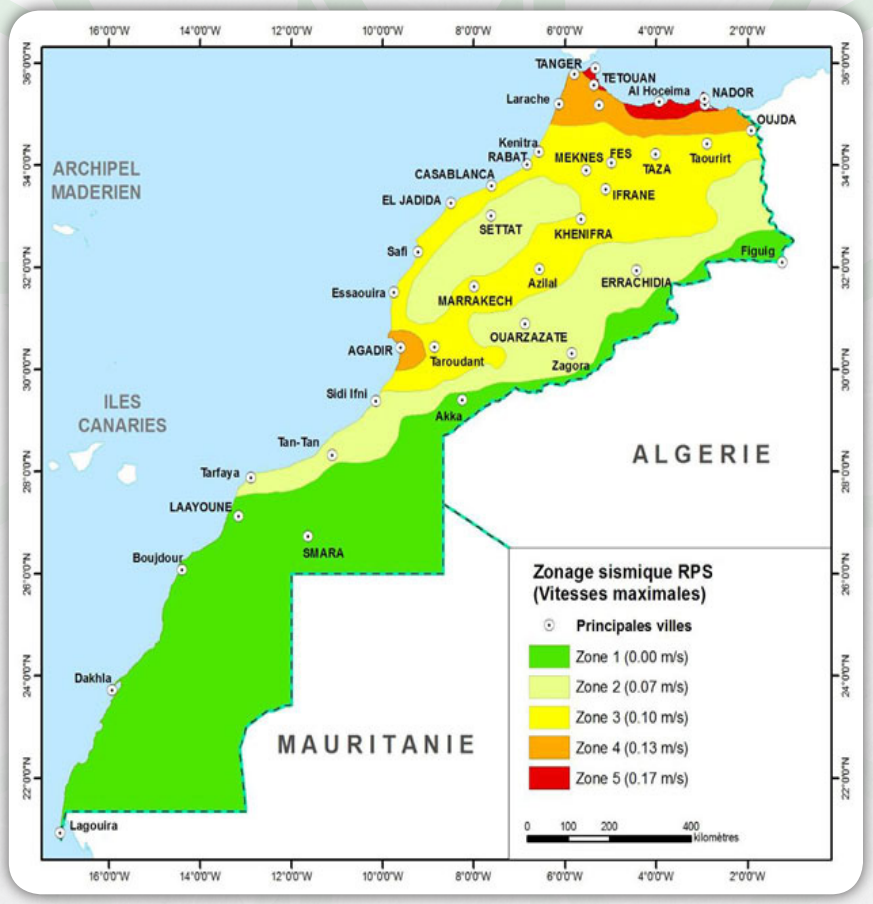


Figure 1b : Vitesse selon le zonage sismique du RPS 2000 «version 2011» (Tadili et Ait Brahim 2011)

GLOSSAIRE

Accélération : Variation de la vitesse en fonction du temps; paramètre utilisé en sismologie pour caractériser un mouvement vibratoire du sol ou d'une structure, exprimé en pourcentage de g (accélération de la gravité : g=9.81m/s/s).

Amplitude : Différence entre la crête et le niveau zéro de toute onde, par exemple d'une onde sismique.

Base : Niveau à partir duquel est définie la forme du mode fondamental de vibration.

Centre de gravité (CDG)/torsion (CT ou T) :

1. Le centre de gravité, appelé aussi centre de masses, est le point de passage de la résultante des masses. En général c'est le centre de gravité de la surface chargée.
2. Le centre de torsion est le centre des rigidités des éléments de contreventement.

Coefficient de Comportement: Coefficient traduisant la capacité d'une structure à dissiper l'énergie par déformations postélastiques.

Coefficient de site : Le coefficient de site (S) tient compte des effets d'amplification dynamique du mouvement du sol. L'état du sol de fondation peut exercer une grande influence sur la réponse de la superstructure au séisme.

Coefficient sismique : Le niveau de la charge sismique latérale de calcul donnée en pourcentage au poids de la structure.

Contreventement : Ensemble d'éléments de construction assurant la stabilité et la rigidité d'un bâtiment vis-à-vis des forces horizontales engendrées par le vent, les secousses sismiques ou autres actions horizontales.
Les principaux types de contreventement généralement rencontrés dans les structures de bâtiment sont :

1. Ossatures poteaux-poutres-Portiques ;
2. Voiles en béton armé ;
3. Noyaux en béton armé ;
4. Contreventement type charpente métallique.

Déformation Elastique : Déformation proportionnelle à la charge et qui disparaît après suppression de cette charge pour revenir à l'état initiale sans déformation rémanente (résiduelle).

Déformation plastique : Déformation irréversible (résiduelle) des éléments structuraux dotés d'une ductilité et s'accompagnant d'une dissipation de l'énergie .Cette déformation est obtenue au-delà de la limite d'élasticité.

Ductilité : L'aptitude d'un élément de structure ou de toute la structure dans sa conception à se déformer en dépassant la limite élastique sans risque de rupture fragile.

Epicentre: Point à la surface de la terre à la verticale de l'hypocentre.

Force sismique : Les forces dues à l'action d'un séisme sollicitent la structure d'une construction dans toutes les directions. Elles ne suivent pas une direction privilégiée comme les forces de la pesanteur et de la neige dirigées vers le bas. Les forces sismiques sollicitent d'abord les éléments de l'infrastructure pour être ensuite transmises aux éléments de la superstructure. Pour le calcul on distingue le séisme horizontal et le séisme vertical dont les forces engendrent dans les éléments résistants :

- La compression ;
- La traction ;
- Les efforts tranchants ;
- Des moments fléchissant ;
- de la torsion.

Foyer : Origine de la rupture à l'intérieur de la terre, provoquant le séisme.

Intensité macrosismique : Quantification sur une échelle spécifique des conséquences d'un séisme en un lieu donné, à partir de ses effets sur la population, les constructions et l'environnement. Les échelles d'intensité les plus courantes sont l'échelle MM (Mercalli modifiée) et MSK (Medvedev-Sponheuer-Karnik), comportant toutes deux douze degrés.

Magnitude : Paramètre indicatif de l'énergie sismique libérée par un séisme (à la différence de l'intensité qui décrit les effets en un lieu particulier). Introduite par C.F. Richter en 1935, la magnitude est exprimée en terme de mouvement qui serait enregistré par un type particulier de sismographe localisé à 100 km de l'épicentre d'un séisme. Aujourd'hui, plusieurs échelles de magnitude sont utilisées; elles sont fondées sur l'amplitude de différents types d'ondes sismiques, sur la durée du signal ou sur le moment sismique.
La magnitude est une mesure de la quantité d'énergie libérée lors d'un tremblement de terre. On l'obtient à partir de l'amplitude des ondes sismiques enregistrées par les sismographes et de la distance entre la station sismographique et le point d'origine du tremblement de terre.
Les tremblements de terre qui ont des magnitudes de 2,5 ou moins sont généralement qualifiés de microséismes et sont habituellement trop peu violents pour être ressentis. Les tremblements de terre de magnitude d'à peu près 5 ou plus sont assez forts pour que les sismographes les enregistrent partout dans le monde et ceux de magnitude égale ou supérieure à 6 peuvent causer des dégats. Les tremblements majeurs ont des magnitudes d'au moins 8. Il s'en produit en moyenne un par année.

Microzonage : Subdivision d'une région en secteurs où des effets de même type résultant d'un aléa donné peuvent être attendus. Le microzonage sismique est une cartographie à grande échelle (de l'ordre du 1/5 000 au 1/10 000) de l'aléa sismique local.

Mur de contreventement : C'est un mur en maçonnerie ou en béton ayant une fonction résistante aux forces horizontales le sollicitant parallèlement à son plan.

Onde sismique : Les ondes sismiques sont habituellement produites lorsque des roches souterraines se détendent en se déplaçant de manière saccadée le long d'une zone de faille. Elles sont plus rarement générées par d'autres phénomènes naturels tels que volcanisme ou effondrement de cavités naturelles ou artificiels (minage).

Ossature poutres/poteaux : C'est l'ensemble de la structure formée de poutres/poteaux devant résister tant aux charges verticales (Poids propre, Permanentes, Exploitation, Neige..) qu'aux forces horizontales.

Période fondamentale : La plus longue période pour laquelle la structure atteint la réponse maximale.
On l'appelle aussi la période naturelle.

Parasismique : Ensemble de mesures préventives visant à protéger une construction des actions sismiques.

Rapport accélération/vitesse (za/zv) : Ce rapport permet de définir le facteur d'amplification dynamique qui caractérise la réponse de la structure à une sollicitation sismique. Il permet de déterminer les forces équivalentes statiques.
Réplique : Secousse sismique plus faible succédant au choc principal, à proximité de son foyer. Les répliques décroissent généralement en nombre et en magnitude avec le temps.

Risque acceptable : Niveau des pertes humaines et matérielles perçu par la communauté ou les autorités compétentes comme tolérable, dans le cadre des actions visant à minimiser le risque de catastrophe.

Secousse : Vibration du sol associée à un séisme ou à une explosion.

Séisme de Base d'exploitation (SBE) : Le séisme de base d'exploitation est le séisme important pouvant se produire au droit du site. Le choix du séisme de base d'exploitation est déterminé en fonction des données disponible dans les catalogues de la sismicité historique et instrumentale au sein de la zone source prise en compte. Le SBE peut correspondre au "SMHV" (Séisme Maximum Historiquement Vraisemblable). Le séisme de base d'exploitation (SBE) est le séisme ayant une probabilité de dépassement de 10% en 50 ans, soit l'équivalent d'un temps de retour de 475 ans.

Séisme maximal de dimensionnement du projet (SMD) ou Séisme Majoré de Sécurité = SMS : Pour se donner une marge de sécurité supplémentaire pour intégrer la durée relativement courte de l'observation historique (selon la sensibilité de l'ouvrage au mouvement sismique et les enjeux), on prend en considération le "SMS" Séisme Majoré de Sécurité, soit en majorant la magnitude du SMHV (Séisme Maximum Historiquement Vraisemblable) (ou le séisme maximum enregistré) par 0,5, soit en majorant l'intensité au site de 1 degré d'intensité.

Spectre de réponse élastique : Utilisé par les ingénieurs pour caractériser le système de forces (ou action sismique) qui s'applique à une structure lors d'un séisme. Il s'exprime par un graphe qui donne la réponse, en termes d'accélération, de vitesse ou de déplacement, d'un oscillateur simple en fonction de la période T, ou de son inverse, la fréquence f. C'est une courbe donnant l'accélération en fonction de la période. Le spectre correspond à l'accélération maximale d'un oscillateur simple en fonction de sa période propre et de son amortissement critique. Il dimensionne le mouvement sismique à prendre en compte dans les règles de construction.

Spectre de réponse : Courbes donnant l'accélération absolue maximale, la vitesse relative maximale et le déplacement relatif maximal en fonction de la période de vibration et la fraction d'amortissement critique.

Système de contreventement : C'est un système formé par les éléments de la structure qui doivent reprendre les forces horizontales (latérales) engendrées par l'action sismique.

Zone sismique : (au sens du zonage à des fins réglementaires)
Région pour laquelle sont définies les mêmes exigences en matière de dimensionnement.

CHAPITRE 1

CONCEPTION PARASISMIQUE

PRINCIPALES SPÉCIFICITÉS ET RECOMMANDATIONS POUR UNE STRUCTURE PARASISMIQUE

1.1- PRINCIPAUX ÉLÉMENTS DE CONCEPTION PARASISMIQUE

1.1.1- Pourquoi construire parasismique ?

- La nécessité de protéger sa vie et ses biens ;
- Le respect de la règlementation.

Où commence la conception parasismique ?

- La définition des objectifs d'exploitation ;
- La définition de la trame structurale ;
- La définition de la trame architecturale ;
- Les capacités d'études et de contrôle ;
- Les capacités de réalisation .

1.1.2- Sol et fondations

- La connaissance sismologique de la zone ;
- Le comportement même du sol d'assise ;
- Etude de sol obligatoire pour les effets de site qui sont susceptibles d'influer la réponse spectrale des ouvrages :
  - La classe du site à retenir ;
  - La présence de remblai non compacté ou reconstitué ;
  - Le risque de liquéfaction.
- Le système adéquat du type de fondation ;
- La vérification des talus et des versants naturels pour rester stables sous l'action du mouvement sismiques et les charges apportées par les constructions et la topographie de leur assise.

Recommandations pour les fondations en zone sismique :

1) Respecter toutes les dispositions en zone normale
2) Respecter la limitation de la pente de 1/3 au lieu de 2/3 entre 2 semelles.

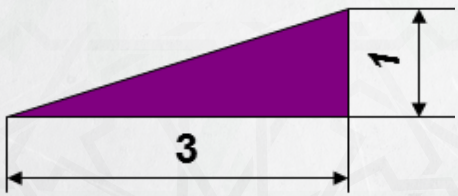


Figure 2a : Limitation en zone sismique

3) Liaison des semelles entre elles ;
4) Liaison avec la structure dans le cas de fondations profondes ;
5) Limitation des avant-poteaux.

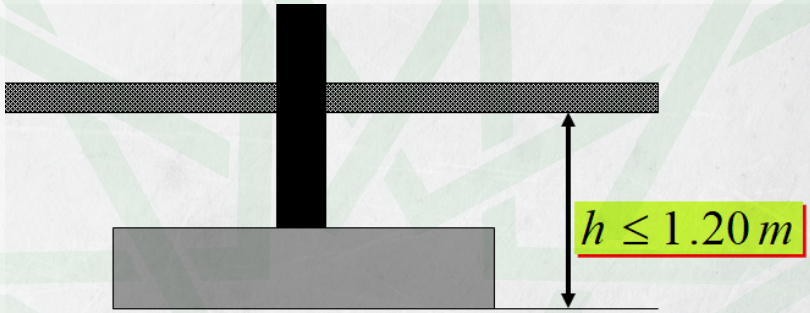


Figure 2b : Limitation des avant-poteaux

1.1.3- Forme en plan et en élévation

Le comportement et la résistance d'une structure parasismique commence en ce point par :

- Les dimensions en plan et en élévation ou forme volumétrique ;
- Les formes architecturales ;
- La répartition des éléments de la structure ;
- La répartition des éléments de contreventement ;
- Et la répartition des masses.

Formes géométriques simples en plan

Les formes en plan et en élévation conditionnent le comportement du bâtiment aux sollicitations sismiques.

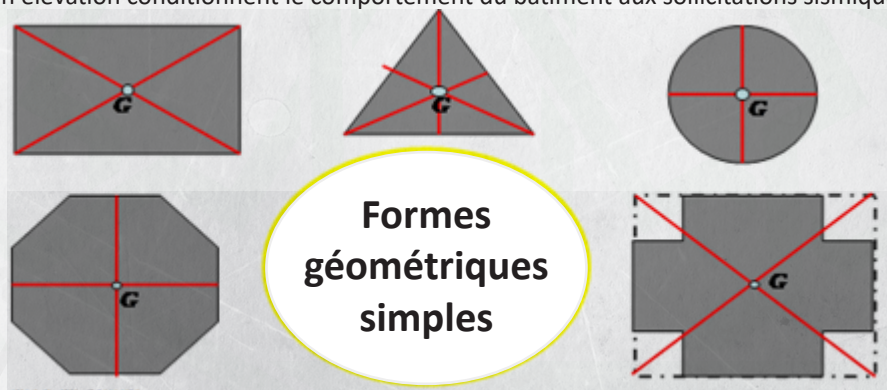


Figure 3 : Formes géométriques simples

Forme en plan dite fermée ou forme dite ouverte

FORME DITE FERMÉE

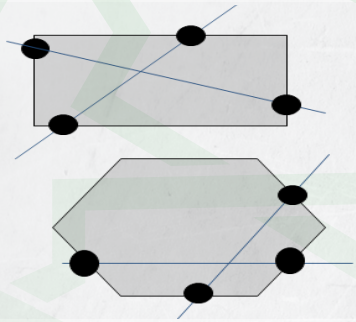


Figure 4 : Formes en plan fermées

Une forme en plan est dite « FERMÉE » quand n'importe quelle sécante ne la coupe qu'en 2 points seulement.

FORME DITE OUVERTE

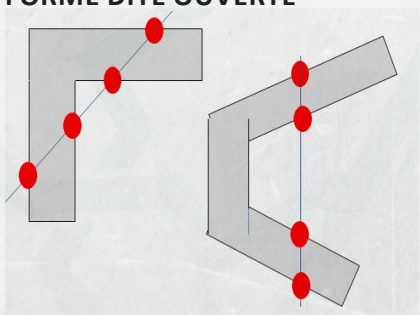


Figure 5 : Formes en plan ouvertes

Une forme en plan est dite « OUVERTE » quand n'importe quelle sécante la coupe en plus de 2 points .

Importance et détermination du centre de gravité

- **Centre de gravité - Point moyen en terme de poids (Figure 3) :**
  - Dépend de la géométrie
  - Dépend de la distribution des masses
  - Dépend de la gravité (Sur terre , g=9.81m/s²)

- **Centre de masse :**
  - Point moyen en terme de masse
  - Dépend de la géométrie
  - Dépend de la distribution de la masse (matériau)

- **Centre géométrique :**
  - Ne dépend que de la géométrie

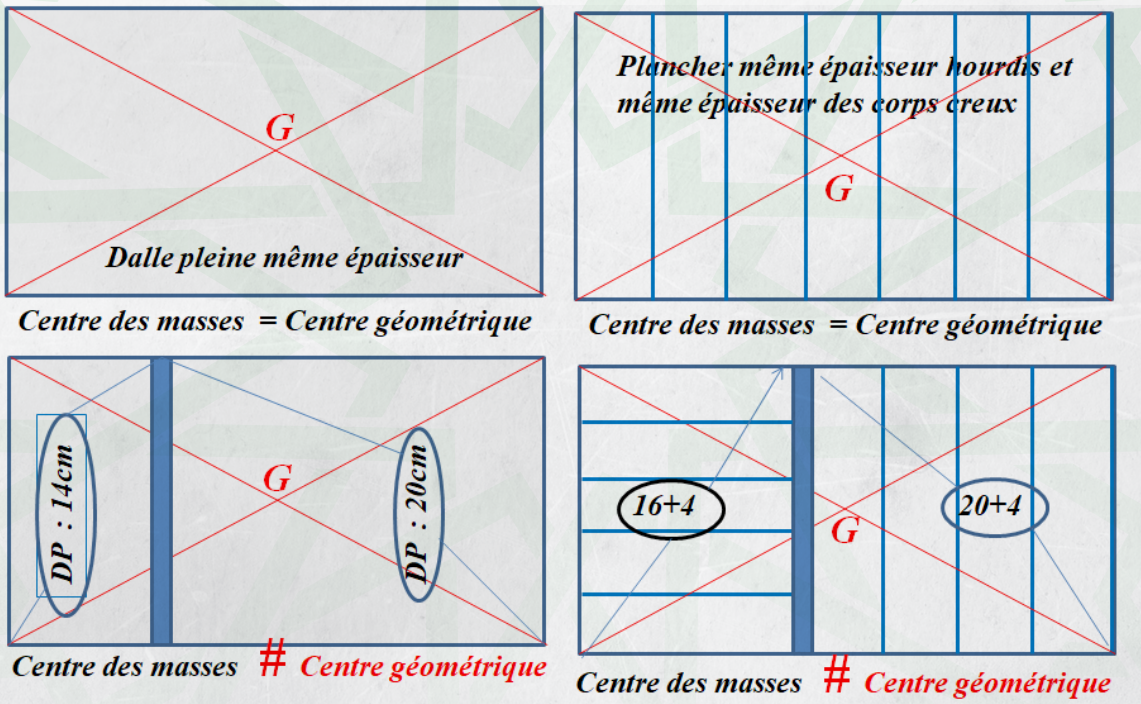


Figure 6a : Position du centre géometrique selon la répartition des masses

Exemple :

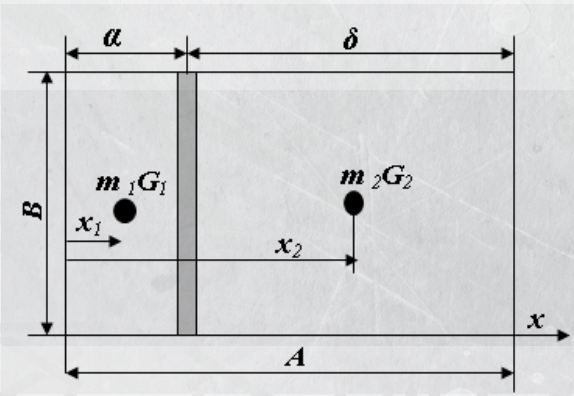


Figure 6b : Exemple de répartition différente des masses

$$XG = \frac{\alpha^2(m_1 - m_2) + A^2 * m_2}{2[\alpha(m_1 - m_2) + Am_2]}$$

m1 et m2 : Masse par unité de surface
Dalle pleine D1 : 14 cm
Dalle pleine D2 : 20 cm
α = 2.00m
δ= 6.00m
A=8.00m
B=6.00
XG =4.243m # 4.0m(centre géométrique)

Le centre de gravité et l'équilibre

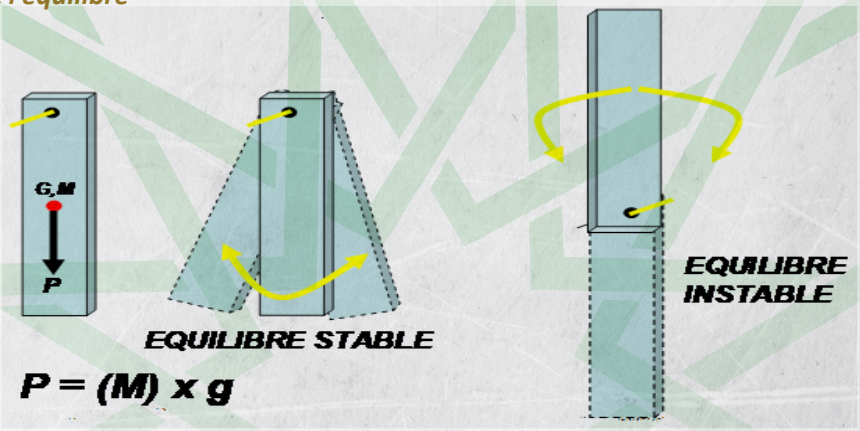
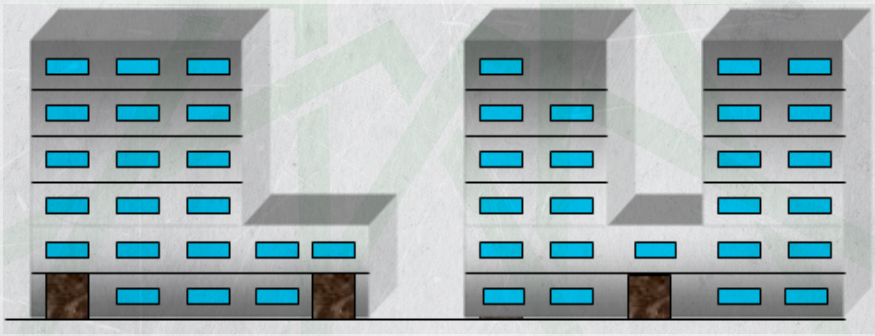


Figure 7 : Positions d'équilibre

Régularité en élévation

Formes non recommandées :



Forme en L Forme en U



Forme en L renversée Forme en T normal ou renversée

Figure 8a : Régularité en élévation

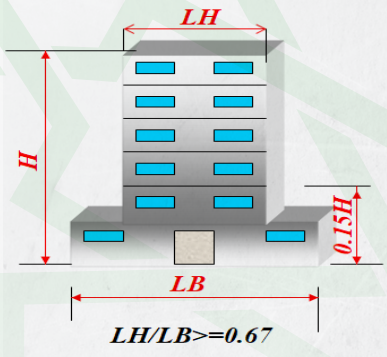


Figure 8b : Retrait en élévation

D'autre part pour un seul retrait ne dépassant pas 33% et se trouvant dans la tolérance de 15% inférieurs ou supérieurs de la hauteur du bâtiment au dessus du sol d'assise des fondations, le bâtiment est encore considéré comme régulier.

1.1.4- Principaux types de contreventement

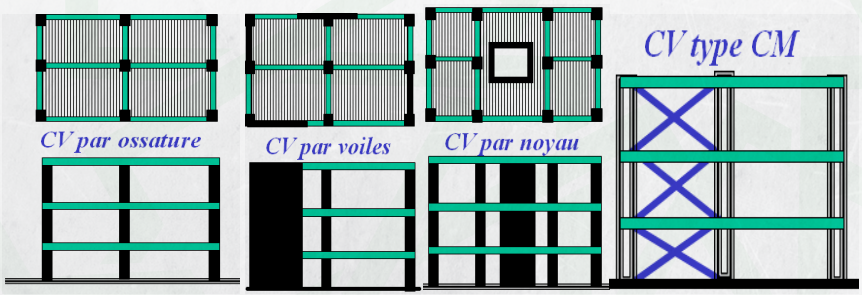


Figure 9a : Principaux types de contreventement

Types de contreventement non recommandés :

Contreventement en baïonnette :

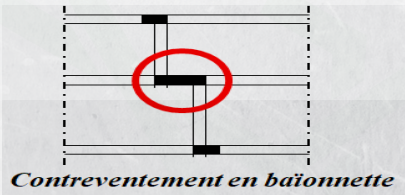
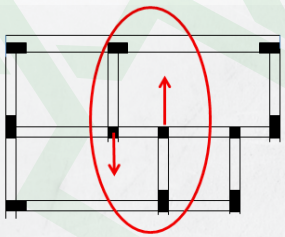


Figure 9b : Contreventement en baïonnette

Les contreventements en baïonnette sont à éviter à cause de la difficulté d'équilibrer les efforts de cisaillement qui en résultent.



Contreventement dans des plans différents

Figure 9c : Contreventement dans des plans différents

Les files de poteaux dans des plans différents ne sont pas recommandés par les effets de torsion engendrés.

Poteau non fondé :

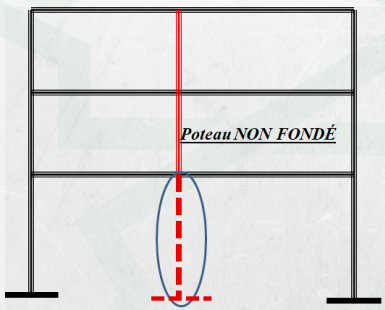


Figure 10 : Poteau non fondé

Toute charge verticale doit continuer en ligne directe jusqu'aux fondations

Planchers dénivelés :

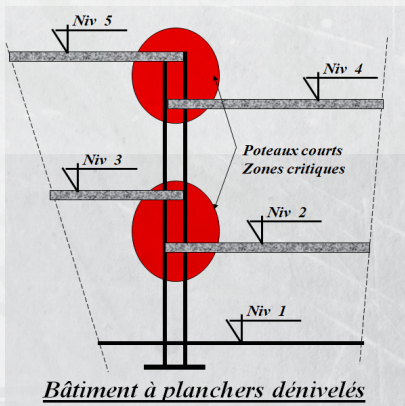
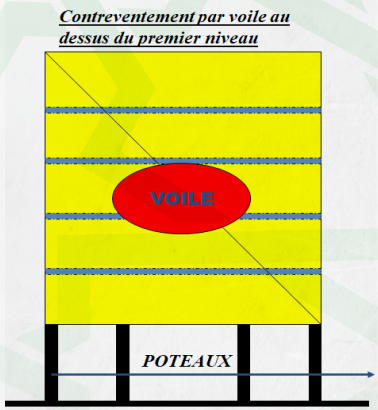


Figure 11a : Planchés dénivelés

- Création de poteaux courts entre les planchers dénivelés ;
- Zones critiques rapprochées ;
- Efforts de cisaillement difficiles à équilibrés ;
- Plusieurs phases de coulage sur la hauteur des poteaux au droit du dénivellement.

Voile de contreventement non fondé :



- Poteaux du premier niveau soumis alternativement à la compression/traction.
- Très grande différence de raideur entre le premier niveau et ceux supérieurs.

Figure 11b : Voile non fondé

Chargement vertical des voiles de contreventement :

En raison des grandes valeurs des charges latérales mobilisées par les voiles de contreventement, les moments de renversement sont importants.

Ainsi la stabilité des voiles de contreventements sur leurs semelles pose toujours un problème par la grande excentricité qui en résulte.

Pour assurer cette stabilité,les voiles doivent être chargés verticalement.

Les positions en travée intermédiare et adjacent aux travées de grandes portées des dalles pleines ou des poutrelles assurent ce chargement vertical.

Importance de la répartition des éléments de contreventement :

Le séisme n'engendre ***qu'un effort de translation*** avec une disposition symétrique des éléments de contreventement.

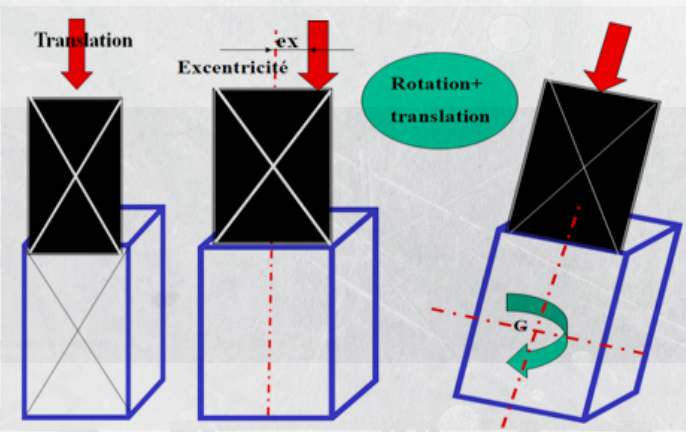


Figure 12 : Importance de la répartition des contreventements

Une excentricité entre les centres de gravité et de torsion engendre en plus des efforts de rotations qui s'ajoutent et augmentent les efforts sismiques de translation.

L'excentricité (ex) engendre un moment de torsion qui se traduit par des efforts de rotation qui s'ajoutent aux efforts de translation dans les éléments de contreventement.

Ces efforts de rotation sont dûs à l'implantation des contreventement et non au séisme.

Variation de la position du CDG

Il est intéressant de constater la variation du centre de gravité due au retrait,à partir d'un rectangle complet.

Les coordonnées ΔXg et ΔYg sont repérées par rapport à des axes passant par le centre de gravité du rectangle complet.

Ainsi : $\Delta Xg = 0$

$\Delta Yg = 0$

Les coordonnées du CDG de la forme AB'C'D'DC sont :

$$\Delta Xg = \frac{0.5Lo\alpha\beta(\alpha-1)}{(1-\alpha\beta)}$$

$$\Delta Yg = \frac{0.5La\alpha\beta(\beta-1)}{(1-\alpha\beta)}$$

Pour α=β= 0.25 :

$$\Delta Xg = \frac{Lo}{40} = 2.5\%Lo$$

$$\Delta Yg = \frac{La}{40} = 2.5\%La$$

Si les éléments de contreventement sont disposés symétriquement par rapport aux axes, la partie extraite au bâtiment engendre une excentricité de 2.5% respectivement sur la longueur ou/et sur la largeur.

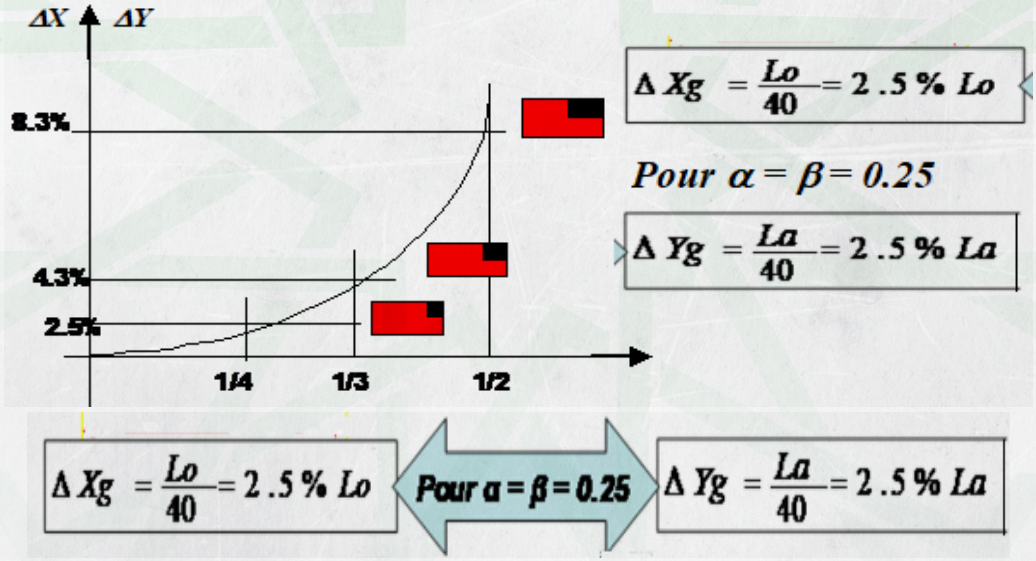


Figure 13 : Retrait - Variation de position du centre de gravité

Le centre de torsion (T) :

Excentricités dans les 2 directions :

Les deux excentricités (ex : dans le sens X) et (ey ; dans le sens Y) ne sont pas nuls :

ex et ey # 0

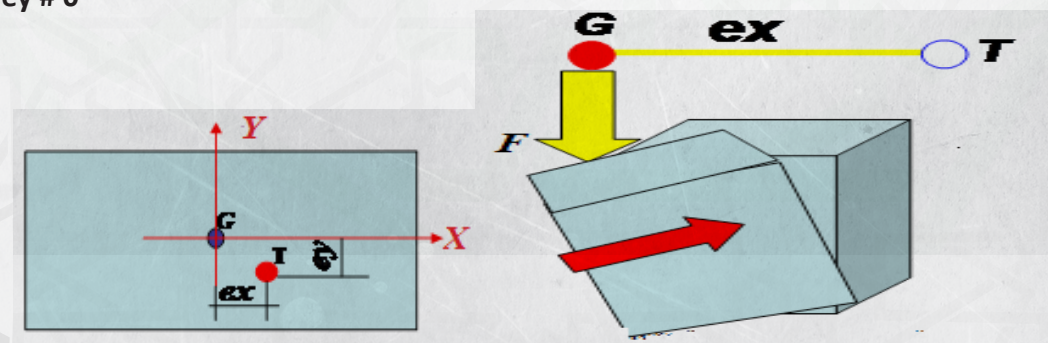
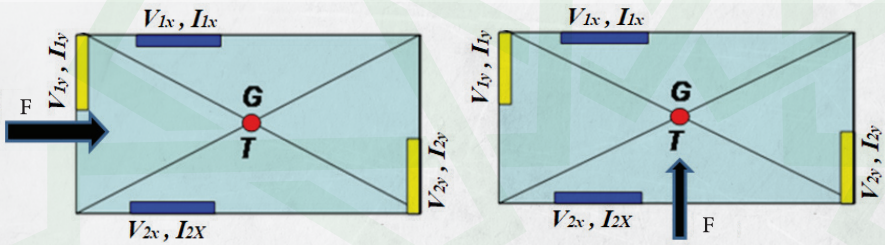


Figure 14 : Centre de torsion

Séisme sens (Y) : MT = F*ex
Séisme sens (X) : MT = F*ey
Pour annuler **la torsion géométrique,** les centres de gravité et de torsion doivent être confondus :
Distribuer les inerties des éléments de contreventement symétriquement par rapport au centre des masses à chaque niveau.



I1x = I2x
I1y = I2y
ex = ey = 0 →
Mtx = Mty = 0

Figure 15a : Excentricité nulle - Pas d'effet de torsion

Comportement à la torsion :

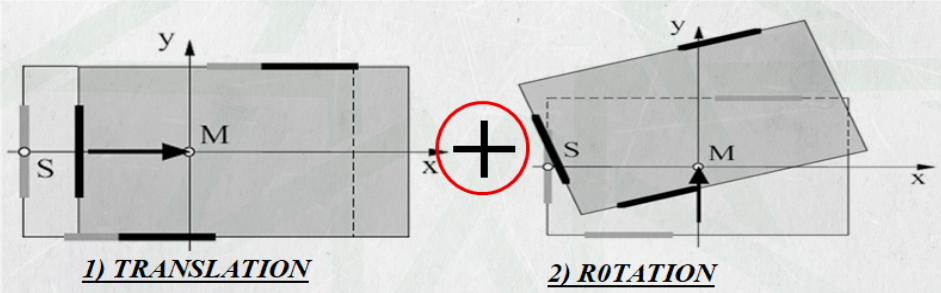


Figure 15b : Contreventement non symétrique - Effet de rotation

Remarque : Contreventement par ossature :
Distinguer les fonctions du système de contreventement par ossature poteaux/poutres :

- Fonction porteuse des charges verticales de pesanteur
- Fonction résistante aux charges latérales

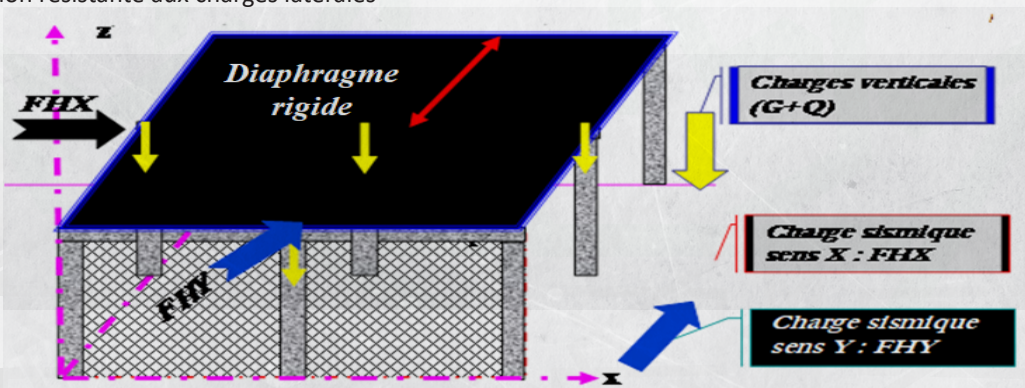


Figure 16 : Cheminement des efforts

Remarque : Défaut de contreventement dans le sens transversal

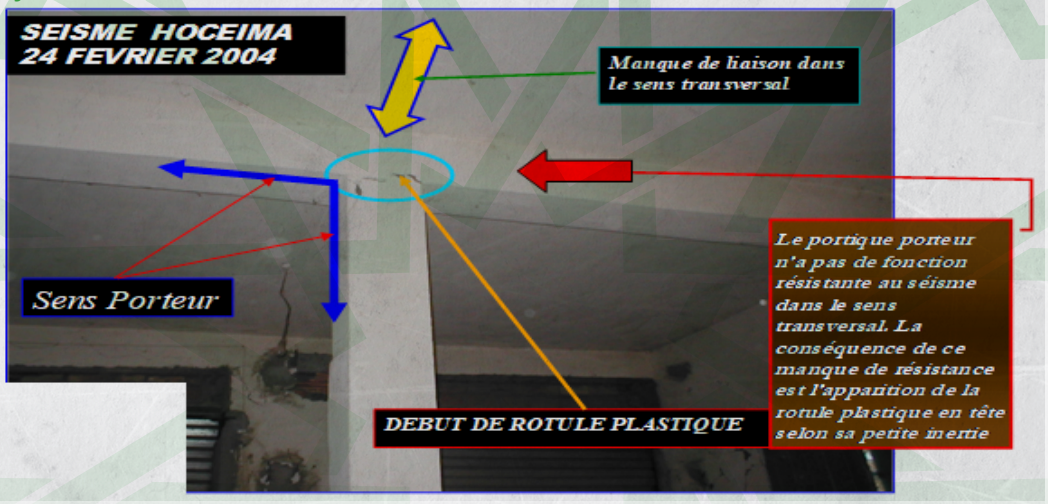


Figure 17 : Formation de rotule plastique

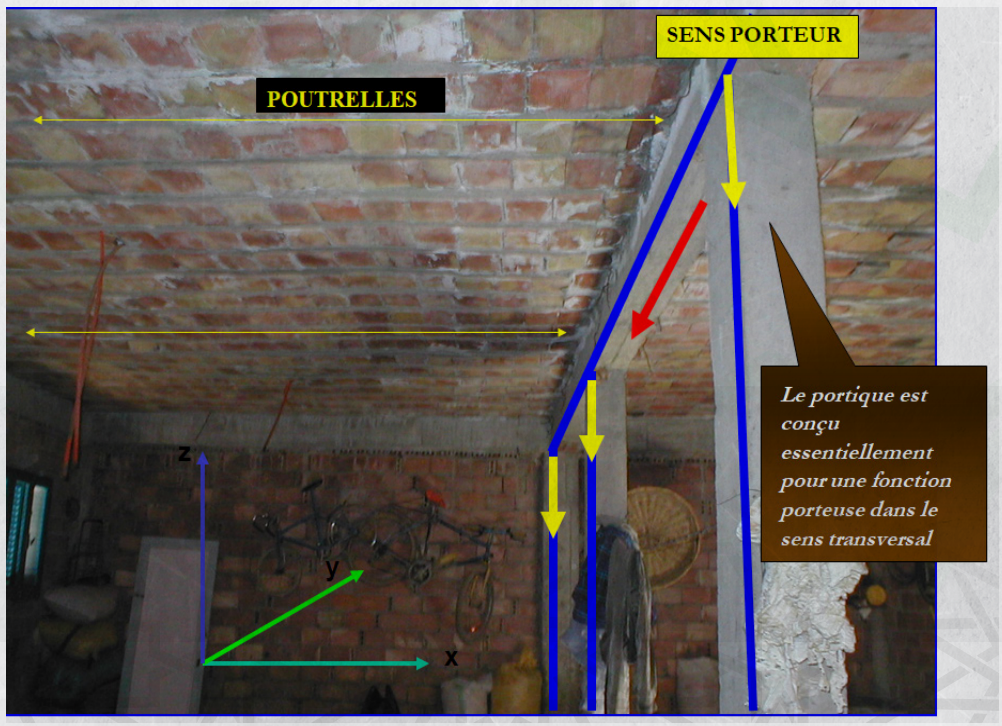


Figure 18 : Cheminement des efforts- Portique transversal (Seisme Hoceima)

CHAPITRE 2

PROCÉDURE DE LA MÉTHODE STATIQUE ÉQUIVALENTE EXEMPLE D'APPLICATION À UN BÂTIMENT DE 10 NIVEAUX CONTREVENTÉ PAR OSSATURE POTEAUX / POUTRES

PROCÉDURE DE LA MÉTHODE STATIQUE ÉQUIVALENTE EXEMPLE D'APPLICATION À UN BÂTIMENT DE 10 NIVEAUX CONTREVENTÉ PAR OSSATURE POTEAUX / POUTRES

Cet exemple a été choisi pour une compréhension simple et claire d'application de la méthode statique équivalente dont la procédure est décrite « Pas à pas » ci-dessous. Pour ne pas alourdir cet exemple certaines conditions de vérifications nécessitant un calcul particulier ont été traitées à part sur des exemples plus simples afin de faciliter leur application spécifique. Il s'agit de :

a) Art 3.2.1.a : Vérification régularité en plan – Débord et saillie

b) Art 3.2.1.c : Vérification de régularité en plan – Rapport raideur torsion sur la raideur en translation.

Elle est faite, en considération de son importance, sur un exemple appliqué au :

- Cas des voiles
- Cas des portiques

c) Art 3.2.2.a : Vérification régularité en élévation

d) Art 3.2.2.c : Vérification régularité en élévation – Résistance au cisaillement

e) Art 3.3.3 : Ductilité et classe de bâtiments

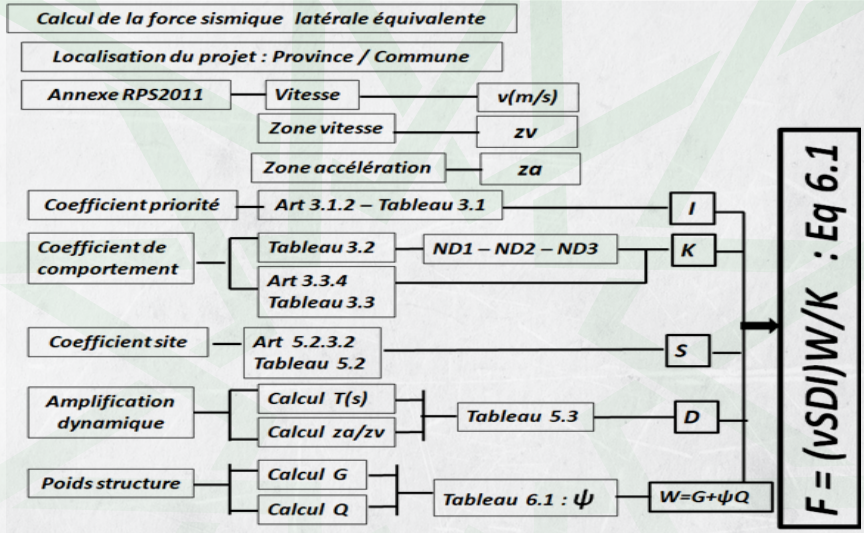
f) Art 7.2.2.2.b : Coefficient de majoration dynamique pour tenir compte des modes supérieurs si le calcul a été mené par méthode statique équivalente

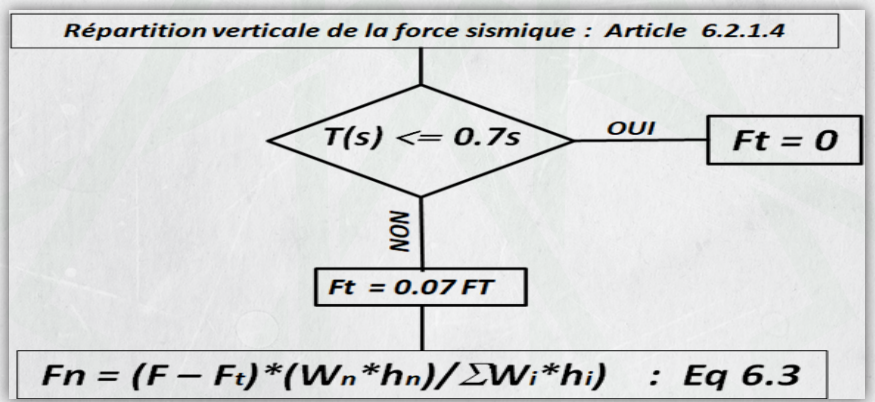
- Remarque capitale : Il est à signaler que « Le calcul par la méthode statique équivalente n'est pas complet sans l'application de majoration dynamique pour tenir compte des modes supérieurs »

g) Art 7.3.1.3.3 : Vérification de rotule plastique au nœud poteau/poutre 7.3.1.3.3

h) Art 8.2.3 : Vérification de stabilité au renversement.

2.1- PROCÉDURE "PAS À PAS" DE LA MÉTHODE STATIQUE ÉQUIVALENTE





Répartition de l'effort de translation d'étage (e)

$$Fi = \frac{Ve}{\sum li} * li$$

Répartition de l'effort de rotation d'étage (e)

$$Vr(xi) = Mt_x \frac{li_x * xi}{\sum li_x * x_i^2 + \sum li_y * y_i^2}$$

Avec :
Fi : Effort de translation repris par l'élément de contreventement (Poteau Pi ou Voile Vi)
Ve : Effort sismique à l'étage (e)
Ii : Moment d'inertie de l'élément de contreventement (Poteau Pi ou Voile Vi)
∑Ii : Somme des inerties des éléments participant au contreventement de l'étage (e)
Vr(xi) : Effort de rotation repris par l'élément de contreventement (Poteau Pi ou Voile Vi à sa distance (xi) par rapport au centre de torsion)
Mtx : Moment de torsion d'étage(e) pour une excentricité (ex)
Vr(yi) : Idem en remplaçant au numérateur l'indice (xi) par l'indice (yi)

2.2- APLICATION A L'EXEMPLE 1 - R+9 : CONTREVENTEMENT PAR OSSATURE

Bâtiment de dimension en plan de 9.00x30.00 de 9 étages, soit 10 niveau (R+9) soit une hauteur de niveau de 3.00m avec pour la hauteur du 1er niveau (RDC) une hauteur d'ancrage de 1.50m.
Le projet est la construction d'un bâtiment d'habitation à l'Arbaa Taourit Al Hoceima (A titre d'exemple de localisation).

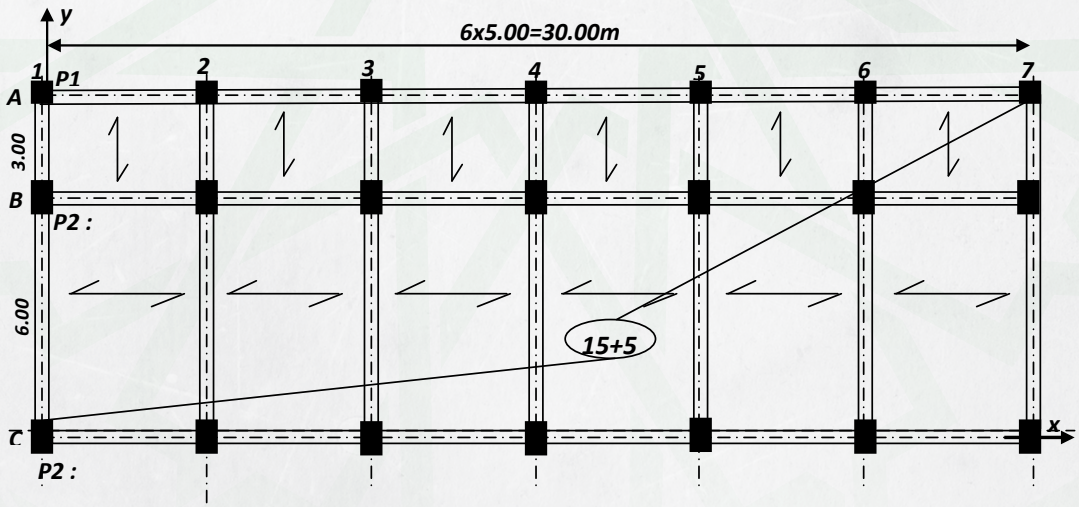


Figure 19a : Coffrage étage courant - Exemple 1

2.2.1- Régularité en plan et en élévation :

Régularité en plan – Article 3.2.1 :

a. Forme rectangulaire simple
b. Pas de parties saillantes ou rentrantes
c. Élancement : Grand côté/Petit côté : 30.0/9.0=3.3<3.50 (OK)

Régularité en élévation – Article 3.2.2 :

a. Forme régulière en élévation sans rétrécissement ni élargissement
b. Sans variation de rigidité dépassant 30% entre deux étages

2.2.2- Coffrage - Materiaux :

Coffrage :

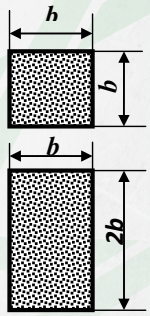
Poteaux file A - P١ - Coffrage : section carrée: b*b Avec : b>= ٢٥cm

Poteaux files B et C - P2 - Coffrage : section carrée: b*2b

Matériaux :

Béton : $f_{c28} = 25MPa$

Acier : $f_s = 500MPa$



Poteau : P1

Poteau : P2

Figure 19b : Coffrage - Poteaux P1 - P2

2.2.3- Séisme : Localisation - détermination des paramétres sismiques

Localisation - Arbaa Taourit Al Hoceima : RPS2011

Vitesse		Accélération	
Vitesse	v = 13cm/s	Zone accélération	Za = 4
Zone vitesse :	Zv = 3	Accélération %g =	18

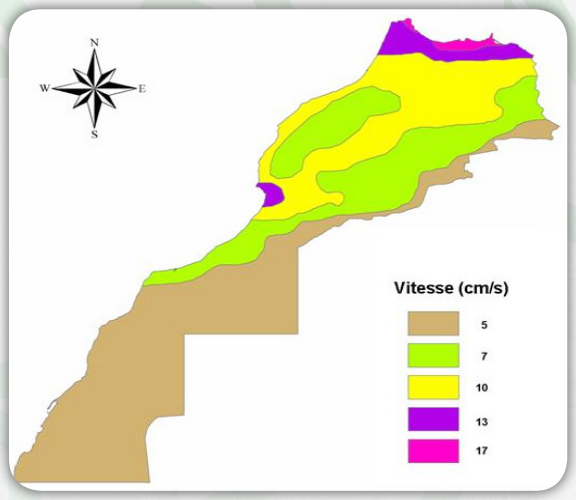


Figure 20a : Carte des vitesses - RPS 2000 «version 2011»

v (m/s)	Zv
0.00	0
0.07	1
0.10	2
0.13	3
0.17	4

Tableau des vitesses – RPS 2000 «version 2011»

Accélération %g	Za
4.00	0
7.00	1
10.00	2
14.00	3
18.00	4

Tableau des accélérations – RPS 2000 «version 2011»

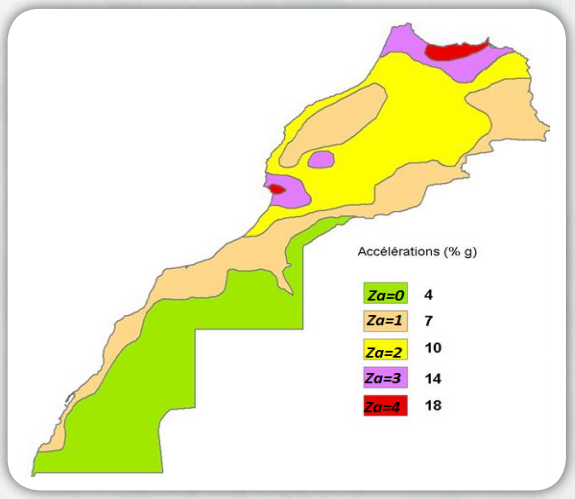


Figure 20b : Carte des accélérations - RPS 2000 «version 2011»

Détermination des différents coefficients et paramètres sismiques :

Coefficient de priorité :

Classe construction	Coefficient I
Classe I	1.30
Classe II	1.20
Classe III	1.00

Tableau 3.1 : Coefficient de priorité- Art 3.1.2

Référence :
Bâtiment d'habitation :
Classe III
Art 3.1.1.3

Coefficient de site :

Tableau 5.2-Influence du site : Art 5.2.3.2

Site	Nature	Coefficient
S1	Rocher-Sol ferme <30m	1.0
S2	Sol ferme >= 30m - Sol meuble < 30m	1.20
S3	Sol meuble >= 15m - Sol mou < 10m	1.40
S4	Sol mou >= 10m	1.80
S5	Conditions spéciales	Etude spéciale

Le rapport de sol donne le site S2 soit :
Coefficient **S = 1.20**

Facteur de comportement :
Le facteur de comportement est pris selon le niveau de ductilité retenu :
Choix du niveau de ductilité : Art 3.3.3 – Ductilité et classe de bâtiment
Le niveau de ductilité dépend de la classe de bâtiment et du niveau du séisme suivant le facteur de vitesse (s) de la zone :

Tableau 3.2 : Ductilité et classes de bâtiments

Classe de bâtiment	Niveau de séisme : v(m/s) = Facteur de vitesse		
	$v \leq 0.10 m/s$	$0.10 \prec v \leq 0.20$	$0.20 \prec v$
Classe I	ND1	ND2	ND3
Classe II			
Classe III	ND1		ND2

Dans ce cas d'exemple :
Bâtiment d'habitation : Classe III
Vitesse ; v = 13cm/s = 0.13m/s
Niveau de ductilité : ND1

Selon le tableau 3.3 – Facteur de comportement –

Système de contreventement : Portique en béton armé
Et
Niveau de ductilité : ND1
} K = 2.00

Évaluation de la période fondamentale: Art 6.3

Pour une ossature en béton armé, la période est donnée par la formule :

$$T(s) = 0.075\ H^{3/4}$$: (Equation : 6.4)

H(m) = 10*3.00 + 1.50

H(m) = 31.50m

$$T = 0.075*(31.50)^{3/4}$$

T=0.997s

Facteur d'amplification dynamique :

Tableau 5.3 : Facteur d'amplification dynamique-Art 5.2.3.3

Za/Zv	T≤0.25s	0.25s<T≤0.50s	T> 0.50s
Za/Zv < 1.00	1.90	1.90	$\frac{1.20}{T^{2/3}}$
Za = Zv	2.50	-2.4T +3.10	
Za/Zv > 1.00	3.50	-6.4T + 5.10	

Avec :

$Z\ a = 4$

$Z\ v = 3$

$T = 0.99s > 0.50s$

$$D = \frac{1.20}{T^{2/3}}$$

calcule de la période

T=0.99s → $D = \frac{1.20}{(0.99)^{2/3}}$

D=1.208

2.2.4- Effort tranchant à la base : Art 6.2.1.3

$F = v\frac{SDI}{K}W$ (Formule : 6.1)	v =0.13m/s : Coefficient de vitesse
	S = 1.20 : Coefficient de site
	D = 1.208 : Amplification dynamique
	I = 1.00 : Coefficient de priorité
	K=2.00 :Facteur de comportement

$$F = 0.13\frac{1.20*1.208*1.00}{2.00}W$$

F = 0.094W

Détermination du poids (W) de la structure : Annexe 1

Modèle brochette des masses et des côtes :

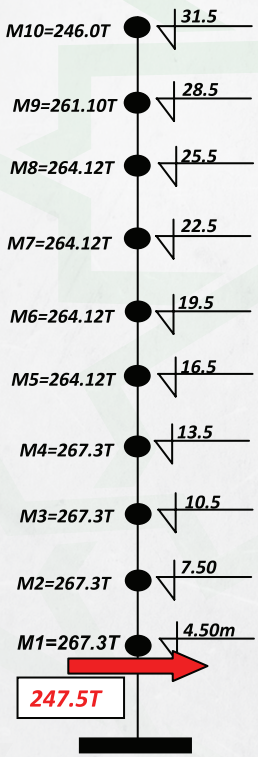


Figure 21 : Modélisation des masses

Force sismique latérale équivalente :

Poids total de la structure (W) :

$$W = (267.3*4)+(264.12*4)+261.10+246.0$$

$$W = 2632.78T$$

Force sismique à la base :

$$F = 0.094*W$$

$$F = 0.094*2632.78$$

$$F = 247.5T$$

Répartition verticale de la force sismique Art 6.2.1.4

$$F_n = (F - F_t)\frac{W_n * h_n}{\sum W_i h_i}$$ (Formule 6.3) – Soit :

Fn : Force sismique distribuée au niveau (n)

F =247.5T : Force sismique à la base

$$F_t = 0.07TF$$

$$F_t = 0.07*0.99*247.5$$

$$F_t = 17.152T$$

Ft : Force additive en terrasse pour T> 0.7s

Part de la force sismique distribuée à chaque niveau - Il est noté :

$$K_F = \frac{F - F_t}{\sum W_i h_i}$$

$$K_F = \frac{247.5 - 17.152}{267.3(4.5+7.5+10.5+13.5)+264.12(16.5+19.5+22.5+25.5)+261.1*28.5+246*31.5}$$

$$K_F = 0.0049011$$

D'où :

Niveau terrasse ; 31.50m

Additionner Ft=17.152T puisque la période 0.99s est supérieure à 0.70 seconde.

$$F_{31.5} = K_F * (W_{31.5} * h_{31.5}) + F_t$$

$$F_{31.5} = 0.0049011 * (246.0 * 31.5) + 17.152$$

$$F_{31.5} = 55.130\,T$$

Pour les autres niveaux :

$$F_{n<31.5} = K_F * (W_n * h_n)$$

$$F_{31.5} = 0.0049011 * (W_n * h_n)$$

$F_{28.5} = 0.0049011 * (261.10 * 28.5) = 36.471T$

$F_{25.5} = 0.0049011 * (264.12 * 25.5) = 33.01T$

$F_{22.5} = 0.0049011 * (264.12 * 22.5) = 29.126T$

$F_{19.5} = 0.0049011 * (264.12 * 19.5) = 25.242T$

$F_{16.5} = 0.0049011 * (264.12 * 16.5) = 21.359T$

$F_{13.5} = 0.0049011 * (267.30 * 13.5) = 17.686T$

$F_{10.5} = 0.0049011 * (267.30 * 10.5) = 13.756T$

$F_{7.5} = 0.0049011 * (267.30 * 7.50) = 9.825T$

$F_{4.5} = 0.0049011 * (267.30 * 4.50) = 5.895T$

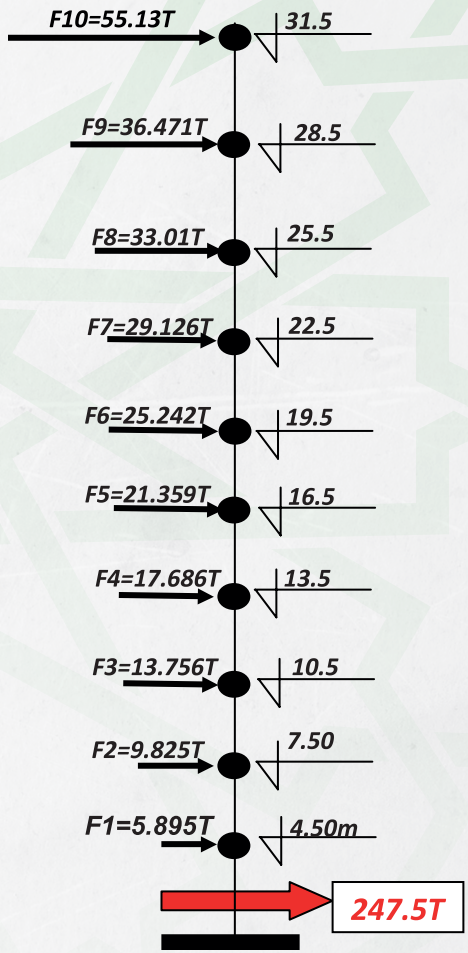


Figure 22 : Distribution verticale de la force sismique par niveau

Vérification :

$$\sum F_n = 55.130 + 36.471 + 33.01 + 29.126 + 25.242 + 21.359 + 17.686 + 13.756 + 9.825 + 5.895$$

$$\sum F_n = 247.50T$$

2.3 - COMPARAISON ENTRE LES EFFORTS TRANCHANTS A LA BASE DE LA METHODE STATIQUE ÉQUIVALANTE AVEC CEUX CALCULÉS PAR LOGICIEL

2.3.1 - Calcul par ordinateur de la structure

Calculs sismiques - méthode avancée

Données :

Norme : RPS_2011

Classe de la structure : III

Site : S2

Zone de Vitesse : v = 13cm/s = 0.13m/s : Zv = 3

Zone accélération(%g) : 18 : Za = 4 :

Amortissement : 0,05

Coefficient de comportement : 2,0

Coefficients de conversion des charges:

Coefficient pour les charges permanentes : 1,00

Coefficient pour les charges d'exploitation : 0,20

Combinaisons modales : CQC

Combinaisons des directions sismiques : NEWMARK

$\mu = 0,30$; $\lambda = 0,30$

Coordonnées centres Gravité/Torsion - Exemple 1 : Calcul dynamique

Etage	G(x,y)(m)	T(x,y)(m)
0	15,00; 0,00	15,00; -0,80
1	15,00; 0,00	15,00; -0,80
2	15,00; 0,00	15,00; -0,80
3	15,00; 0,00	15,00; -0,80
4	15,00; 0,00	15,00; -0,80
5	15,00; 0,00	15,00; -0,80
6	15,00; 0,00	15,00; -0,80
7	15,00; 0,00	15,00; -0,80
8	15,00; 0,00	15,00; -0,80
9	15,00; 0,00	15,00; -0,80
10	15,00; 0,00	15,00; -0,80

Direction X

Vecteur d'excitation : [1,00 ; 0 ; 0]
Masse totale : 2725,03 (t)

Vecteur d'excitation - Sens X - Exemple 1 : Calcul dynamique

Mode	T (s)	f (Hz)	m - UX (%)	m' - UX (%)	a (m/s2)
1	2,06	0,49	81,34	81,34	0,77
2	1,53	0,65	0,00	81,34	0,94
3	1,44	0,70	0,04	81,38	0,98
4	0,68	1,48	9,14	90,52	1,65
5	0,49	2,04	0,00	90,52	1,75
6	0,46	2,16	0,00	90,52	1,75
7	0,40	2,53	3,14	93,66	1,75
8	0,27	3,64	1,52	95,18	1,75
9	0,27	3,69	0,00	95,18	1,75
10	0,26	3,87	0,00	95,18	1,75

Effort tranchant de base: 206,51(T)
Effort méthode statique équivalante : 247.5T

Direction Y

Vecteur d'excitation : [0 ; 1,00 ; 0]
Masse totale : 2725,03 (t)

Vecteur d'excitation - Sens Y - Exemple 1 : Calcul dynamique

Mode	T (s)	f (Hz)	m - UY (%)	m' - UY (%)	a (m/s2)
1	2,06	0,49	0,00	0,00	0,77
2	1,53	0,65	79,45	79,45	0,94
3	1,44	0,70	0,00	79,45	0,98
4	0,68	1,48	0,00	79,45	1,65
5	0,49	2,04	10,82	90,27	1,75
6	0,46	2,16	0,00	90,27	1,75
7	0,40	2,53	0,00	90,27	1,75
8	0,27	3,64	0,00	90,27	1,75
9	0,27	3,69	3,32	93,59	1,75
10	0,26	3,87	0,00	93,59	1,75

Effort tranchant de base: 245,98(T)
Effort méthode statique équivalante : 247.5T

T : Période
f : Fréquence (Hz)
m : Masses actuelles (%)
m': Masses cumulées (%)
a :Accélérations spectrales (m/s2)

Résultats de l'analyse modale - Exemple 1 : Calcul dynamique

Mode	Fréquence [Hz]	Masses participantes [%]	Masses participantes [%]
		(Direction X)	(Direction Y)
1	0.49	81.34	0.00
2	0.65	0.00	79.45
3	0.70	0.04	0.00
4	1.48	9.14	0.00
5	2.04	0.00	10.82
6	2.16	0.00	0.00
7	2.53	3.14	0.00
8	3.64	1.52	0.00
9	3.69	0.00	3.32
10	3.87	0.00	0.00
Somme		95.18	93.59

2.4- REPARTITION PAR NIVEAU DE L'EFFORT TRANCHANT AUX ELEMENTS DE CONTREVENTEMENT

2.4.1- Effort de translation

L'effort sismique due à la translation se répartit proportionnellement aux inerties des poteaux étant donné que le contreventement est assuré par ossature poteaux/poutres.

Calcul sismique-répartion efforts sismiques d'étage

Exemple : 1er niveau – plancher haut du rez de chaussée :

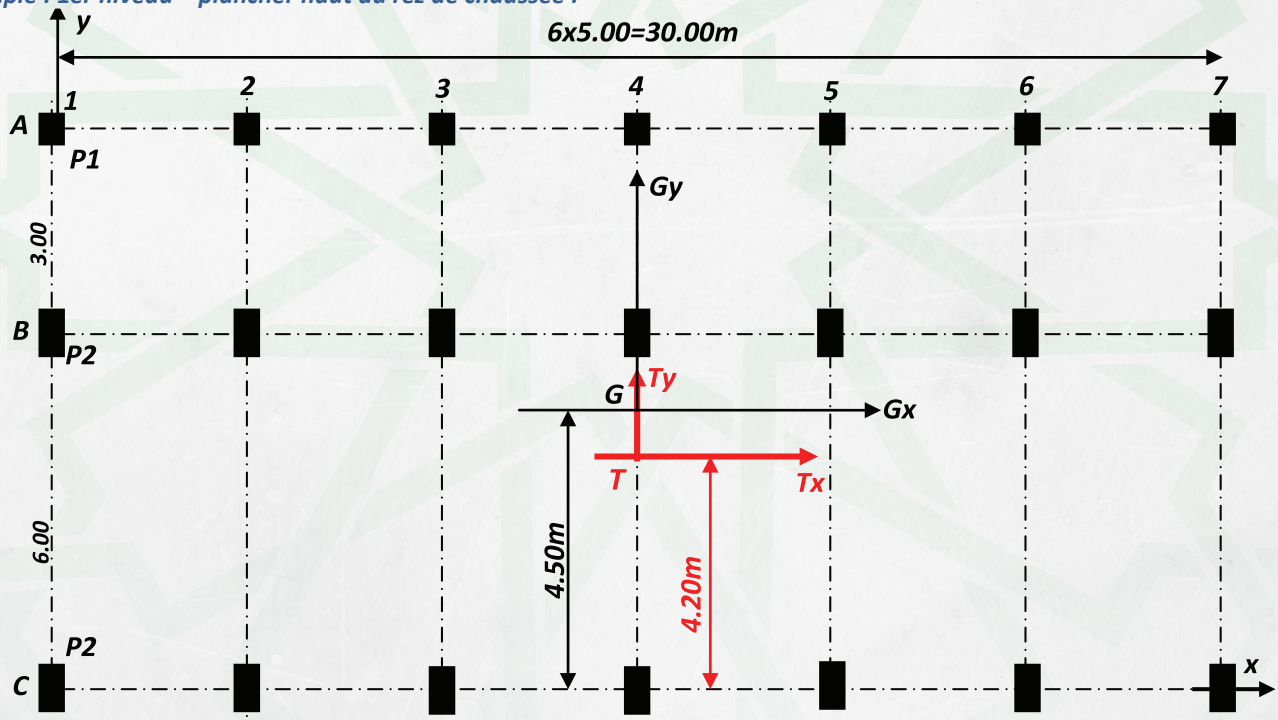


Figure 23a : Position des centres de gravité et de torsion

Inerties des poteaux P1 de la file A :

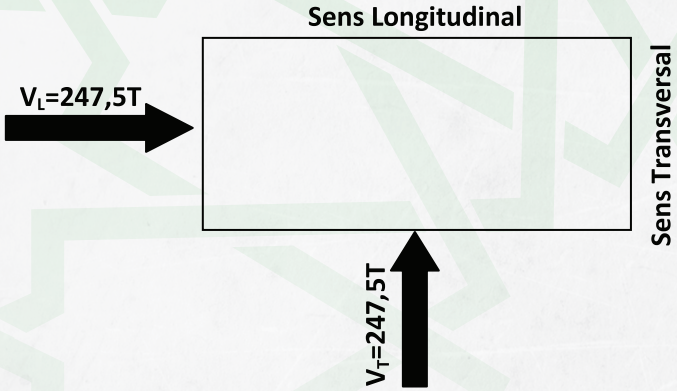
$$I_x = I_y = \frac{b * b^3}{12} = I(dm^4)$$

Inerties des poteaux P2 des files B et C :

$$I_x = \frac{b * (2b)^3}{12} = 8I(dm^4)$$

$$Iy = \frac{2b * b^3}{12} = 2I(dm^4)$$

Soit V_T l'effort sismique à cet étage dans le sens transversal et V_L l'effort sismique dans le sens longitudinal.
Les efforts sismiques au niveau du RDC sont :



La période étant la même dans les 2 sens,l'effort sismique à chaque niveau est égal suivant les directions tant transversale que longitudinale.

Figure 23b : Niveau HRDC - Centres de gravité et de torsion

Répartition de l'effort de translation (Voir annexe III)

L'effort tranchant repris par un poteau(Pi) est proportionnel à son inertie (Ii).
Soit :

$$F_i = \frac{V_e}{\sum I_i} I_i$$

Calcul des inerties des poteaux du RDC : Notons :

$$I_G(P1) = I_P(P1) = I$$

D'où :
$$\frac{I_G(P2)}{I} = 8 \Rightarrow I_G(P2) = 8I$$
$$I_P(P2) = 2I$$

Récapitulatif des inerties : Exemple 1 : Méthode statique équivalente (MSE)

Niveaux	Poteaux	Grande Inertie	Petite Inertie	Somme des inerties
RDC au 3ème étage	P1 : b*b	I	I	Trans=(I+8I+8I)*7=119*I Long=(I+2I+2I)*7=35*I
	P2 : b*2b	8*I	2*I	
4ème au 7ème étage	P1 : b*b	I	I	Sens Transversal = 71.82*I Sens Longitudinal =30.338*I
	P2	4.63*I	1.667*I	
8ème au 9ème étage	P1 : b*b	I	I	Sens Transversal = 40.18*I Sens Longitudinal =25.662*I
	P2 :	2.37*I	1.333*I	

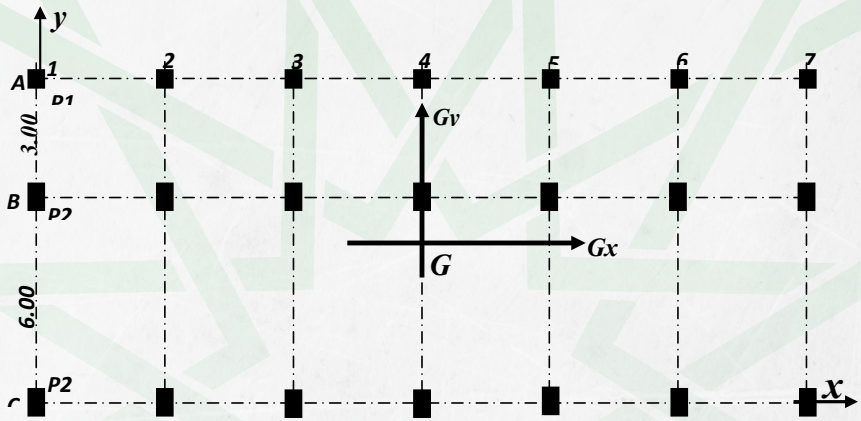


Figure 24 : Excentricité - Position centre de gravité

Séisme sens (Y) - Séisme transversal :

Pour cette direction sismique :

a) Les poteaux type P2 « résistent » selon leur grande inertie :

$$I_G(P2) = 8I$$

b) Les poteaux type P1 : I

Soit la somme des inerties des tous les poteaux pour le séisme transversal :

Axe 1 : $8I + 8I + I = 17\,I$

Pour l'ensemble des axes de 1 à 7 :

$$\sum_{1}^{7}(17I * 7) = 119\,I$$

Séisme sens (X) - Séisme longitudinal :

Pour cette direction sismique :

a) Les poteaux type P2 « résistent » selon leur petite inertie :

$$I_P(P2) = 2I$$

b) Les poteaux type P1 : I

Soit la somme des inerties des tous les poteaux pour le séisme longitudinal :

Axe A : $(7*I)$

Axes B et C : $2*(7*2I) = 28I$

Pour l'ensemble des axes A , B et C : $\sum_{A}^{C}(7I + 28I) = 35I$

Poteau P1 : b*b

a1) Sens transversal – Séisme sens (Y):

$$V_y(P1)=\frac{V_T}{7*17I}*I$$

$$V_y(P1)=\frac{247.5}{119}$$

$$V_y(P1)=2.08T$$

a2) Sens Longitudinal - Séisme sens (X):

$$V_X(P1)=\frac{V_T}{7*5I}*I$$

$$V_X(P1)=\frac{V_T}{35}$$

$$V_X(P1)=\frac{247.5}{35}$$

$$V_X(P1)=7.07T$$

b)Poteau P2 : bx2b

b1) Sens transversal :

$$V_Y(P2)=\frac{V_T}{7*17I}*8I$$

$$V_Y(P2)=\frac{8*247.5}{119}$$

$$V_Y(P2)=16.64T$$

b2) Sens longitudinal :

$$V_X(P2)=\frac{V_L}{7*5I}*2I$$

$$V_X(P2)=\frac{2*V_L}{35}$$

$$V_X(P2)=\frac{2*247.5}{35}$$

$$V_X(P2)=14.14T$$

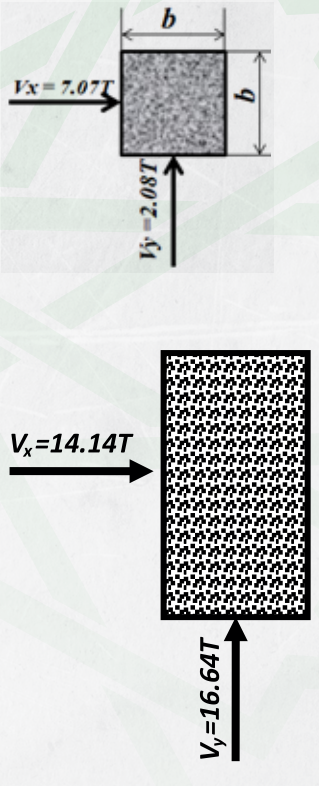


Figure 25 : Efforts tranchants - Poteaux P1, P2

Schématisation des efforts de translation dans les poteaux du portique

Transversal (1 à 7) au RDC:

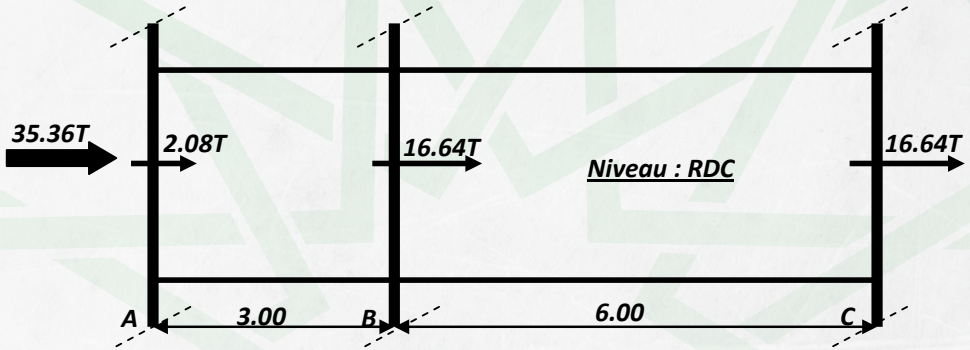


Figure 26a : Efforts par poteau - Sens transversal

Portiques sens longitudinal :

File A :

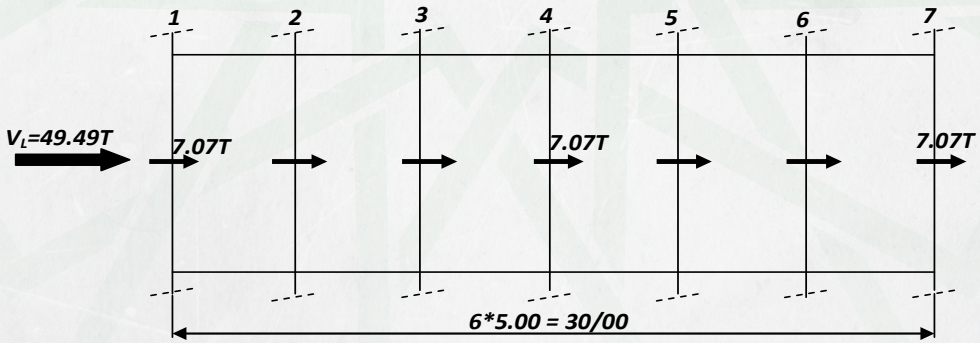


Figure 26b : Efforts par poteau - Portique longitudinal - File A

Files B et C :

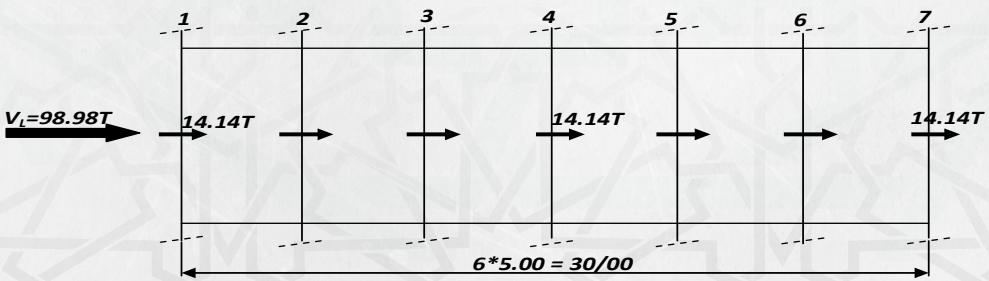
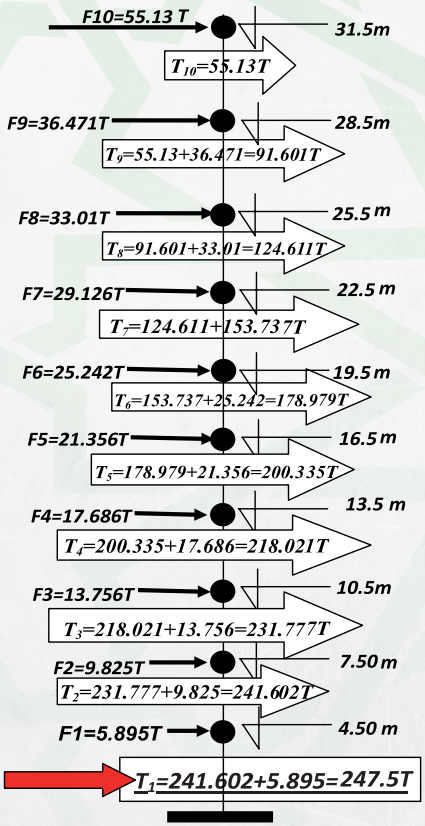


Figure 26c : Efforts par poteau - Portique longitudinal - Files B et C

Effort tranchant résultant par niveau :



Niv	Effort tranchant(T)
10	55.13
9	55.13+36.471=91.601
8	91.601+33.01=124.611
7	124.611+29.126=153.737
6	153.737+25.242=178.979
5	178.979+21.356=200.335
4	200.335+17.686=218.021
3	218.021+13.756=231.777
2	231.756+9.825=241.602
1	241.602+5.895=247.50

Figure 27 : Effort tranchant résultant par niveau

Répartition des efforts sismiques d'étage repris par les poteaux du portique des niveaux supérieurs au RDC:

Les efforts sismiques repris par les poteaux des portiques des niveaux supérieurs est identique à celle-ci-dessus faite pour le 1er niveau (RDC) en considérant les inerties des sections des poteaux propres à chaque niveau :

Portique transversal :

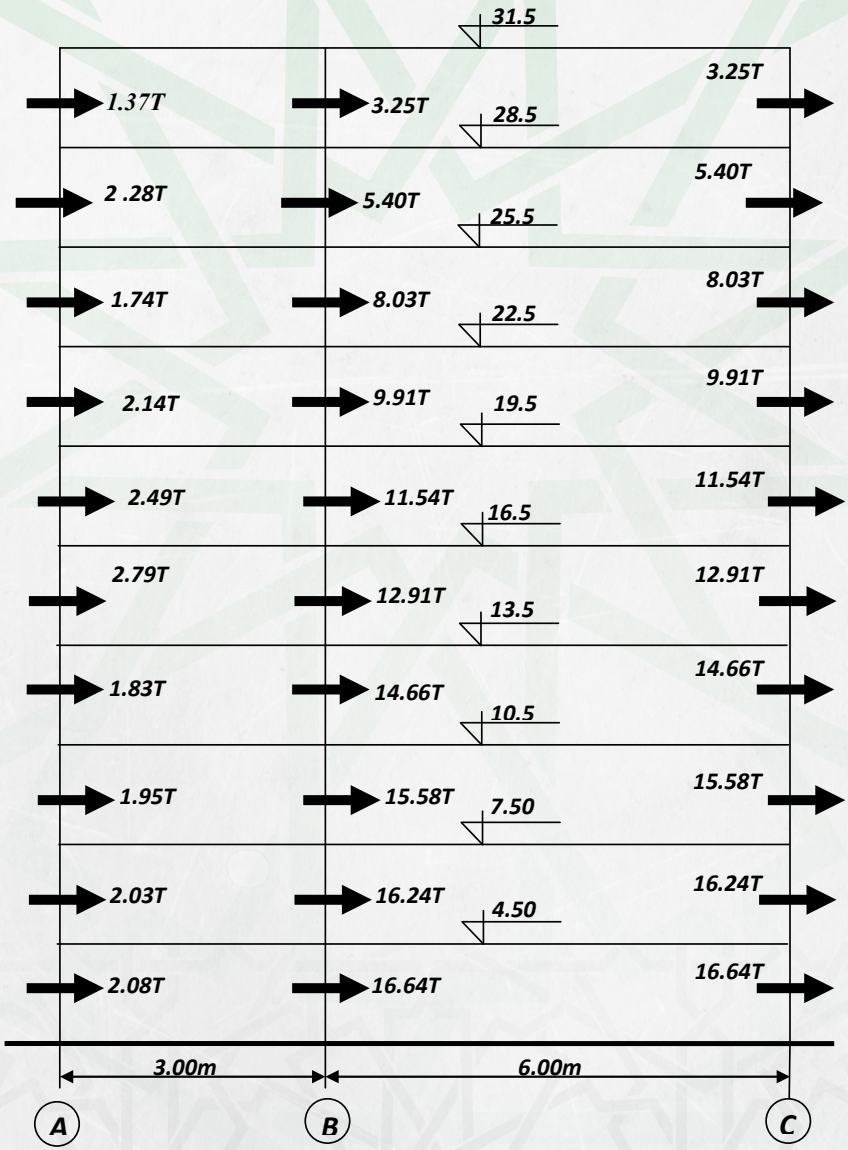


Figure 28a : Répartition verticale - Effort tranchant par poteau

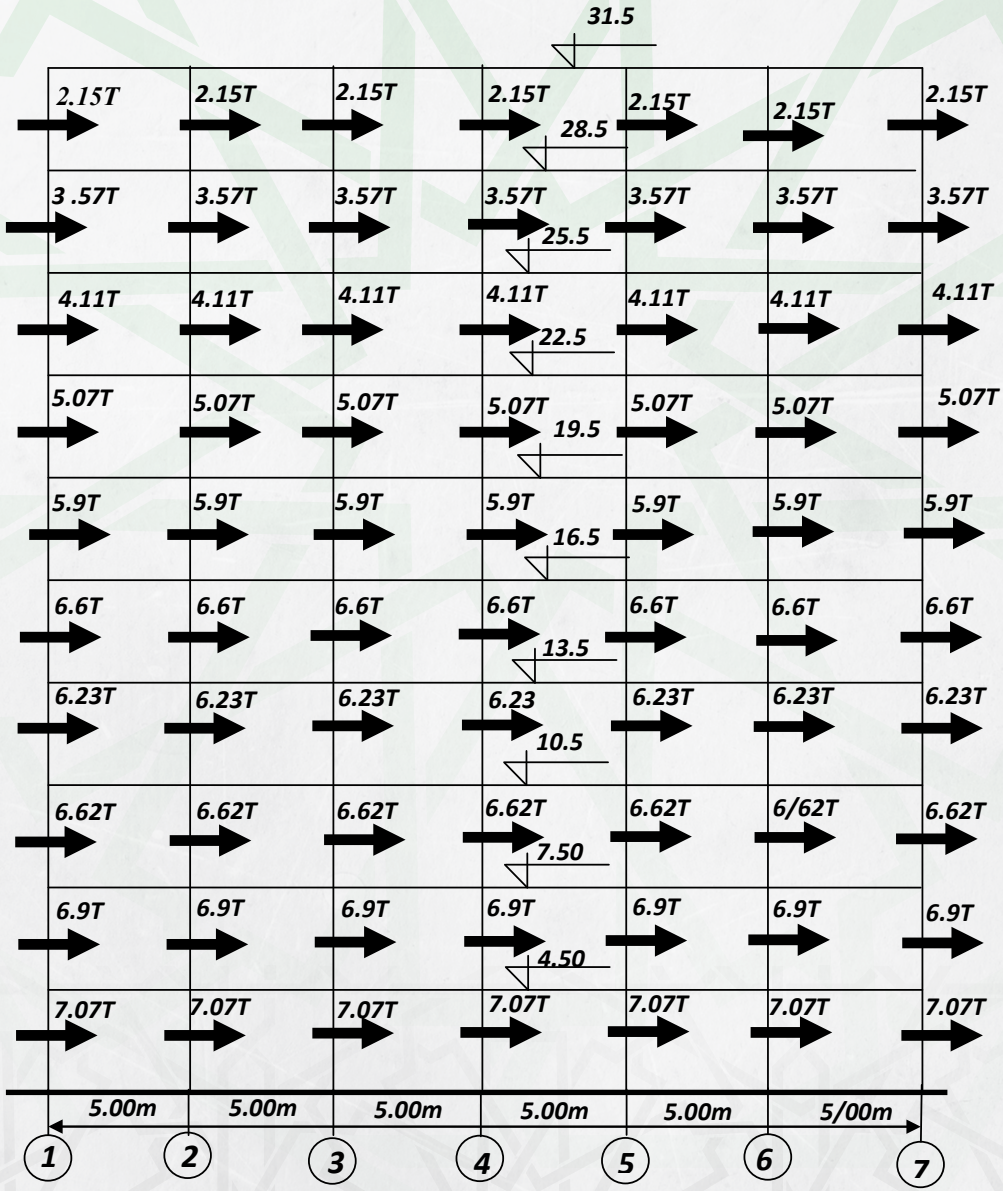


Figure 28b : Portique longitudinal - File A - Poteaux P1

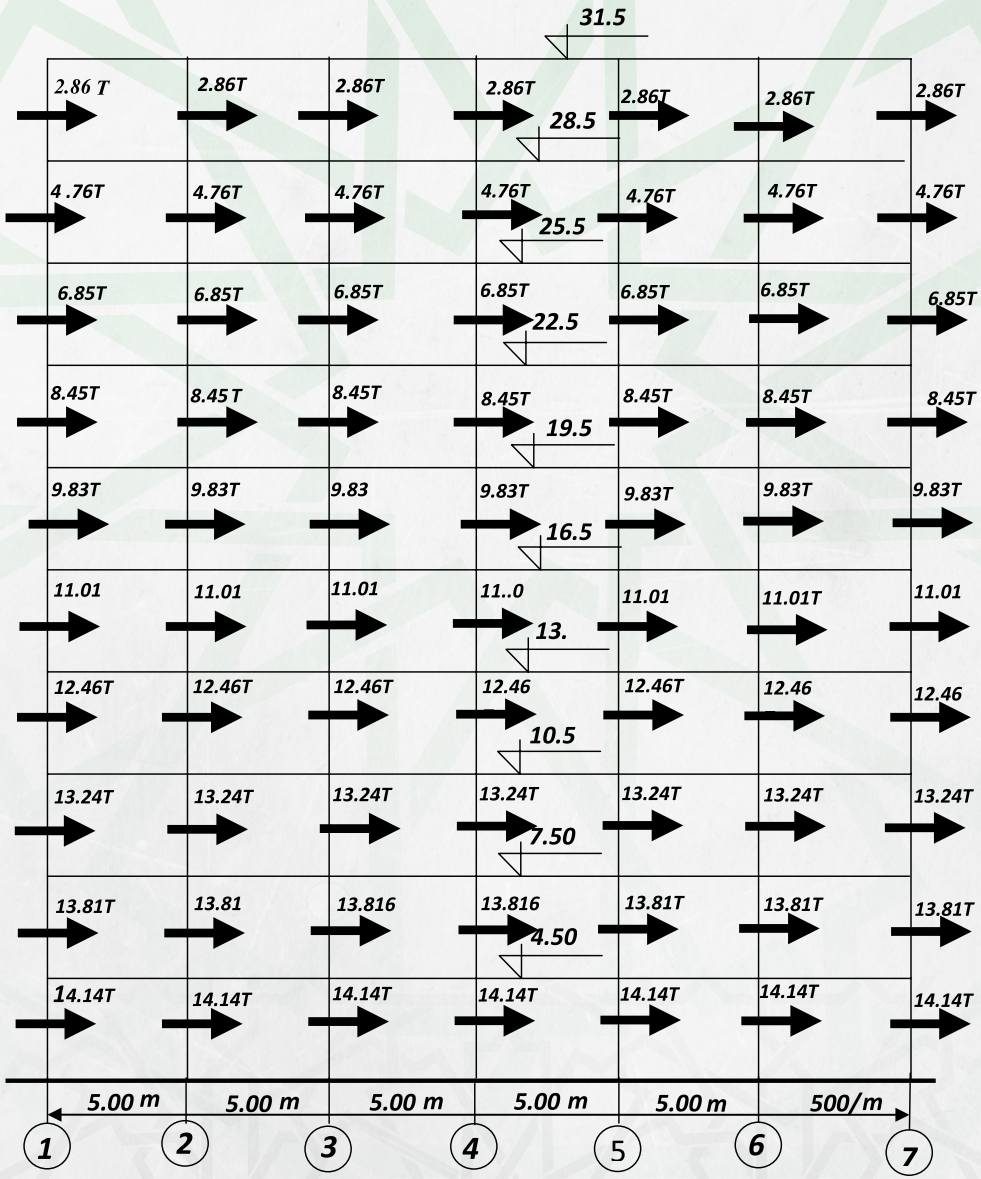


Figure 28c : Portique longitudinal - Files B et C

2.5 - CALCULE DE LA TORSION - EFFET DE L'EXCENTRICITÉ ET DU MOMENT DE TORSION

Détermination du centre de torsion

Coordonnées du centre de gravité

$G_x = 15.00$ m

$G_y = 4.50$ m

Calcul du centre de torsion : Exemple plancher HRDC

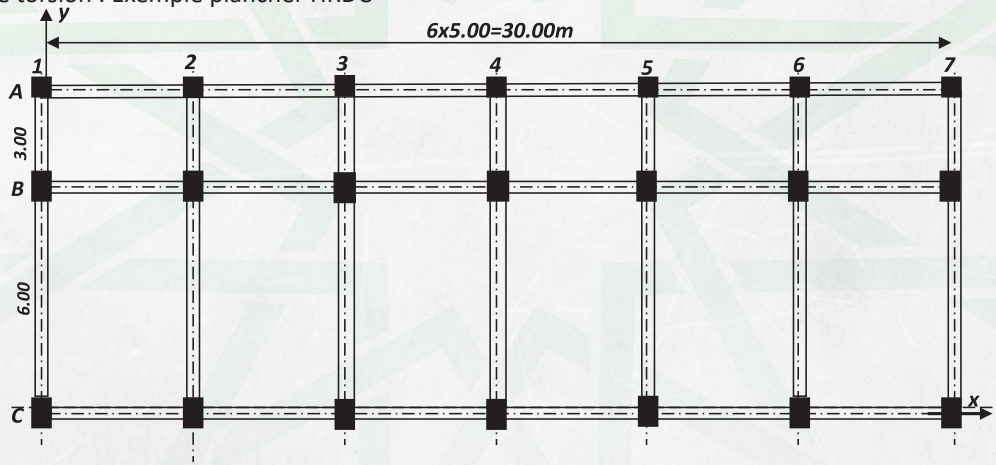


Figure 29a : HRDC - Détermination du centre de torsion

Coordonnées du centre de torsion par rapport au repère (C,x,y) :

$$Tx = \frac{(I+8I+8I)*(0.00+5.0+10.0+15.0+20.0+25.0+30.0)}{(I+8I+8I)*7}$$

$$Tx = \frac{(17I)*105}{7*17I} \Rightarrow Tx = \frac{105}{7}$$

$$Tx = 15.00m$$

$$Ty = \frac{(2I*7*0)+(2I*7*6.00)+(I*7*9.00)}{7(2I+2I+I)}$$

$$Ty = \frac{7*[2I*6.00+I*9.00]}{7*5I} \Rightarrow Ty = \frac{21.00}{5}$$

$$Ty = 4.20m$$

Excentricités :

ex = 0.00

ey = 0.30m

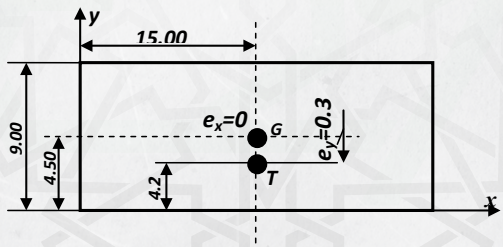


Figure 29b : HRDC -Excentricités ex , ey

Vérification de l'article 3.2.1-c RPS2011-P 26 : Régularité en plan :

« A chaque niveau ,la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité, mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique ne doit pas dépasser 0.20 fois la racine carrée du rapport de la raideur à la torsion sur la raideur à la translation. »

Soit :

$e_x \leq 0.20 r_x$

$e_y \leq 0.20 r_y$

Niveau 1 – Plancher HRDC Exemple 1 (MSE)

Poteau	I(ix)=n*I	xi(m)	I(ix)*xi²	I(iy)	yi(m)	I(iy)*yi²
A1	1	-15,00	225,00	1	4,80	23,04
A2	1	-10,00	100,00	1	4,80	23,04
A3	1	-5,00	25,00	1	4,80	23,04
A4	1	0,00	0,00	1	4,80	23,04
A5	1	5,00	25,00	1	4,80	23,04
A6	1	10,00	100,00	1	4,80	23,04
A7	1	15,00	225,00	1	4,80	23,04
B1	8	-15,00	1800,00	2	1,80	6,48
B2	8	-10,00	800,00	2	1,80	6,48
B3	8	-5,00	200,00	2	1,80	6,48
B4	8	0,00	0,00	2	1,80	6,48
B5	8	5,00	200,00	2	1,80	6,48
B6	8	10,00	800,00	2	1,80	6,48
B7	8	15,00	1800,00	2	1,80	6,48
C1	8	-15,00	1800,00	2	-4,20	35,28
C2	8	-10,00	800,00	2	-4,20	35,28
C3	8	-5,00	200,00	2	-4,20	35,28
C4	8	0,00	0,00	2	-4,20	35,28
C5	8	5,00	200,00	2	-4,20	35,28
C6	8	10,00	800,00	2	-4,20	35,28
C7	8	15,00	1800,00	2	-4,20	35,28
Somme(Iix)	119	S(Iix)*(xi)²	11900,00	Somme(Iiy)	35	453,60

$$r_x^2 = \frac{\sum I_{ix} * x_i^2 + \sum I_{jy} * y_j^2}{\sum I_{ix}} \quad et \quad r_y^2 = \frac{\sum I_{ix} * x_i^2 + \sum I_{jy} * y_j^2}{\sum I_{jy}}$$

$$r_x^2 = \frac{11900 + 453.6}{119} \rightarrow r_x^2 = 103.8 \rightarrow r_x = 10.2\ m$$

$$r_y^2 = \frac{11900 + 453.6}{35} \rightarrow r_y^2 = 352.96 \rightarrow r_y = 18.8\ m$$

e_x =0.00 <0.20*10.2 → OK

e_y = 0.30 <0.20*18.8 → OK

2-5-1 Distribution de l'effort de rotation dû au moment de Torsion (MT) - exemple plancher Haut Rez-de-chaussée (PHRDC)

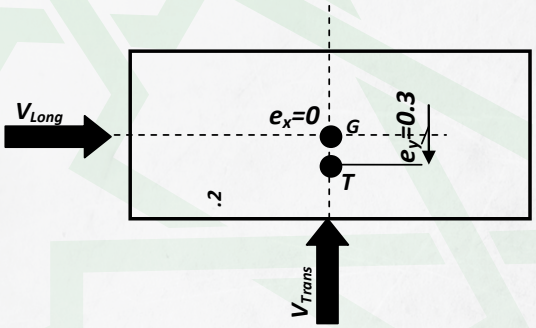
Il faut déterminer les coordonnées de tous les poteaux (xiTx , yiTy) par rapport au repère dont l'origine est le centre de torsion (T).

Distribution effort rotation (MT) -Exemple plancher Haut Rez-de-chaussée (MSE)

Poteaux	I_{ix}	x_i	$I_{ix} * x_i^2$	I_{iy}	y_i	$I_{iy} * y_i^2$
A1	I	-15.0	225I	I	4.80	23.04I
A2	I	-10.0	100I	I	4.80	23.04I
A3	I	-5.0	25I	I	4.80	23.04I
A4	I	0.0	0.0	I	4.80	23.04I
A5	I	5.0	25I	I	4.80	23.04I
A6	I	10.0	100I	I	4.80	23.04I
A7	I	15.0	225I	I	4.80	23.04I
B1	8I	-15.0	1800I	2I	1.80	6.48I
B2	8I	-10.0	800I	2I	1.80	6.48I
B3	8I	-5.0	200I	2I	1.80	6.48I
B4	8I	0.0	0.0	2I	1.80	6.48I
B5	8I	5.0	200I	2I	1.80	6.48I
B6	8I	10.0	800I	2I	1.80	6.48I
B7	8I	15.0	1800I	2I	1.80	6.48I
C1	8I	-15.0	1800I	2I	-4.20	35.28I
C2	8I	-10.0	800I	2I	-4.20	35.28I
C3	8I	-5.0	200I	2I	-4.20	35.28I
C4	8I	0.0	0.0	2I	-4.20	35.28I
C5	8I	5.0	200I	2I	-4.20	35.28I
C6	8I	10.0	800I	2I	-4.20	35.28I
C7	8I	15.0	1800I	2I	-4.20	35.28I
Somme =	119I	Somme=	11900I	35I	Somme=	453.60I

Il faut déterminer les coordonnées de tous les poteaux (xiTx , yiTy) par rapport au repère dont l'origine est le centre de torsion (T).

Soit le plancher HRDC



V_{Trans} : Effort transversal sismique d'étage.

V_{Long} : Effort longitudinal sismique d'étage.

Figure 29c : HRDC - Moment de torsion

Pour le séisme transversal : Répartition due au moment de torsion au plancher HRDC :

$V_{sis}(Tranversal, HRDC)=247.5T$ Puisque : $e_x = 0$ $MT_{Trans}=247.5 \ *0.00 \rightarrow MT_{Trans} = 0.00$

Remarque : Pas d'effort tranchant supplémentaire dû à la rotation à reprendre par les poteaux de contreventement

Pour le séisme longitudinal : Répartition due au moment de torsion au plancher HRDC :

$V_{sis}(Longitudinal,HRDC)=247.5T$

$e_y = 0.30m \rightarrow MT_{Long} = V_{Long} *0.30 \rightarrow MT_{Long} = 247.5*0.30 = 74.25\ Tm$

Donc le moment de torsion va induire un effort supplémentaire de rotation qui s'ajoute à celui de translation.
Soit : $MT_L=74.25Tm$

Nota :
Pour ne pas alourdir la compréhension de la répartition de l'effort supplémentaire de rotation de niveau ,les calculs suivants ont été faits que pour le moment de torsion dû à l'excentricité géométrique (e_y=0.30m).
La conduite de calcul est la même mais en tenant de l'excentricité accidentelle dans les 2 sens soit :

Article 6.5 - Effet de torsion :

a) **Séisme perpendiculaire à Lx = 30.00m**
exacc = 0.5*ex + 0.05LX → exacc = 0.5*0.00 + 0.05*30.0→ exacc =1.50m

b) **Séisme perpendiculaire à Ly = 9.00m**
eyacc = 0.5*ey + 0.05LY→ eyacc = 0.5*0.3 + 0.05*9.0
→ eyacc = 0.15 + 0.45 → eyacc = 0.60m

Exemple de calcul de l'effort de rotation repris par le poteau P1 A1 d'inertie $I_x = I$.

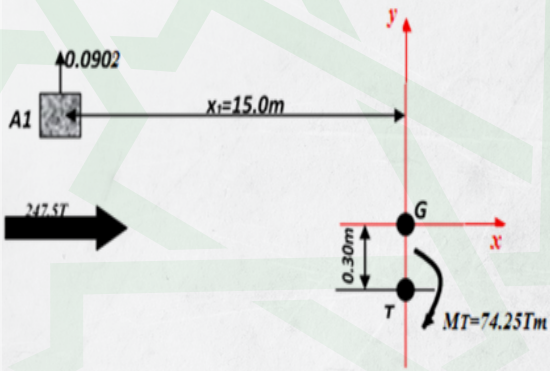


Figure 30 : Effort de torsion - Poteau A1

$$V_{ry}(A_1) = -\frac{MT_L*(-15.00*I)}{\sum I_{ix}*x_i^2+\sum I_{jy}*y_j^2}$$

$$V_{ry}(A_1) = -\frac{74.25*(-15.00*I)}{12353.60\,I}$$

Les axes étant rapportés au centre de torsion Tx et Ty, en tête du poteau de coordonnées (x ; y) le déplacement subi a pour composantes (-Kx) et Ky avec le coefficient de proportionnalité (K) tel que :

$K = \frac{1}{\Sigma Ix^2+\Sigma Iy^2} \Rightarrow K = 12353.60$

Pour une même direction le séisme change de sens (à cause de la période) et les efforts ainsi développés sont des efforts tranchants où le signe s'inverse.

$V_{ry}(A_1) = 0.0902\,Tm$ $\quad V_{rx}(A_1) = \frac{74.25*(4.80*I)}{12353.60\,I}$

$V_{rx}(A_1) = \frac{MT_L*(4.80*I)}{\sum I_{ix}*x_i^2+\sum I_{jy}*y_j^2}$ $\quad V_{rx}(A_1) = 0.0288\,Tm$

Répartition par poteau - Séisme longitudinal - 1er niveau (MSE)

Poteaux	Ix	xi	Vry(T)	yi	Iy(I)	Vrx(T)
P1(A1)	1,0000	-15,0000	+0,0902	4,8000	1,0000	0,0288
P1(A2)	1,0000	-10,0000	+0,0601	4,8000	1,0000	0,0288
P1(A3)	1,0000	-5,0000	+0,0301	4,8000	1,0000	0,0288
P1(A4)	1,0000	0,0000	0,0000	4,8000	1,0000	0,0288
P1(A5)	1,0000	5,0000	-0,0301	4,8000	1,0000	0,0288
P1(A6)	1,0000	10,0000	-0,0601	4,8000	1,0000	0,0288
P1(A7)	1,0000	15,0000	-0,0902	4,8000	1,0000	0,0288
P2(B1)	8,0000	-15,0000	+0,7212	1,8000	2,0000	0,0216
P2(B2)	8,0000	-10,0000	+0,4808	1,8000	2,0000	0,0216
P2(B3)	8,0000	-5,0000	+0,2404	1,8000	2,0000	0,0216
P2(B4)	8,0000	0,0000	0,0000	1,8000	2,0000	0,0216
P2(B5)	8,0000	5,0000	-0,2404	1,8000	2,0000	0,0216
P2(B6)	8,0000	10,0000	-0,4808	1,8000	2,0000	0,0216
P2(B7)	8,0000	15,0000	-0,7212	1,8000	2,0000	0,0216
P2(C1)	8,0000	-15,0000	+0,7212	-4,2000	2,0000	-0,0505
P2(C2)	8,0000	-10,0000	+0,4808	-4,2000	2,0000	-0,0505
P2(C3)	8,0000	-5,0000	+0,2404	-4,2000	2,0000	-0,0505
P2(C4)	8,0000	0,0000	0,0000	-4,2000	2,0000	-0,0505
P2(C5)	8,0000	5,0000	-0,2404	-4,2000	2,0000	-0,0505
P2(C6)	8,0000	10,0000	-0,4808	-4,2000	2,0000	-0,0505
P2(C7)	8,0000	15,0000	-0,7212	-4,2000	2,0000	-0,05049

Répartition de l'effort de rotation pour un moment de torsion du niveau 1 – HRDC avec moment torsion de 74.250Tm:

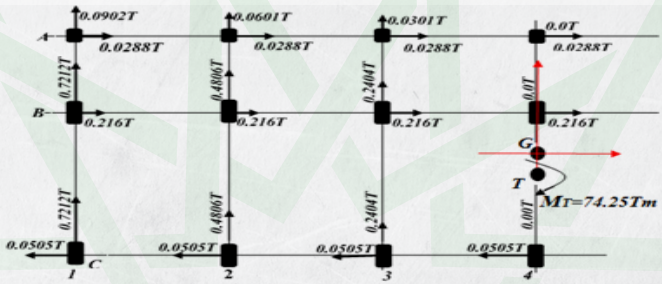


Figure 31a : PHRDC - Effort de rotation - MT=74.25 Tm

Résultats :

L'effort tranchant résultant repris par chaque poteau, suivant sa position et selon la direction du séisme (Transversal ou longitudinal) est la somme de l'effort de translation + l'effort de rotation dû au moment de torsion (MT).

Pour le séisme longitudinal : Répartition due au moment de torsion au plancher HRDC :

V_{sis} (Longitudinal) =241.60T

Les calculs ont été détaillés seulement pour le plancher HRDC, pour les autres niveaux, seul le moment MT de torsion va changer selon la valeur de la force sismique au niveau considéré.

$e_y = 0.3Om \rightarrow M_{TLong} = V_{Long} * 0.30 \rightarrow M_{TLong} = 241.6 * 0.30 = 72.48Tm$

Donc le moment de torsion va induire un effort supplémentaire de rotation qui s'ajoute à celui de translation.

Soit : $MT_L = 72.48Tm$.

Répartition par poteau - Séisme longitudinal – 2ème niveau (MSE)

Poteaux	Ix	xi	Vry(T)	yi	Iy	Vrx(T)
P1(A1)	1,0000	-15,0000	0,0880	4,8000	1,0000	0,0282
P1(A2)	1,0000	-10,0000	0,0587	4,8000	1,0000	0,0282
P1(A3)	1,0000	-5,0000	0,0293	4,8000	1,0000	0,0282
P1(A4)	1,0000	0,0000	0,0000	4,8000	1,0000	0,0282
P1(A5)	1,0000	5,0000	-0,0293	4,8000	1,0000	0,0282
P1(A6)	1,0000	10,0000	-0,0587	4,8000	1,0000	0,0282
P1(A7)	1,0000	15,0000	-0,0880	4,8000	1,0000	0,0282
P2(B1)	8,0000	-15,0000	0,7041	1,8000	2,0000	0,0211
P2(B2)	8,0000	-10,0000	0,4694	1,8000	2,0000	0,0211
P2(B3)	8,0000	-5,0000	0,2347	1,8000	2,0000	0,0211
P2(B4)	8,0000	0,0000	0,0000	1,8000	2,0000	0,0211
P2(B5)	8,0000	5,0000	-0,2347	1,8000	2,0000	0,0211
P2(B6)	8,0000	10,0000	-0,4694	1,8000	2,0000	0,0211
P2(B7)	8,0000	15,0000	-0,7041	1,8000	2,0000	0,0211
P2(C1)	8,0000	-15,0000	0,7041	-4,2000	2,0000	-0,0493

P2(C2)	8,0000	-10,0000	0,4694	-4,2000	2,0000	-0,0493
P2(C3)	8,0000	-5,0000	0,2347	-4,2000	2,0000	-0,0493
P2(C4)	8,0000	0,0000	0,0000	-4,2000	2,0000	-0,0493
P2(C5)	8,0000	5,0000	-0,2347	-4,2000	2,0000	-0,0493
P2(C6)	8,0000	10,0000	-0,4694	-4,2000	2,0000	-0,0493
P2(C7)	8,0000	15,0000	-0,70406	-4,2000	2,0000	-0,04928

Tableau : 6 - Les efforts de rotation dûs au moment de torsion (MT=72.48Tm) sont représentés par le schéma ci-dessous avec symétrie par rapport à l'axe (4) passant par le CDG.

Répartition du moment de torsion repris par chaque poteau pour le séisme sens transversal : 2ème niveau (Plancher Haut 1er étage)

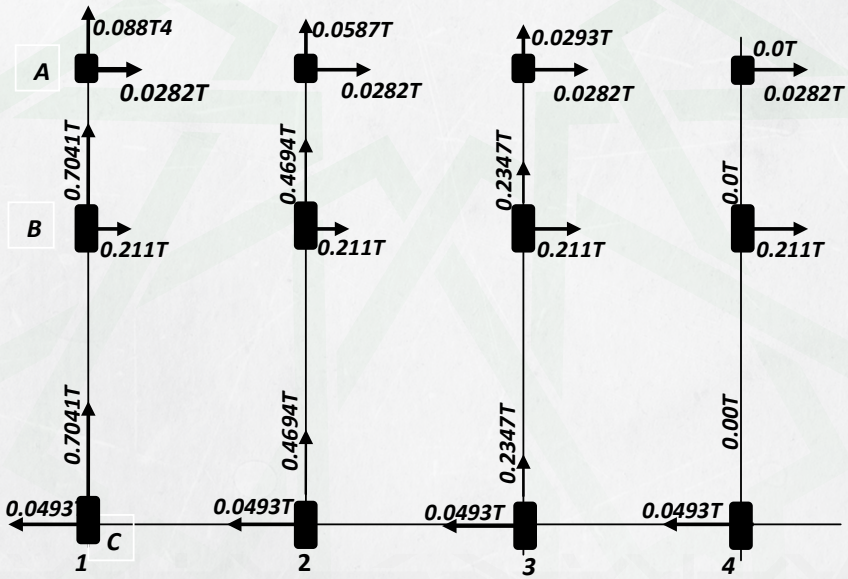


Figure 31b : Effort rotation par poteau - Séisme *sens* transversal 2ème niveau

Nota :

Pour les autres niveaux la procédure de calcul est la même en tenant compte du moment de torsion à chaque niveau. Soit :

a/ Moment de torsion par niveau

Moment de torsion par niveau (MSE)

Niveau	Effort sismique(T)	Excentricité(m)	Moment torsion: MT(T*m)
1	247,500	0,300	74,250
2	241,602	0,300	72,481
3	231,777	0,300	69,533
4	218,021	0,300	65,406
5	200,335	0,300	60,101
6	178,979	0,300	53,694
7	153,737	0,300	46,121
8	124,611	0,300	37,383
9	91,600	0,300	27,480
10	55,130	0,300	16,539

b/ Répartition du moment de torsion repris par chaque poteau pour le séisme sens transversal : 3ème niveau (Plancher Haut 2ème étage)



Figure 31c : Effort rotation par poteau – Séisme *sens* transversal 3ème niveau

Répartition du moment de torsion repris par chaque poteau pour le séisme sens transversal : 4ème niveau (Plancher Haut 3ème étage)



Figure 31d : Effort rotation par poteau – Séisme *sens* transversal 4ème niveau

Répartition du moment de torsion repris par chaque poteau pour le séisme sens transversal : 5ème niveau (Plancher Haut 4ème étage)

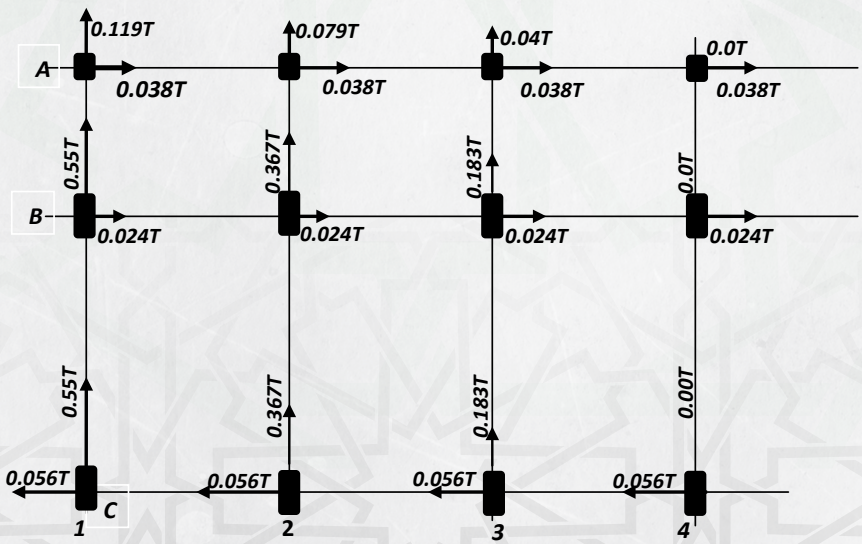


Figure 31e : Effort rotation par poteau – Séisme *sens* transversal 5ème niveau

Répartition du moment de torsion repris par chaque poteau pour le séisme sens transversal : 6ème niveau (Plancher Haut 5ème étage)

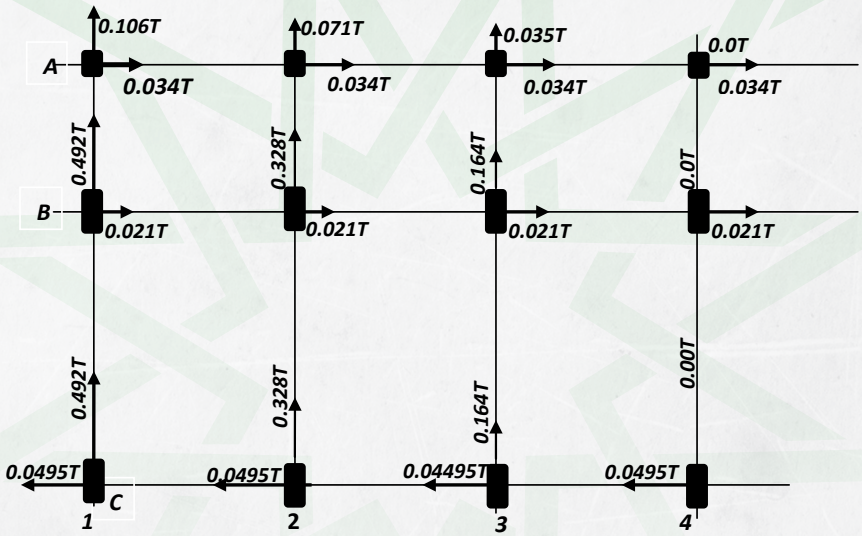


Figure 31f : Effort rotation par poteau – Séisme *sens* transversal 6ème niveau

Répartition du moment de torsion repris par chaque poteau pour le séisme sens transversal : 7ème niveau (Plancher Haut 6ème étage)

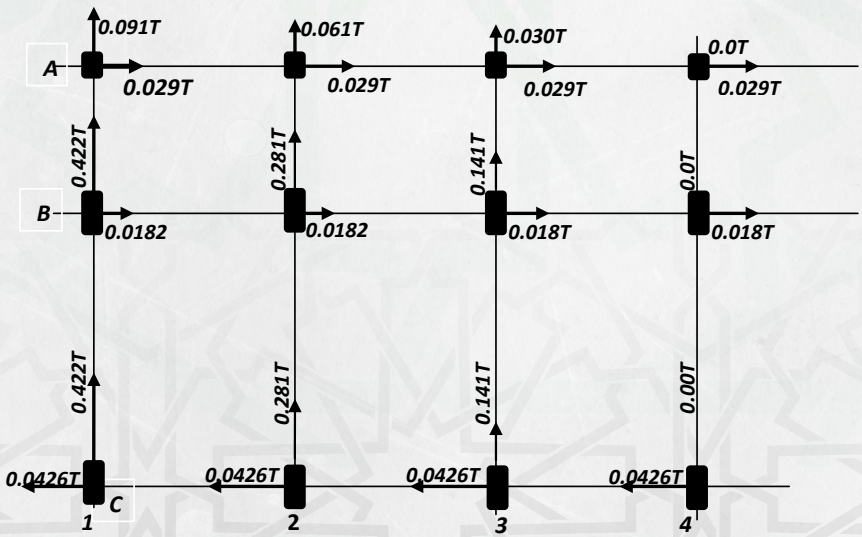


Figure 31g : Effort rotation par poteau – Séisme *sens* transversal 7ème niveau

Répartition du moment de torsion repris par chaque poteau pour le séisme sens transversal : 8ème niveau (Plancher Haut 7ème étage)



Figure 31h : Effort rotation par poteau – Séisme *sens* transversal 8ème niveau

Répartition du moment de torsion repris par chaque poteau pour le séisme sens transversal : 9ème niveau (Plancher Haut 8ème étage)

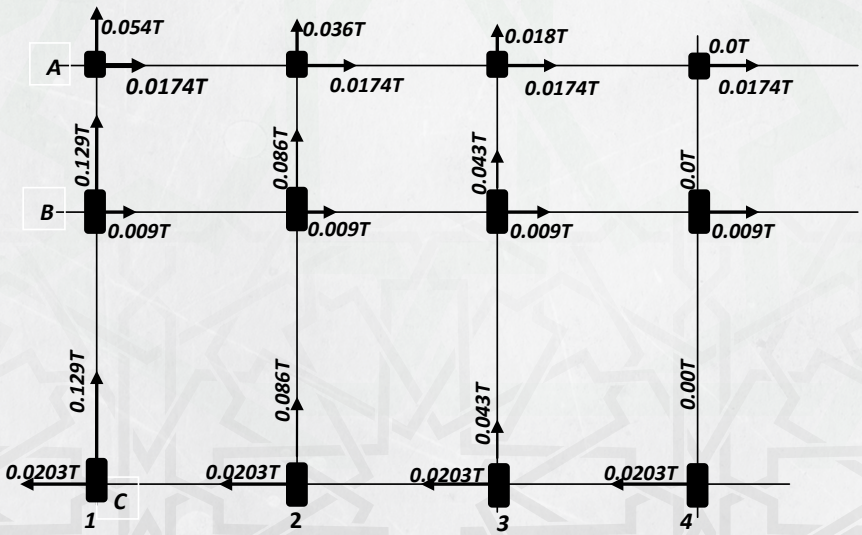


Figure 31i : Effort rotation par poteau – Séisme *sens* transversal 9ème niveau

Répartition du moment de torsion repris par chaque poteau pour le séisme sens transversal : 10ème niveau (Plancher terrasse)

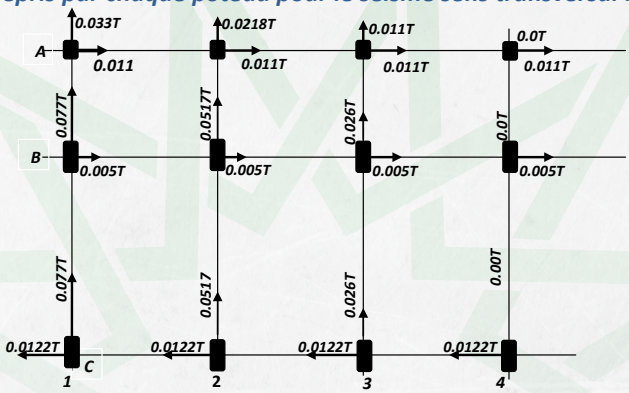


Figure 31j : Effort rotation par poteau – Séisme *sens* transversal 10ème niveau

2.5.2- Portique transversal - Effort tranchant résultant : Translation+Rotation

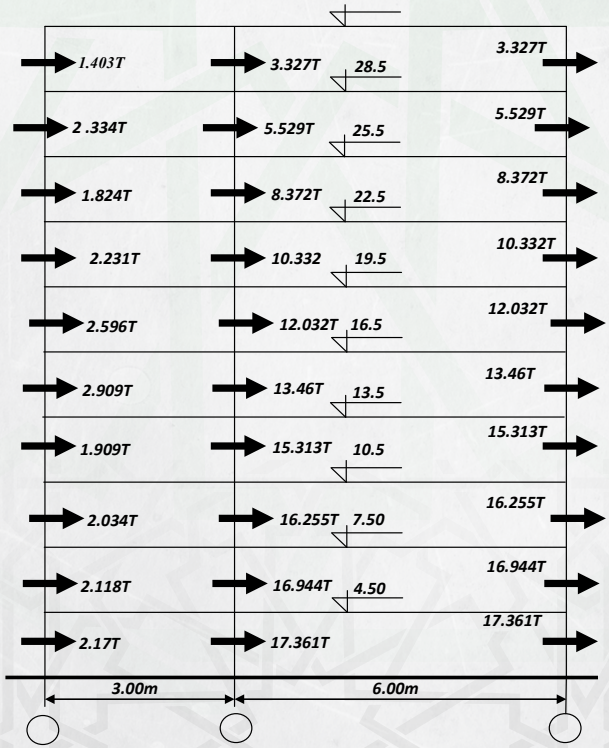


Figure 32 : Effort tranchant résultant –Portique transversal Translation + Rotation

2.5.3- Portiques longitudinaux : Translation+Rotation

a- Portique longitudinal (A)-Effort tranchant résultant :Translation+Rotation

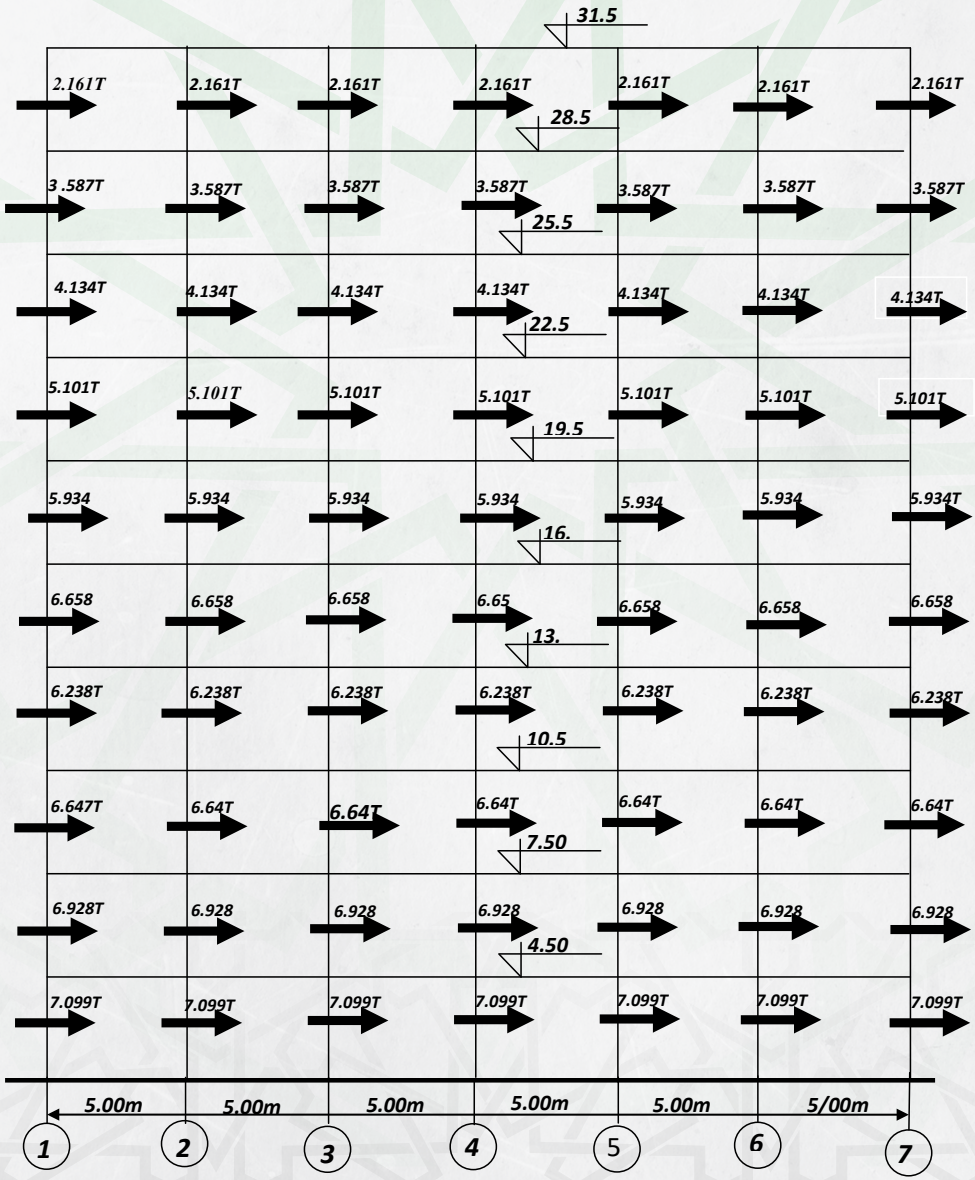


Figure 33a : Effort tranchant résultant –Portique longitudinal (A)
Translation + Rotation

b- Portique longitudinal (B)-Effort tranchant résultant :Translation+Rotation

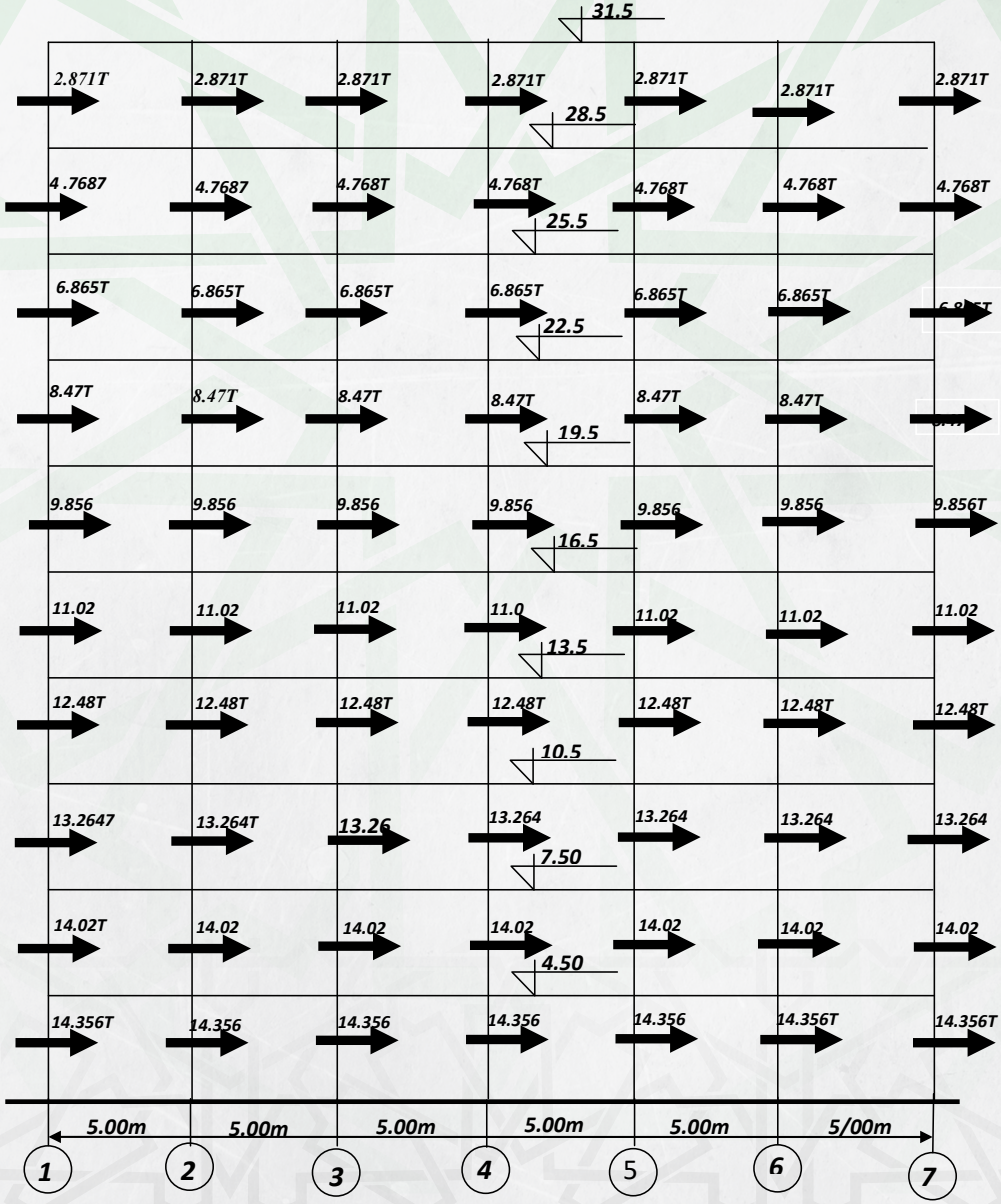


Figure 33b : Effort tranchant résultant –Portique longitudinal (B)
Translation + Rotation

c -Portique longitudinal (C)-Effort tranchant résultant :Translation+Rotation

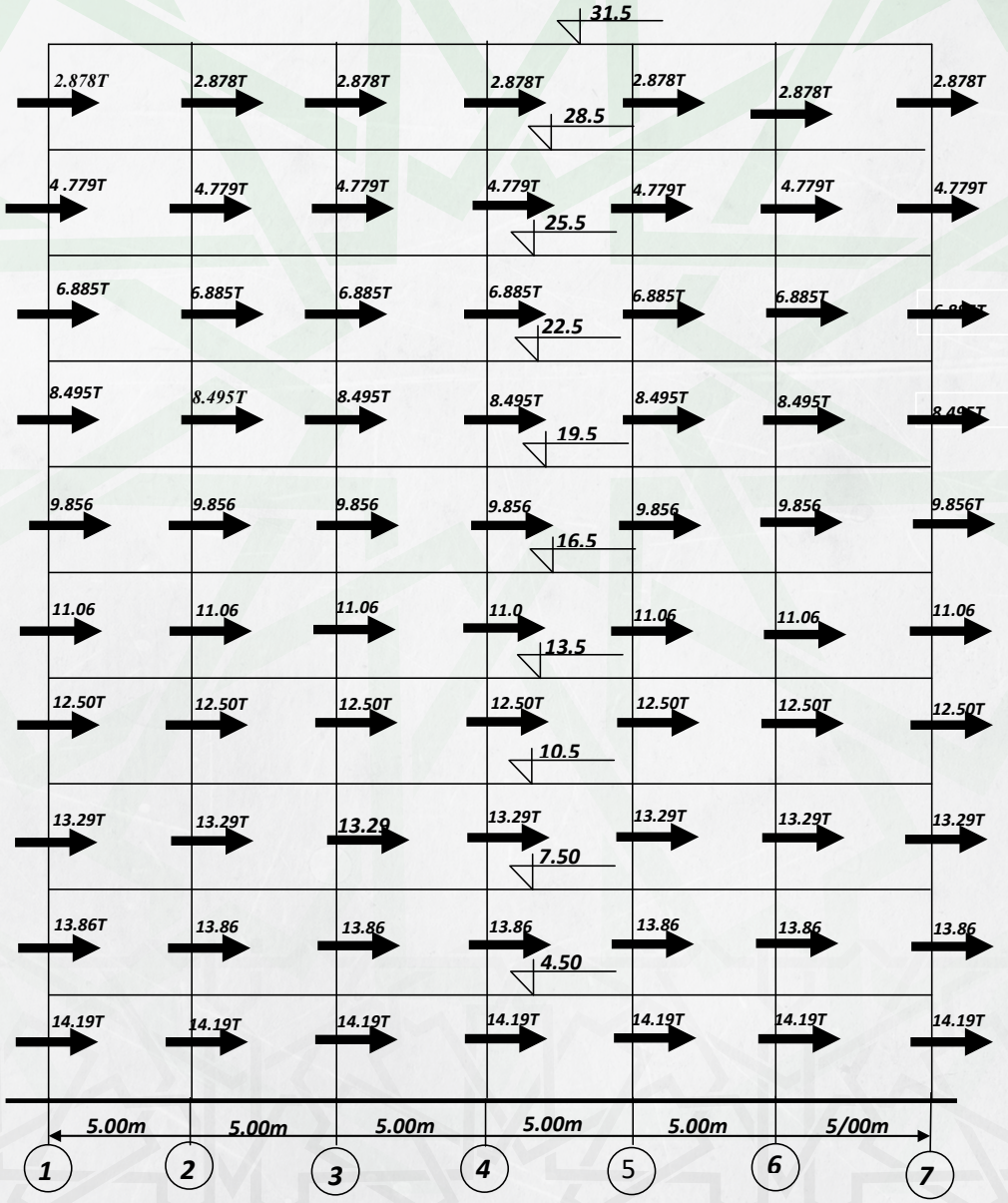


Figure 33c : Effort tranchant résultant –Portique longitudinal (C)
Translation + Rotation

2.6- RENVERSEMENT – EFFORT NORMAL SISMIQUE DE COMPRESSION OU DE TRACTION *dans les poteaux*

L'effort sismique d'étage suivant la direction du séisme produit un moment de renversement qui se traduit par un effort normal de Compression ou un effort normal de Traction dans les poteaux.



Figure 34a : Moment de renversement

De l'effort sismique transversal ou longitudinal (V_{Trans}, (V_{long}) de niveau résulte un moment de renversement MR tel que :
MR=247.50*4.50 →MR=1113.75Tm

Exemple ; Détermination des efforts normaux dûs au moment de renversement au 1er niveau (Plancher HRDC) :

L'effort normal est proportionnel à la section du poteau :
Section poteau (P1): S = b*b = b^2
Section poteau (P2) =b*2b→ Section(P2)=2S
di : Distance entre poteau et le centre de torsion
L'effort normal dû à MR est :

$$Ni = \frac{MR * S_i * d_i}{I}$$

Avec :

$I=S[(4.8)^2+2(1.8)^2+2(-4.2)^2]$

$I = 64.80S$



Figure 34a' : Seisme d'Alger 2013-Cas de renversement

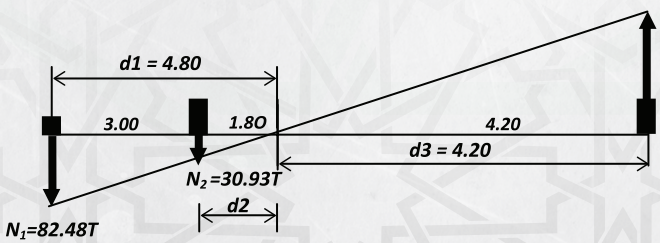


Figure 34b : Renversement - Efforts normaux dans les poteaux

Suivant la direction du séisme, l'effort normal (Ni) peut être soit :
Un effort lesté de **Compression**
Un effort délesté de **Traction**
Pour un moment de renversement de 1113.5Tm, on a :

$$N_1 = 1113.5 * \frac{4.80S}{64.80S}$$
$$N_1 = 82.48T$$

$$N_2 = 1113.5 * \frac{1.80S}{64.80S}$$
$$N_2 = 30.93T$$

$$N_3 = 1113.5 * \frac{4.20S}{64.80S}$$
$$N_3 = 72.17T$$

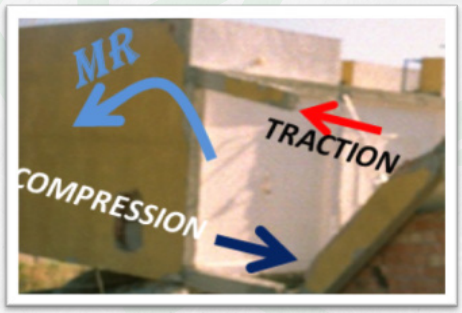


Figure 34b' : Seisme d'Alger 2013-Renversement : Poteaux lestés/délestés

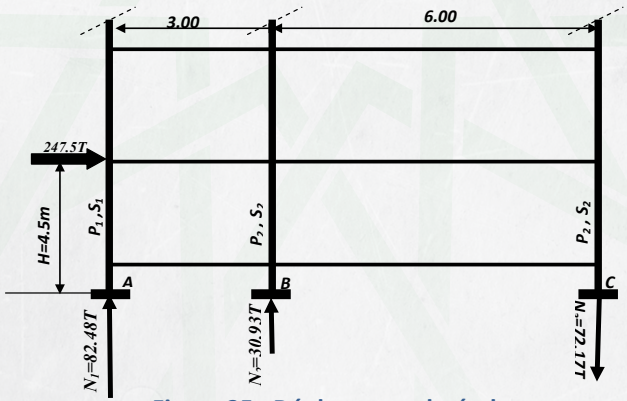
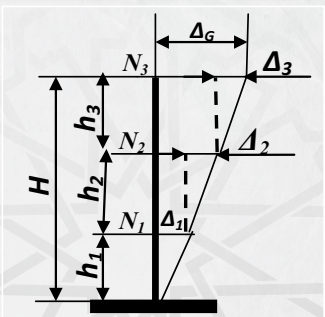


Figure 35 : Déplacement latéral

2.7- VÉRIFICATION DES DÉFORMATIONS : ART 8.4 – RPS2011

Les déplacements latéraux inter-étages sont limités à :



$K\Delta_{eladtic} \leq \frac{7}{1000}h$: (Classe I) : K = Comportement

$K\Delta_{eladtic} \leq \frac{1}{100}h$ **: (Classe 2) : h = Hauteur étage**

$\Delta_G \leq \frac{4}{1000}H$ **: Hauteur totale**

Le déplacement inter-étage est donné par : $\Delta = \frac{Th^3}{12EI}$

T : Effort tranchant d'étage
h : Hauteur d'étage
I : Inertie du poteau dans la direction du séisme
E : Module d'élasticité instantané du béton

Exemple pour le poteau P2 du RDC pour le séisme transversal :

T = 17361kg = 17.361t
h = 4.50m
E = $3.5x10^5$ kg/cm²
$I_{(P2)} = 54x10^4 cm^4$

$$\Delta(cm) = \frac{T(t)*h^3(m)}{12*3.5*I(dm^4)}$$

$$\Delta(cm) = \frac{17.361*4.5^3}{12*3.5*54}$$

$$\Delta(cm) = 0.6975cm = 0.7cm$$

Tableau 9 : Calcul des déplacements :

Niveau	Effort tranchant	Hauteur relative de niveau	Inertie poteau	Déplacement et cumul		K = 2.00 2.00* Δ(cm)	Déplacement admissible Δadm=7h/1000
	T(t)	h(m)	i(dm4)	Δ(cm)	Δcumul(cm)	KΔ(cm)	Δadm(cm)
1	*17,361*	*4,5*	*54,0*	*0,70*	*0,70*	*1,40*	*3,15*
2	*16,944*	*3,00*	*54,0*	*0,20*	*0,90*	*0,40*	*2,1*
3	*16,255*	*3,00*	*54,0*	*0,19*	*1,09*	*0,39*	*2,1*
4	*15,313*	*3,00*	*54,0*	*0,18*	*1,28*	*0,36*	*2,1*
5	*13,460*	*3,00*	*31,25*	*0,28*	*1,55*	*0,55*	*2,1*
6	*12,032*	*3,00*	*31,25*	*0,25*	*1,80*	*0,50*	*2,1*
7	*10,332*	*3,00*	*31,25*	*0,21*	*2,01*	*0,43*	*2,1*
8	*8,372*	*3,00*	*31,25*	*0,17*	*2,18*	*0,34*	*2,1*
9	*5,529*	*3,00*	*16,0*	*0,22*	*2,41*	*0,44*	*2,1*
10	*3,327*	*3,00*	*16,0*	*0,13*	*2,54*	*0,27*	*2,1*
		Total (cm)=		***2,54***		***5,08***	

Remarque : La méthode statique équivalente doit être impérativement complétée par la prise en considération d'application de l'article 7.2.2 RPS 2000 "version 2011".

CHAPITRE 3

CONTREVENTEMENT PAR VOILES CAS DES VOILES DÉSOLIDARISÉS EXEMPLE BÂTIMENT 8 NIVEAUX

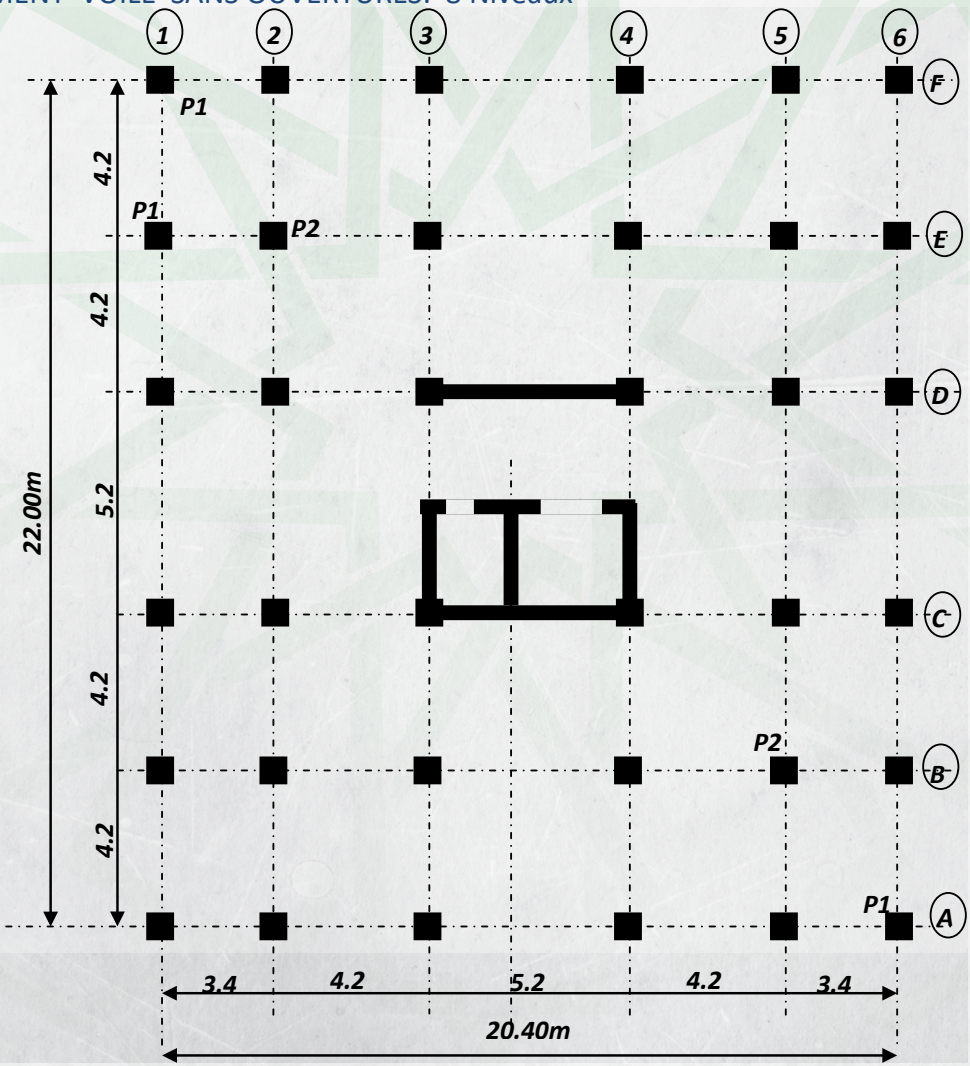


Figure 36 : Contreventement par voiles / Cas 1 : Voiles désolidarisés

3.1- ARTICLE 7.3.1.4.1 – DIMENSIONS MINIMALES DES VOILES

e_{min} = Min (15cm , h_e /20) : Voile non raidi aux extrémités
e_{min} = Min (15cm , h_e /22) : Voile raidi à une extrémité
e_{min} = Min (15cm , h_e /25) : Voile raidi aux deux extrémités

3.2- PARAMÈTRES ET COEFFICIENTS SISMIQUES

Situation du projet : Agadir

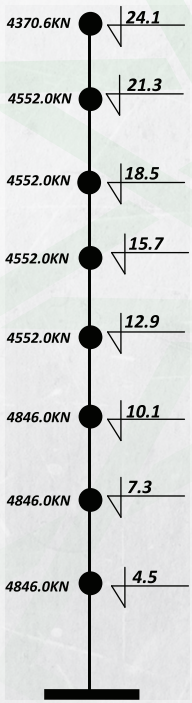


Figure 37 : Modélisation des masse-Contreventement par voiles

Vitesse = 13%m/s - Zone vitesse : Zv = 3
Accélération : 18% g - Zone accélération : Za = 4
Le RPS 2000 version 2011 recommande, en cas de manque d'informations sur les propriétés du sol, d'adopter par défaut le coefficient et le spectre du SITE S2 (page 42)
Sol : Site S2 → Coefficient de site :
Tableau 5.2 → S = 1.20 (Art : 5.2.3.2)
Poids total de la structure :

$W=37116.6KN$

Calcul de la période :

$$T(s)=\frac{0.09H}{\sqrt{L}}$$ (Equation 6.6)

Séisme longitudinal – Sens X : L =20.40m

$$T_{L,X}(s)=\frac{00\,9*24.1}{\sqrt{20.4}}\Rightarrow T_{L,X}(s)=0.48s$$

Séisme transversal – Sens Y : L =22.0m

$$T_{L,Y}(s)=\frac{0.09*24.1}{\sqrt{22.0}}\Rightarrow T_{L,Y}(s)=0.462s$$

Facteur d'amplification dynamique : (Art : 5.2.3.3)

$$\frac{Za}{Zv}=\frac{4}{3}\Rightarrow\frac{Za}{Zv}=1.33\succ 1.00$$

Facteur d'amplification dynamique - Sens longitudinal (Dx) :

$T_{L,X}=0.48\ s\prec 0\,5\,0\ s$

$D_{L,X}=-6.4*T+5.1$

$D_{L,X}=-6.4*0.48+5.1\Rightarrow D_{L,X}=2.028$ (Tableau 5.3)

Facteur d'amplification dynamique - Sens transversal (Dy) :

$T_{L,Y}=0.462s\prec 0.50\ s$

$D_{T,Y}=-6.4*T+5.1$

$D_{T,Y}=-6.4*0.462+5.1\Rightarrow D_{L,Y}=2.143$ (Tableau 5.3)

3.3- EFFORT TRANCHANT SISMIQUE À LA BASE - SENS LONGITIDINAL (X) - SENS TRANSVERSAL (Y)

$$F = v\frac{SDI}{K}W \quad \text{(Eq 6.1)}$$

Effort sismique sens longitudinal :

$$F_{Lx} = 0.13\frac{1.0*1.2*2.028}{2.1}W \Rightarrow F_{Lx} = 0.151 * W \Rightarrow F_{Lx} = 15.1\%\,W$$

$$F_{Lx} = 0.13\frac{1.0*1.2*2.028}{2.1}37116.6$$

$$F_{Lx} = 5591.7KN$$

Effort sismique sens transversal :

$$F_{Ty} = 0.13\frac{1.0*1.2*2.143}{2.1}W \Rightarrow F_{Ty} = 0.1592 * W \Rightarrow F_{Ty} = 15.92\%\,W$$

$$F_{Ty} = 0.13\frac{1.0*1.2*2.143}{2.1}37116.6$$

$$F_{Ty} = 5908.8KN$$

3.4- RÉPARTITION VERTICALE DE L'EFFORT SISMIQUE DE BASE - SENS (X) - SENS (Y)

$$F_n = (F - F_t)\frac{W_n*h_n}{\sum_1^n W_i*h_i}(6.3) \quad si\ T < 0.7s \Rightarrow F_t = 0$$

$$F_n = F\frac{W_n*h_n}{\sum_1^n W_i*h_i} \Rightarrow \Delta = \frac{1}{\sum_1^n W_i*h_i} \Rightarrow F_n = \Delta * F * W_n * h_n$$

Répartition : Séisme sens longitudinal (X) :

$$F = F_{LX} = 5591.7KN$$

$$\Delta * F = 0.010694174$$

$$F_{LX}8 = \Delta * F_{LX} * 4370.6 * 24.1 \Rightarrow F_{LX}8 = 1126.43KN$$

$$F_{LX}7 = \Delta * F_{LX} * 4552.0 * 21.3 \Rightarrow F_{LX}7 = 1037.0KN$$

$$F_{LX}6 = \Delta * F_{LX} * 4552.0 * 18.5 \Rightarrow F_{LX}6 = 901.0KN$$

$$F_{LX}5 = \Delta * F_{LX} * 4552.0 * 15.7 \Rightarrow F_{LX}5 = 764.3KN$$

$$F_{LX}4 = \Delta * F_{LX} * 4552.0 * 12.9 \Rightarrow F_{LX}4 = 628.0KN$$

$$F_{LX}3 = \Delta * F_{LX} * 4846.0 * 10.1 \Rightarrow F_{LX}3 = 523.42KN$$

$$F_{LX}2 = \Delta * F_{LX} * 4846.0 * 7.3 \Rightarrow F_{LX}2 = 378.31KN$$

$$F_{LX}1 = \Delta * F_{LX} * 4846.0 * 4.5 \Rightarrow F_{LX}1 = 233.21KN$$

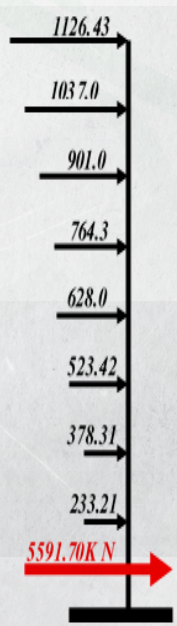


Figure 38a : Distribution verticale des forces -Sens longitudinal

Répartition : Séisme sens transversal (Y) :

$F = F_{TY} = 5908.8KN$

$\Delta_F = \Delta * F_{TY} = 0.01130188$

$F_{TY}8 = \Delta * F_{TY} * 4370.6 * 24.1 \Rightarrow F_{TY}8 = 1190.42KN$

$F_{TY}7 = \Delta * F_{TY} * 4552.0 * 21.3 \Rightarrow F_{TY}7 = 1095.8KN$

$F_{TY}6 = \Delta * F_{TY} * 4552.0 * 18.5 \Rightarrow F_{TY}6 = 951.8KN$

$F_{TY}5 = \Delta * F_{TY} * 4552.0 * 15.7 \Rightarrow F_{TY}5 = 807.7KN$

$F_{TY}4 = \Delta * F_{TY} * 4552.0 * 12.9 \Rightarrow F_{TY}4 = 663.65KN$

$F_{TY}3 = \Delta * F_{TY} * 4846.0 * 10.1 \Rightarrow F_{TY}3 = 553.17KN$

$F_{TY}2 = \Delta * F_{TY} * 4846.0 * 7.3 \Rightarrow F_{TY}2 = 399.8KN$

$F_{TY}1 = \Delta * F_{TY} * 4846.0 * 4.5 \Rightarrow F_{TY}1 = 246.46KN$

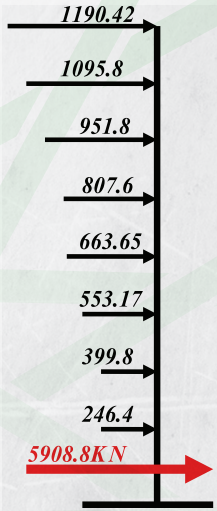


Figure 38b : Distribution verticale des forces -Sens transversal

3.5- RÉPARTITION FORCES LATÉRALES REPRISES PAR VOILES DE CV

(Voiles désolidarisés sans tenir compte de la faible inertie)

CALCUL DU CENTRE DE TORSION :

Désignation des voiles désolidarisés de la cage escaliers/ascenseur :

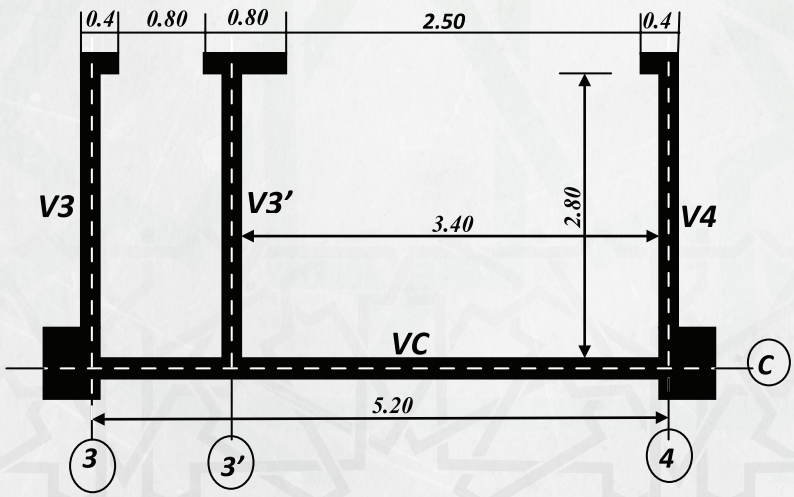


Figure 39 : Cage des escaliers et ascenseur

3.6 - RÉPARTITION DE L'EFFORT REPRIS PAR LES VOILES DE CONTREVENTEMENT

3.6.1- Inertie des voiles V3 , V3' et V4 selon l'axe (X) :

Voile V3 :

Détermination du centre de gravité du voile V3

Le voile V3 est décomposé en 3 sections (S1-S2 et S3)

- Dx : Dimension horizontale de la section Si
- Dy : Dimension verticale de la section Si
- Si : Surface
- Δ3y : Droite repère du CDG de la section Si
- GV3-Gi : Distance entre les CDG de la section V3 et SI
- Io : Inertie propre par rapport au CDG de (Si)

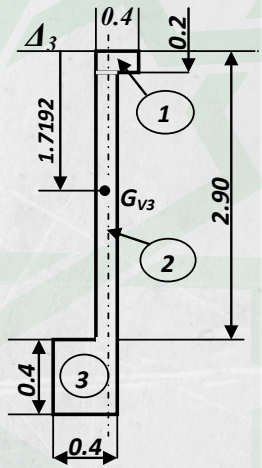


Figure 40a : Inertie voile V3

Calcul du CDG et Inertie du voile V3 - Exemple 2

N°	Dx	Dy	Si	Δ3y	Si*yi	GV3-Gi	Io	Si*di²	Io+Sidi²
1	0,4	0,2	0,08	0,10	0,008	1,61923	0,00027	0,20975	0,21002
2	0,2	2,7	0,54	1,55	0,837	0,16923	0,32805	0,01547	0,34352
3	0,4	0,4	0,16	3,10	0,496	-1,38077	0,00213	0,30504	0,30718

Position du CDG de la section totale du voile V3 par rapport à Δ3 :

$$GV3 = \frac{\sum Si * yi}{\sum Si} \Rightarrow GV3 = \frac{0.008 + 0.837 + 0.496}{0.08 + 0.54 + 0.16}$$

$$GV3 = \frac{1.341}{0.78} \Rightarrow GV3 = 1.7192m$$

Inertie du voile V3 par rapport un axe horizontal (Sens) passant par GV3 :

$$I_X(V3) = 0.21002 + 0.34352 + 0.30718$$

$$I_X(V3) = 0.86072m^4$$

Voile V4 :

$$I_X(V4) = I_X(V3) = 0.86072m^4$$

Voile V3' :

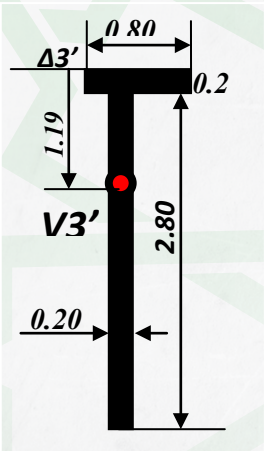


Figure 40b : Inertie voile V3'

Position du CDG par rapport à l'axe Δ3' :

$$GV3' = \frac{\sum Si * yi}{\sum Si} \Rightarrow GV3 = \frac{0.016 + 0.840}{0.16 + 0.56}$$

$$GV3 = \frac{0.856}{0.72} \Rightarrow GV3 = 1.19m$$

Moment d'inertie du voile V3' :

$$I_X(V3') = 0.19024 + 0.42007$$

$$I_X(V3') = 0.6103 m^4$$

Calcul du CDG et Inertie du voile V3' - Exemple 2

N°	Dx	Dy	Si	Δ3'y	Si*yi	GV3'-Gi	Io	Si*di²	Io+Sidi²
1	0,8	0,2	0,16	0,1	0,016	1,08889	0,00053	0,18971	0,19024
2	0,2	2,8	0,56	1,5	0,840	-0,31111	0,36587	0,05420	0,42007

Voile VC :

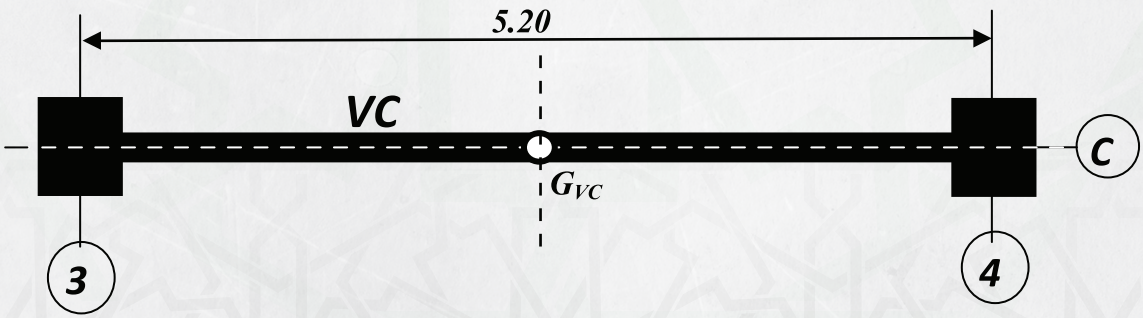


Figure 40c : Inertie voile VC

$$I_{VC} = 3.89785 m^4$$

3.6.2- Détermination des coordonnées du centre de torsion par rapport aux axes (X et Y) passant par le CDG du plancher :

1.50m : c'est la valeur de la distance entre le centre de gravité du voile V3' et le centre de gravité (G)

$$T x = \frac{(-2.60 * 0.86072) + (-1.5 * 0.6103) + (2.60 * 0.86072)}{0.86072 + 0.6103 + 0.86072}$$

$$T x = \frac{-1.5 * 0.6103}{2.33174} \Rightarrow T x = -0.393 m$$

(Voir figure 41)

Ty = 0 : Par symétrie de voiles VC et VD par rapport à (G) centre de gravité du plancher.

Position centre de torsion (T) – Cas voiles désolidarisés :

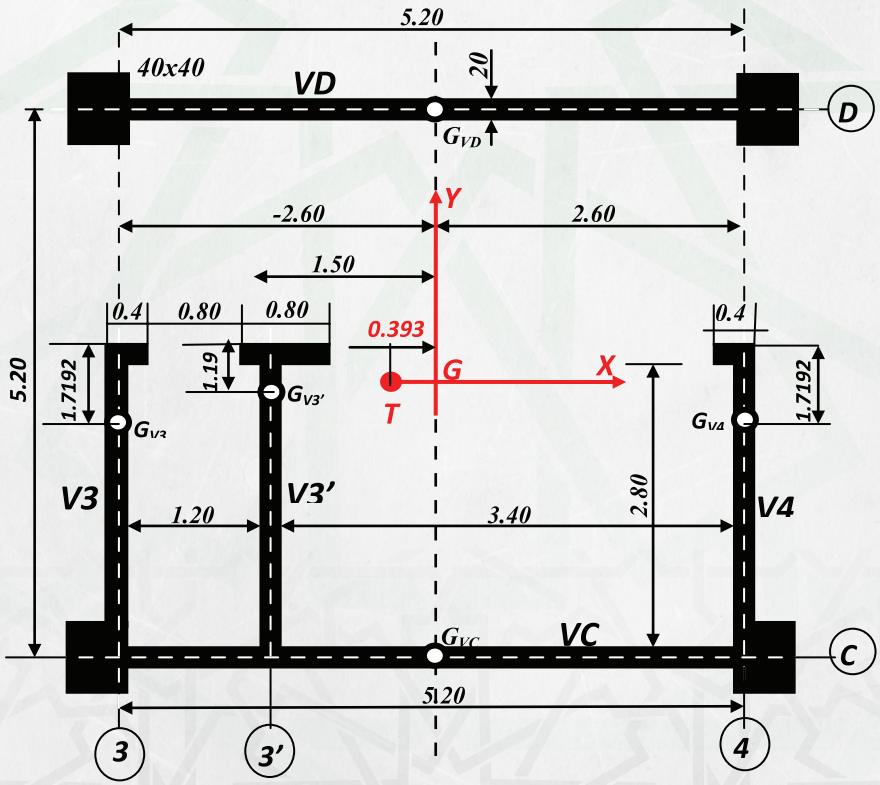


Figure 41 : Excentricités (ex , ey)

3.6.3- Distribution verticale des efforts repris par les voiles VC et VD :

Séisme longitudinal – Sens (X) :

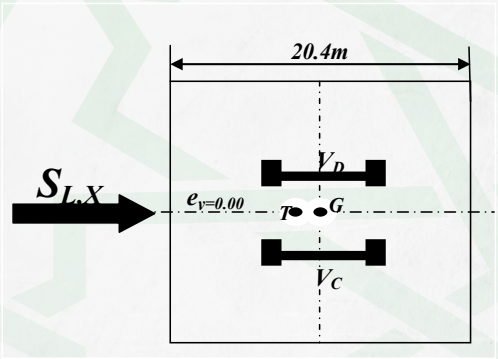


Figure 42a : Efforts voiles sens X - Voiles VC , VD

L'excentricité (ey) est nulle :

e_y=0.00m

Selon ce cas envisagé des voiles désolidarisés ,dans cette direction l'effort sismique est repris par les voiles VC et VD ayant la même inertie :

$$F_{Xiz}(VC,VD) = \frac{F\ X\ iz}{2}$$ *(FXiz : Effort sismique au niveau(i) à la côte (z)*

Exemple : Effort tranchant sismique au niveau RDC est :

$$T_{1X} = 5591.7KN \Rightarrow VC_{1X} = VD_{1X} = \frac{5591.7}{2} \Rightarrow VC_{1X} = VD_{1X} = 2795.85KN$$

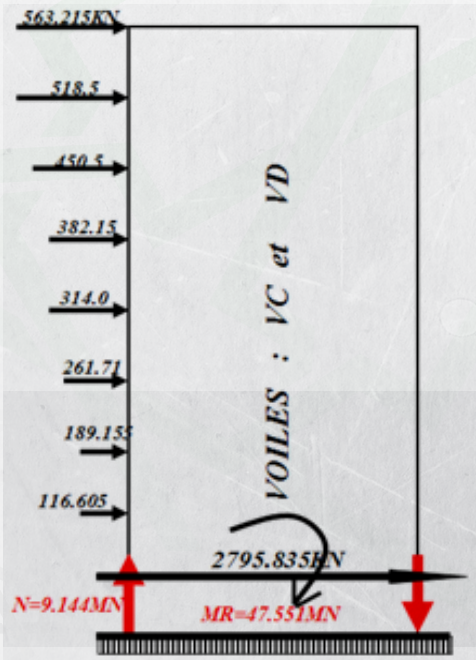


Figure 42b : Effort tranchant et moment renversement voiles VC,VD

Séisme longitudinal (X)

Schéma de distribution verticale de l'effort sismique sur les voiles : VC et VD

Moment de renversement :

$$MR = \sum_{zi=4.5}^{zi=24.1}(F_{zi} * z_i)$$

$$MR = 47.551\,MNm$$

Efforts normaux concomitants :

$$N = \frac{MR}{L_{VC,VD}} \Rightarrow N = \frac{47.551}{5.2} = 9.144\,MN$$

3.6.4- Distribution verticale des efforts repris par les voiles V3 , V3' et V4 :

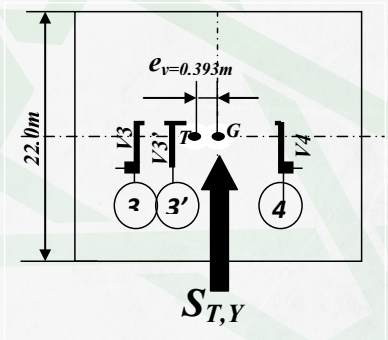


Figure 42c : Efforts voiles sens Y - Voiles V3 , V3' ,V4

Séisme transversal – Sens (Y) :

Dans le sens transversal ,l'excentricité géométrique est :

$$e_x = -0.393m$$

Cette excentricité engendre un moment de torsion d'axe vertical à chaque niveau(i) de :

$$MT_{i,Z} = F_{i,Z} * e_x \Rightarrow MT_{i,Z} = -0.393 * F_{i,Z}$$

$F_{i,Z}$: Force sismique au niveau à la côte (z)

Chaque voile (V3 ,V3' et V4) doit reprendre :

1) Un effort de translation proportionnellement à son inertie
2) Un effort de rotation dû au moment de torsion (MT) et ce selon son inertie et sa position par rapport au centre de torsion (T).

1) Effort de translation :

$$F_{Y\,i Z}(VK(3,3',4) = F_{y\,i}\frac{I_{K(3;3',4)}}{\sum_1^3 I_K} \Rightarrow F_{Y,iZ}(VK(3,3',4) = F_{Y,i}\frac{I_{K(3;3',4)}}{0.86072+0.6103+0.86072}$$

$$F_{Y,iZ}(VK(3,3',4) = F_{Y,i}\frac{I_{K(3;3',4)}}{2.33174}$$

Exemple pour le niveau (8) avec : FY_8 =439.4*2+311.6=1190. 42KN.L'effort repris par les 3 voiles soit :

$$F_8(V3) = 1190.42 * \frac{0.86072}{2.33174} \Rightarrow F_8(V3) = 439.4KN$$

$$F_8(V3') = 1190.42 * \frac{0.6103}{2.33174} \Rightarrow F_8(V3') = 311.6KN$$

$$F_8(V4) = 1190.42 * \frac{0.86072}{2.33174} \Rightarrow F_8(V4) = 439.4KN$$

Pour le niveau (7) et F_{Y7}=1095.8KN

$$F_7(V3) = 1095.8 * \frac{0.86072}{2.33174} \Rightarrow F_7(V3) = 404.5KN$$

$$F_7(V3') = 1095.8 * \frac{0.6103}{2.33174} \Rightarrow F_7(V3') = 286.8KN$$

$$F_7(V4) = 1095.8 * \frac{0.86072}{2.33174} \Rightarrow F_7(V4) = 404.5KN$$

Effort de translation - Distribution verticale : Voiles (V3,V4) et (V3')

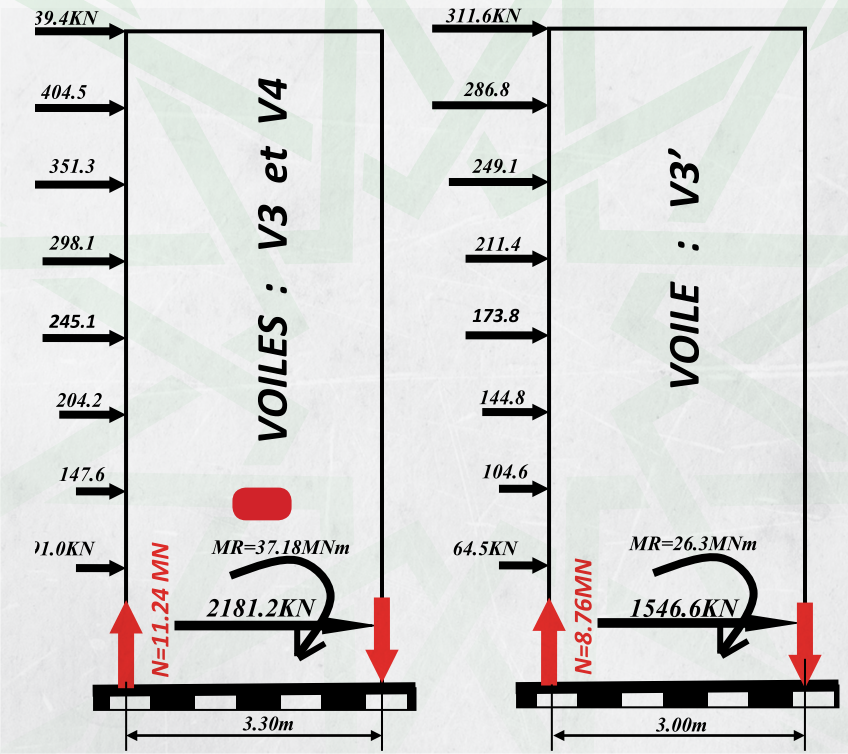


Figure 42d : Effort tranchant et moment de renversement-Voiles (V3,V4) et V3'

Effort de rotation dû au moment de torsion :

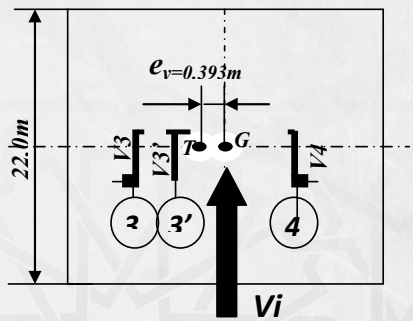


Figure 43a : Efforts rotation - Torsion

A chaque niveau (i),l'effort Vi engendre un moment de torsion dû à l'excentricité géométrique de :

e_x=0.393m

MT=e_x*Vi

Par rotation du plancher, formant par hypothèse, un diaphragme rigide tous les voiles (V3, V3' et V4) y compris les voiles (VC et VD) participe à la reprise des efforts de rotation.

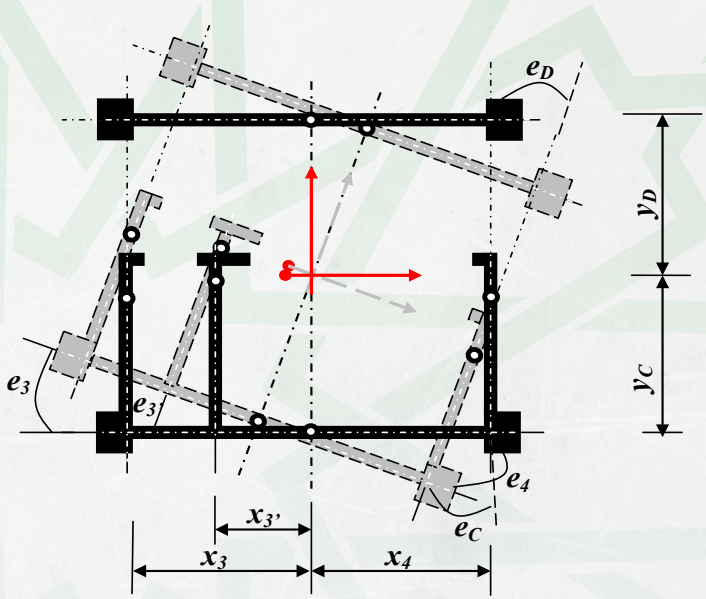


Figure 43b : Détermination des efforts de rotation

$$\frac{e_3}{x_3}=\frac{e_{3'}}{x_{3'}}=\frac{e_4}{x_4}=\frac{e_C}{x_C}=\frac{e_D}{y_D}$$

$$e_{3'}=\frac{e_3}{x_3}x_{3'}$$

$$e_4=\frac{e_3}{x_3}x_4$$

$$e_C=\frac{e_3}{x_3}x_C$$

$$e_D=\frac{e_3}{x_3}y_D$$

L'effort de rotation (R_T) repris par chaque voile pour le déplacement engendré est proportionnel à son inertie :

$$R_{T3}=KI_3e_3$$
$$R_{T3'}=KI_{3'}e_{3'}$$
$$R_{T4}=KI_4e_4$$
$$R_{TC}=KI_Ce_C$$
$$R_{TD}=KI_De_D$$

Le moment de torsion MT est équilibré par :

$$e_x*Vi=(x_3R_{T3})+(x_{3'}R_{T3''})+(x_4R_{T4})+(y_CR_{TC})+(y_DR_{TD})$$
$$e_x*Vi=(x_3KI_3*e_3)+(x_{3'}KI_{3'}*e_{3'})+(x_4KI_4*e_4)+(y_CKI_C*e_C)+(y_DKI_D*e_D)$$
$$e_x*Vi=(x_3KI_3*e_3)+(x_{3'}KI_{3'}*\frac{e_3}{x_3}x_{3'})+(x_4KI_4*\frac{e_3}{x_3}x_4)+(y_CKI_C*\frac{e_3}{x_3}y_C)+(y_DKI_D*\frac{e_3}{x_3}y_D)$$

$$e_x*x_3*Vi=(x_3^2KI_3*e_3)+(x_{3'}^2KI_{3'}*e_3)+(x_4^2KI_4*e_3)+(y_C^2KI_C*e_3)+(y_D^2KI_D*e_3)$$
$$e_x*x_3*Vi=Ke_3\left[(x_3^2I_3)+(x_{3'}^2I_{3'})+(x_4^2I_4)+(y_C^2I_C)+(y_D^2I_D)\right]$$

$$e_x * x_3 * Vi = Ke_3\left[\sum I_i x_i^2 + \sum I_j y_j^2\right]$$

$$e_x * I_{3x3} * Vi = KI_3 e_3\left[\sum I_i x_i^2 + \sum I_j y_j^2\right] \Rightarrow (e_x Vi) * (I_{3x3}) = KI_3 e_3\left[\sum I_i x_i^2 + \sum I_j y_j^2\right]$$

$$(e_x Vi) * (I_{3x3}) = R_{T3} * \left[\sum I_i x_i^2 + \sum I_j y_j^2\right]$$

$$MT * (I_{3x3}) = R_{T3} * \left[\sum I_i x_i^2 + \sum I_j y_j^2\right]$$

$$R_{T3} = MT \frac{I_{3x3}}{\sum I_i x_i^2 + \sum I_j y_j^2}$$

3.7- EXEMPLE DE DÉTERMINATION DES EFFORTS DE ROTATION REPRIS PAR LES VOILES (V3,V3' ET V4) ET (VC ET VD) AU NIVEAU 8

L'effort sismique au niveau est :

$V_{K=8} = F_{y8} = 1190.42\,KN$

$M_{T8} = 0.393 * 1190.42 \Rightarrow M_{T8} = 467.84\,KNm$

Effort de rotation - Exemple 2

Voiles	I_x	x_i	$I_x x_i^2$	Voiles	I_y	y_j	$I_j y_j^2$
V3'=0.6103=I	I	-0.807	0.651249*I	VC	6.3868*I	-2.60	43.1748*I
V3=0.8607	1.4103*I	-2.207	6.8694*I	VD	6.3868*I	2.60	43.1748*I
V4=0.8607	1.4103*I	2.993	12.6335*I	$\Sigma I_y * y_j^2 = 86.4396*I$			
$\Sigma I_i * x_i^2 =$			20.15415*I				

Effort de rotation repris par le voile V3 :

$$R_{T3} = 0.393 * 1190.42 * \frac{1.4103 * I * (-2.207)}{20.15415 * I + 86.4396 * I} \Rightarrow R_{T3} = 467.8 * \frac{1.4103 * I * (-2.207)}{106.59375 * I}$$

$$\text{Soit : } k = \frac{467.8}{106.59375 * I} \Rightarrow k = 4.3886$$

$$R_{T3} = k * 1.4103 * I * (-2.207) \Rightarrow R_{T3} = -13.66\,KN$$

Effort de rotation repris par le voile V4 :

$$R_{T4} = k * 1.4103 * I * (2.993) \Rightarrow R_{T4} = 18.52\,KN$$

Effort de rotation repris par le voile V3' :

$$R_{T3'} = k * 1.0 * I * (-0.807) \Rightarrow R_{T3'} = -3.54\,KN$$

Effort de rotation repris par le voile VC :

$$R_{TC} = k * 6.3868 * I * (-2.60) \Rightarrow R_{TC} = -72.86\,KN$$

Effort de rotation repris par le voile VD :

$$R_{TD} = k * 6.3868 * I * (2.60) \Rightarrow R_{TD} = 72.88\,KN$$

Distribution de l'effort de rotation : Voile V3

				V3 : IV3=0.8607m4 = 1.4103IV3'		
Niveau	Effort sismique	Excentricité	Mtorsion	Ii	xi	RTV3
8	1190,42	0,393	467,80	1,4103	-2,207	-13,66
7	1095,80	0,393	430,60	1,4103	-2,207	-12,57
6	951,80	0,393	374,00	1,4103	-2,207	-10,92
5	807,80	0,393	317,50	1,4103	-2,207	-9,27
4	663,65	0,393	260,80	1,4103	-2,207	-7,62
3	553,17	0,393	217,40	1,4103	-2,207	-6,35
2	399,80	0,393	157,10	1,4103	-2,207	-4,59
1	246,46	0,393	96,86	1,4103	-2,207	-2,83

Distribution de l'effort de rotation : Voile V4

				V4 : IV4=0.8607m4=1.4103V3'		
Niveau	Effort sismique	Excentricité	Mtorsion	Ii	xi	RTV4(KN)
8	1190.42	0,393	467.8	1,4103	2,993	18,52
7	1095.8	0,393	430.6	1,4103	2,993	17,05
6	951.8	0,393	374.0	1,4103	2,993	14,81
5	807.8	0,393	317.5	1,4103	2,993	12,57
4	663.65	0,393	260.8	1,4103	2,993	10,33
3	553.17	0,393	217.4	1,4103	2,993	8,61
2	399.8	0,393	157.1	1,4103	2,993	6,22
1	246.46	0,393	96,86	1,4103	2,993	3,84

Distribution de l'effort de rotation - Voile V3'

				V4 : IV3'=0.6103m4=I		
Niveau	Effort sismique	Excentricité	Mtorsion	Ii	xi	RTV3'
8	1190.42	0,393	467.8	1,0	-0,807	-3,54
7	1095.8	0,393	430.6	1,0	-0,807	-3,26
6	951.8	0,393	374.0	1,0	-0,807	-2,83
5	807.8	0,393	317.5	1,0	-0,807	-2,40
4	663.65	0,393	260.8	1,0	-0,807	-1,97
3	553.17	0,393	217.4	1,0	-0,807	-1,65
2	399.8	0,393	157.1	1,0	-0,807	-1,19
1	246.46	0,393	96,86	1,0	-0,807	-0,73

Distribution de l'effort de rotation - Voile VC :

	VC=VD =6.3868IV3'					
Niveau	**Effort sismique**	**Excentricité**	**Mtorsion**	**Ij**	**yj**	**RTVC=-RTVD**
8	1190.42	0,393	467.8	6,3868	-2,6	-72,88
7	1095.8	0,393	430.6	6,3868	-2,6	-67,08
6	951.8	0,393	374.0	6,3868	-2,6	-58,26
5	807.8	0,393	317.5	6,3868	-2,6	-49,46
4	663.65	0,393	260.8	6,3868	-2,6	-40,63
3	553.17	0,393	217.4	6,3868	-2,6	-33,87
2	399.8	0,393	157.1	6,3868	-2,6	-24,47
1	246.46	0,393	96,86	6,3868	-2,6	-15,09

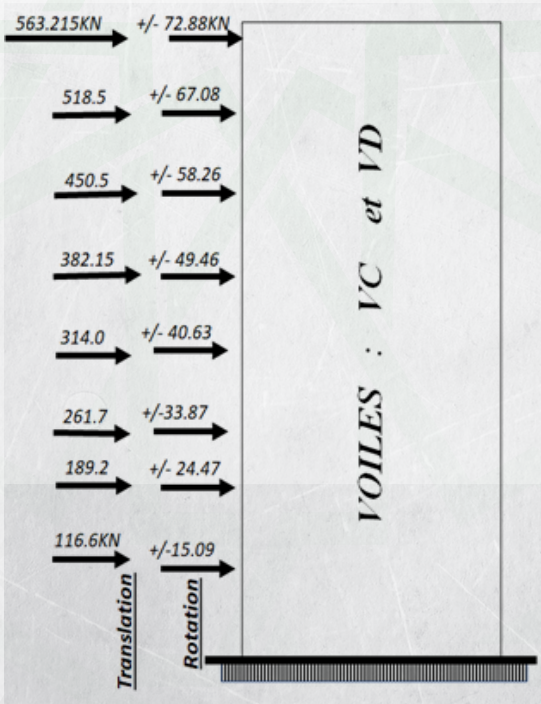


Figure 43c : Effort résultant - Translation + Rotation (Voiles VC et VD)

3.8- EFFORTS RÉSULTANTS : TRANSLATION+ROTATION

VOILES : V3 – V3'

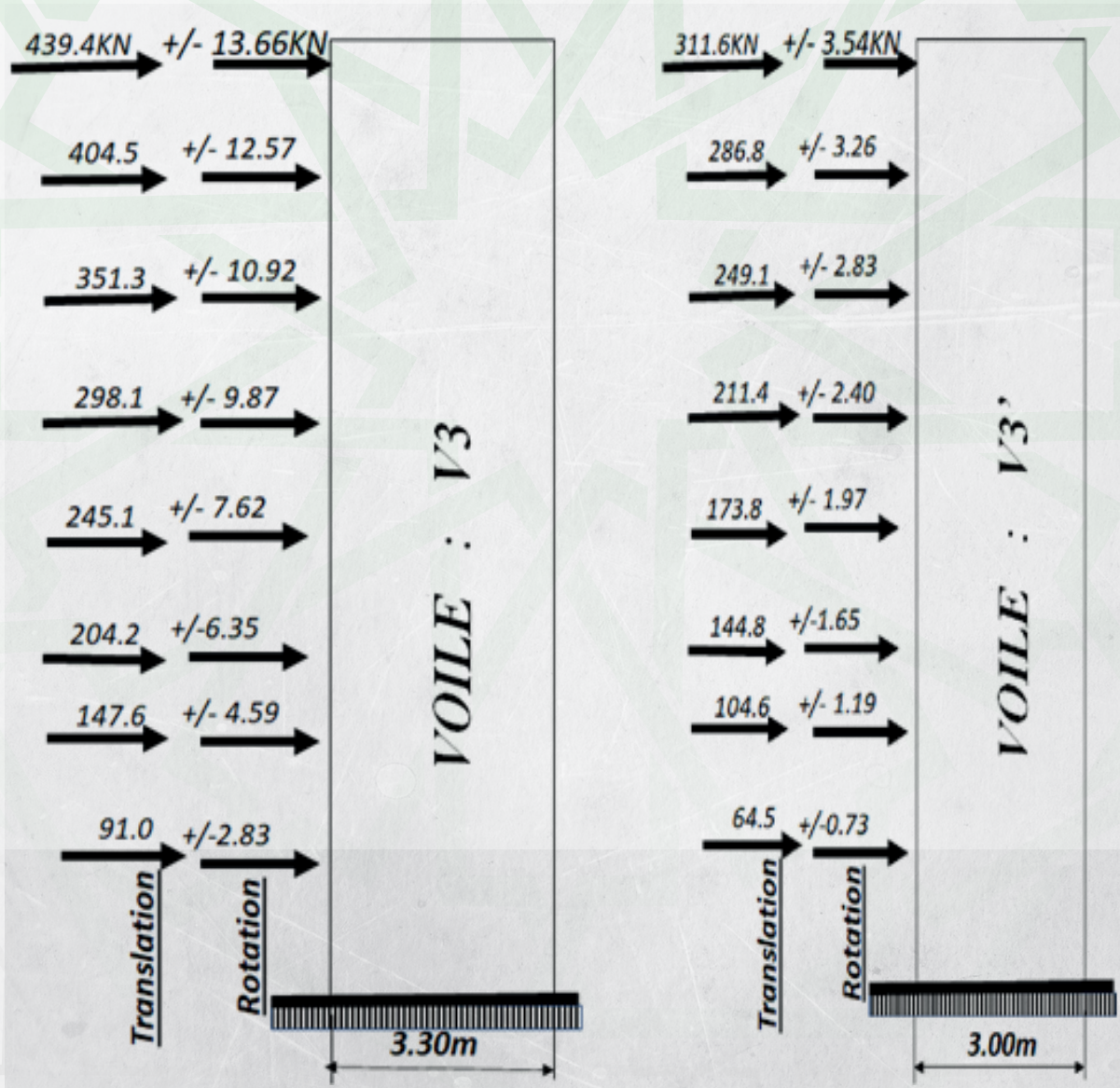


Figure 43d : Effort résultant - Translation + Rotation (Voiles V3 et V3')

EFFORTS RÉSULTANTS :TRANSLATION+ROTATION

VOILES : V4

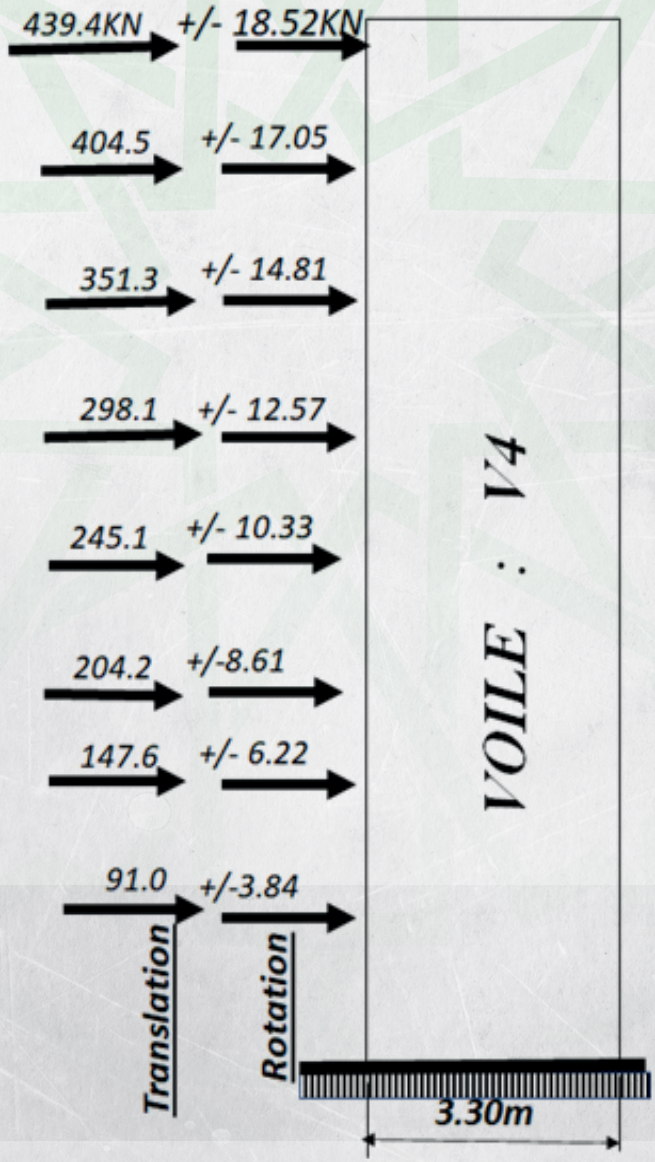


Figure 43e : Effort résultant - Translation + Rotation (Voile V4)

3.9- ADDENDA : DÉTERMINATION DU CDG DU NOYAU ($V_{AS/ES}$)

Pour une figure géométrique dont les points du contour de coordonnées (x_i ,y_i) la surface et les coordonnées du CDG sont données par les relations :

$$S = \frac{1}{2}\sum_{1}^{n}(X_i Y_{i+1} - X_{i+1} Y_i)$$

$$\frac{M_S}{Y} = \frac{1}{6}\sum_{1}^{n}(X_i Y_{i-1} - X_{i+1} Y_i)(Y_i + Y_{i+1})$$

$$\frac{M_S}{X} = \frac{1}{6}\sum_{1}^{n}(Y_i X_{i+1} - Y_{i+1} X_i)(X_i + X_{i+1})$$

Coordonnées du contour des voiles couplés - Exemple 2

n°	xi	yi	n°	xi	yi
0	0,0000	0,0000	15	2,2000	3,1000
1	0,4000	0,0000	16	2,2000	3,3000
2	0,4000	0,1000	17	1,4000	3,3000
3	5,2000	0,1000	18	1,4000	3,1000
4	5,2000	0,0000	19	1,6000	3,1000
5	5,6000	0,0000	20	1,6000	0,3000
6	5,6000	0,4000	21	0,4000	0,3000
7	5,4000	0,4000	22	0,4000	3,1000
8	5,4000	3,3000	23	0,6000	3,1000
9	5,0000	3,3000	24	0,6000	3,3000
10	5,0000	3,1000	25	0,2000	3,3000
11	5,2000	3,1000	26	0,2000	0,4000
12	5,2000	0,3000	27	0,0000	0,4000
13	1,8000	0,3000	28	0,0000	0,0000
14	1,8000	3,1000			

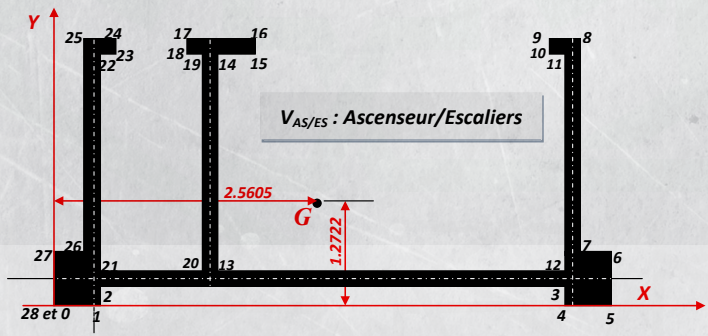


Figure 44 : Détermination CDG de cage escaliers

Calcul de la surface et l'ordonnée du CDG (YG)

D	E	F	G		Surface	CDG
$(yi^2+yi+1^2)/4$	(xi-xi+1)	(yi+yi+1)	E*F/3	D*G	S	YG
0,0000	-0,4000	0,0000	0,0000	0,00	0,0000	0,0000
0,0025	0,0000	0,1000	0,0000	0,00	-0,0200	0,0000
0,0050	-4,8000	0,2000	-0,3200	0,00	0,2400	0,0240
0,0025	0,0000	0,1000	0,0000	0,00	0,2600	0,0000
0,0000	-0,4000	0,0000	0,0000	0,00	0,0000	0,0000
0,0400	0,0000	0,4000	0,0000	0,00	-1,1200	0,0000
0,0800	0,2000	0,8000	0,0533	0,00	-0,0400	-0,0160
2,7625	0,0000	3,7000	0,0000	0,00	-7,8300	0,0000
5,4450	0,4000	6,6000	0,8800	4,79	-0,6600	-2,1780
5,1250	0,0000	6,4000	0,0000	0,00	0,5000	0,0000
4,8050	-0,2000	6,2000	-0,4133	-1,99	0,3100	0,9610
2,4250	0,0000	3,4000	0,0000	0,00	7,2800	0,0000
0,0450	3,4000	0,6000	0,6800	0,03	-0,5100	-0,1530
2,4250	0,0000	3,4000	0,0000	0,00	-2,5200	0,0000
4,8050	-0,4000	6,2000	-0,8267	-3,97	0,6200	1,9220
5,1250	0,0000	6,4000	0,0000	0,00	-0,2200	0,0000
5,4450	0,8000	6,6000	1,7600	9,58	-1,3200	-4,3560
5,1250	0,0000	6,4000	0,0000	0,00	0,1400	0,0000
4,8050	-0,2000	6,2000	-0,4133	-1,99	0,3100	0,9610
2,4250	0,0000	3,4000	0,0000	0,00	2,2400	0,0000
0,0450	1,2000	0,6000	0,2400	0,01	-0,1800	-0,0540
2,4250	0,0000	3,4000	0,0000	0,00	-0,5600	0,0000
4,8050	-0,2000	6,2000	-0,4133	-1,99	0,3100	0,9610
5,1250	0,0000	6,4000	0,0000	0,00	-0,0600	0,0000
5,4450	0,4000	6,6000	0,8800	4,79	-0,6600	-2,1780
2,7625	0,0000	3,7000	0,0000	0,00	0,2900	0,0000
0,0800	0,2000	0,8000	0,0533	0,00	-0,0400	-0,0160
0,0400	0,0000	0,4000	0,0000	0,00	0,0000	0,0000
71,6200	**95,2000**		**2,1600**	**9,28**	**-3,2400**	**-1,2722**

Calcul de la surface et l'ordonnée du CDG (YG)

K	L	M	N			CDG
$(xi^2+xi+1^2)/4$	(yi-yi+1)	(xi+xi+1)	L*M/3	K*N	S	XG
0,0400	0,0000	0,4000	0,0000	0,00	0,0000	0,0000
0,0800	-0,1000	0,8000	-0,0267	0,00	0,0200	-0,0080
6,8000	0,0000	5,6000	0,0000	0,00	-0,2400	0,0000
13,5200	0,1000	10,4000	0,3467	4,69	-0,2600	1,3520
14,6000	0,0000	10,8000	0,0000	0,00	0,0000	0,0000
15,6800	-0,4000	11,2000	-1,4933	-23,42	1,1200	-6,2720
15,1300	0,0000	11,0000	0,0000	0,00	0,0400	0,0000
14,5800	-2,9000	10,8000	-10,4400	-152,22	7,8300	-42,2820
13,5400	0,0000	10,4000	0,0000	0,00	0,6600	0,0000
12,5000	0,2000	10,0000	0,6667	8,33	-0,5000	2,5000
13,0100	0,0000	10,2000	0,0000	0,00	-0,3100	0,0000
13,5200	2,8000	10,4000	9,7067	131,23	-7,2800	37,8560
7,5700	0,0000	7,0000	0,0000	0,00	0,5100	0,0000
1,6200	-2,8000	3,6000	-3,3600	-5,44	2,5200	-4,5360
2,0200	0,0000	4,0000	0,0000	0,00	-0,6200	0,0000
2,4200	-0,2000	4,4000	-0,2933	-0,71	0,2200	-0,4840
1,7000	0,0000	3,6000	0,0000	0,00	1,3200	0,0000
0,9800	0,2000	2,8000	0,1867	0,18	-0,1400	0,1960
1,1300	0,0000	3,0000	0,0000	0,00	-0,3100	0,0000
1,2800	2,8000	3,2000	2,9867	3,82	-2,2400	3,5840
0,6800	0,0000	2,0000	0,0000	0,00	0,1800	0,0000
0,0800	-2,8000	0,8000	-0,7467	-0,06	0,5600	-0,2240
0,1300	0,0000	1,0000	0,0000	0,00	-0,3100	0,0000
0,1800	-0,2000	1,2000	-0,0800	-0,01	0,0600	-0,0360
0,1000	0,0000	0,8000	0,0000	0,00	0,6600	0,0000
0,0200	2,9000	0,4000	0,3867	0,01	-0,2900	0,0580
0,0100	0,0000	0,2000	0,0000	0,00	0,0400	0,0000
152,9200	**140,0000**		**-2,1600**	**-33,592**	**3,2400**	**2,560494**

Surface : S = 3.24m²
XG = 2.5605m
YG= 1.2722m

CHAPITRE 4

EXEMPLE DE CONTREVENTEMENT PAR VOILES CAS VOILES SOLIDARISÉS

EXEMPLE DE CONTREVENTEMENT PAR VOILES
CAS DE VOILES SOLIDARISÉS

4.1- EXEMPLE 3 - 2ème CAS : VOILES SOLIDARISÉS

Cage ascenseur/escaliers

Dans ce cas le contreventement est assuré par :

- Le voile (VD) sur l'axe D
- Le noyau ($V_{AS/ES}$) formé par les voiles solidarisés de la cage d'ascenseur et les escaliers.

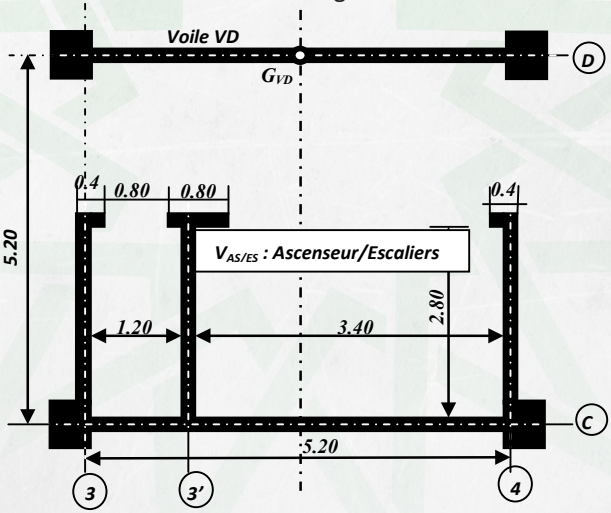


Figure 45a : Cas de voiles solidarisés

Détermination du CDG du noyau ($V_{AS/ES}$) : Voir Addenda (Page 96)

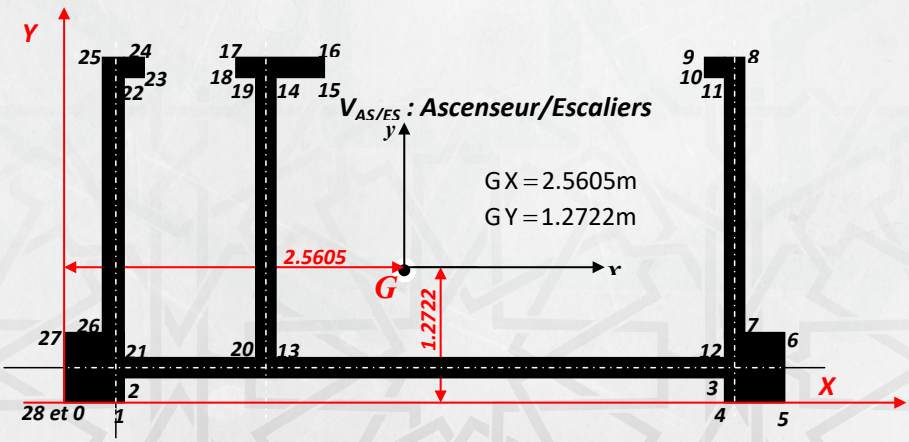


Figure 45b : CDG noyau Ascenseur/Escaliers

Moments d'inertie :

$$Ixi = \sum_{0}^{n}\left[\left(y_i^2 + y_{i+1}^2\right)/4\right]\left[\left(x_i - x_{i+1}\right)*\left(y_i + y_{i+1}\right)/3\right]$$

$IY = -(-33.592 + 3.24*(2.560494)^2$ $\quad IX = 9.2844 + (-3.24)*(-1.2722)^2$

$IY = 12.3501 m^4$ $\quad IX = 4.0403\ m^4$

4.2- RÈPARTITION DES EFFORTS DE TRANSLATION

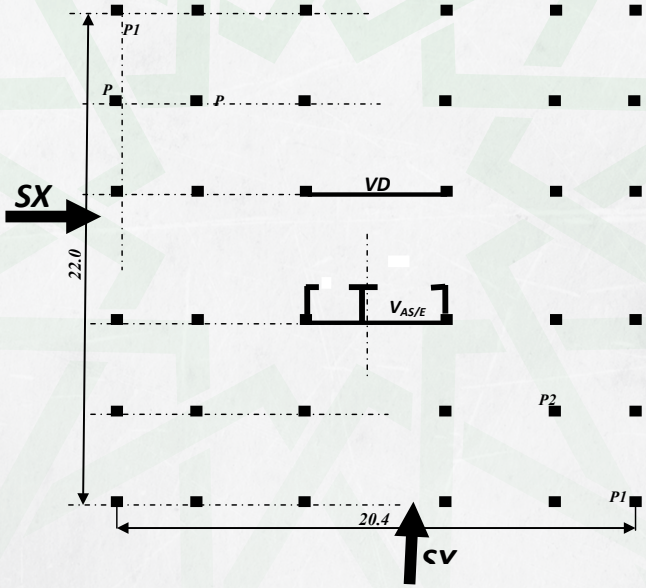


Figure 46a : Répartition des efforts transversaux

Sèisme transversal – Sens Y

Dans cette direction, seul le voile couplé ($V_{ES/AS}$) reprend par niveau l'effort sismique (Y), la faible inertie du voile (VD) étant négligée.

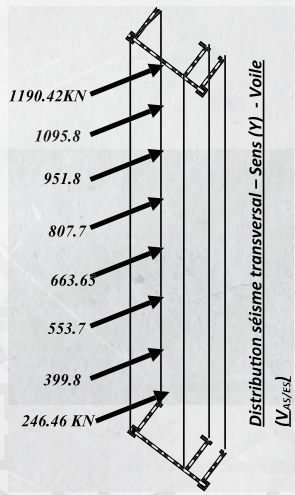


Figure 46b : Forces - Seisme transversal (Y)

4.3- RÉPARTITION VERTICALE DE L'EFFORT DE TRANSLATION

A chaque niveau,l'effort sismique (Vi) et la répartition verticale de translation sont :

$$F_i(V_{AS/ES}) = V_i \frac{12.3501}{12.3501+3.89785} \Rightarrow F_i(V_{AS/ES}) = 0.7601V_i$$

$$F_i(V_D) = V_i \frac{3.89785}{12.3501+3.89785} \Rightarrow F_i(V_D) = 0.2399V_i$$

→Le voile (VD) : $IY_{VD} = 3.89785 m^4$

→Le voile ($V_{AS/ES}$) : $IY_{AS/ES} = 12.3501 m^4$

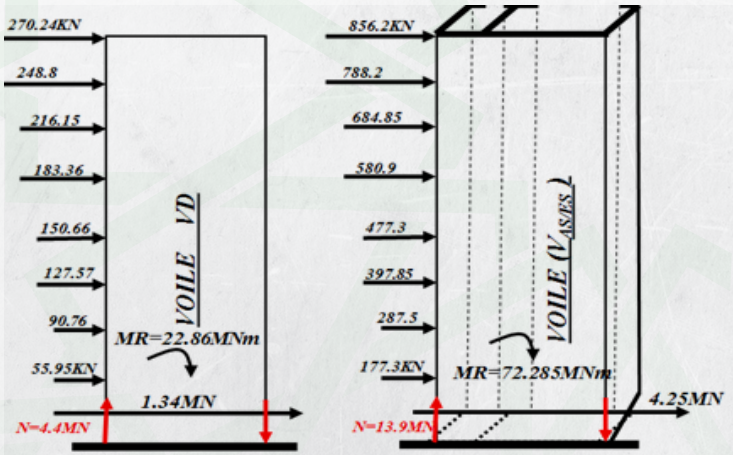


Figure 47 : Sens X - Voiles VD - Voile (Esc/Asc)

Moment de renversement :

$$MR = \sum_{zi=4.5}^{zi=24.1} (F_{zi} * z_i)$$

MR(VD)=22.86MNm

MR($V_{AS/ES}$) = 72.285MNm

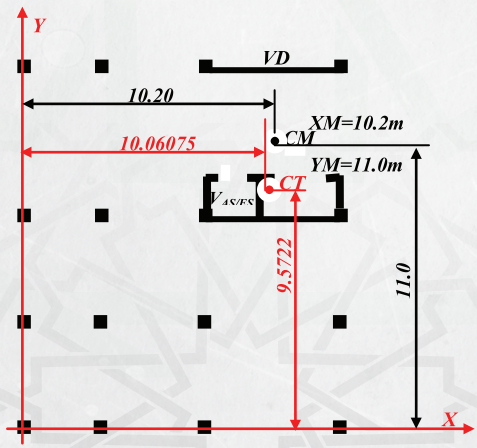


Figure 48a : Position du centre de torsion

$$TX = \frac{(10.2*0.007464\ ) + (10.0605\ *4.0403\ )}{0.007467\ + 4.0403} \qquad TY = \frac{(13.6*3.89875\ ) + (9.5722\ *12.3501\ )}{3.89875\ + 12.3501}$$

$TX = 10.061\,m$ $\qquad$ TY = 10.538 m

Excentricités :

ex = XM - XT

ex = 10.20-10.061$\Rightarrow$ ex = 0.139m

eY = YM-YT

eY = 11.00-10.538 $\Rightarrow$ eY = 0.462m

4.4-RÉPARTITION DE L'EFFORT DE ROTATION

Séisme longitudinal – Sens X :

ey =0.462m

Moment de torsion au niveau (niv)

$$MT(niv) = ey * V(niv)$$

$$MT(niv) = 0.462\ * V(niv)$$

L'effort de rotation repris par le voile (Vk) à ce niveau est :

$$RT_X(Vk) = MT_{niv} * \frac{I_y(Vk) * y_i(Vk)}{\sum I_{ix} * x_i^2 + \sum I_{iy} * y_i^2}$$

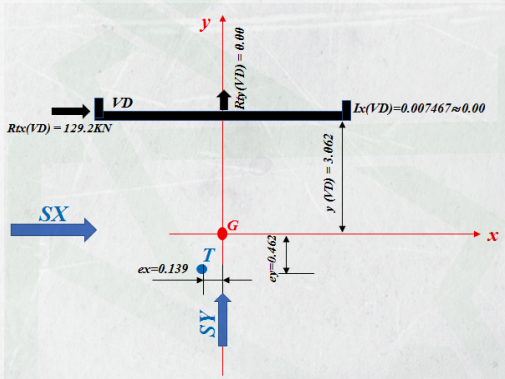


Figure 48b : Distribution effort rotation-Voile (VD)

Séisme transversal – Sens Y :

ex =0.139m

Moment de torsion au niveau (niv)

$$MT(niv) = ex * V(niv)$$

$$MT(niv) = 0.139\ * V(niv)$$

L'effort de rotation repris par le voile (Vk) à ce niveau est :

$$RT_y(Vk) = MT_{niv} * \frac{Ix(Vk) * x_i(Vk)}{\sum I_{ix} * x_i^2 + \sum I_{iy} * y_i^2}$$

Calcul de la raideur à la torsion : $\sum Ii_x * x_i^2 + \sum Ii_y * y_i^2$

Voiles	Iix	xiT	Iix*x²iT	Iiy	yiT	Iiy*y²iT
VD	0.007467	0.139	0.00	3.89785	3.062	36.5456
V(AS/ES)	4.043	0.10≈0.00	0.00	12.3501	-0.9663	11.53173
		$\Sigma Ii_x * x_i^2$ =	0.00		$\Sigma Iix * y_i^2$ =	48.0773

Exemple pour le niveau 8 – Séisme longitudinal - sens X :

V (niv8)=1126.43KN

*MT(8)=0.462*1126.43*

MT(8)=520.4KNm

Exemple : Voile VD

$$RT_x(VD) = 520.4 * \frac{3.89785 * 3.062}{48.0773}$$

$$RT_x(VD) = 129.2KN$$

Exemple : Voile Ascenseur/Escaliers ($V_{AS/ES}$)

$$RT_x(V_{AS/ES}) = 520.4 * \frac{12.3501 * (-0.9663)}{48.0773}$$

$$RT_x(V_{AS/ES}) = -129.2KN$$

Tableau 14 - rotation seisme longitudinal (x)

Niveau	Vi (KN)	Moment de torsion MTi (KNm)	Voile VD(KN)	Voile VAS/ES(KN)
8	1126,43	520,41	129,2	-129,2
7	1037,00	479,09	118,9	-118,9
6	901,00	416,26	103,3	-103,3
5	764,30	353,11	87,7	-87,6
4	628,00	290,14	72,0	-72,0
3	523,42	241,82	60,0	-60,0
2	378,31	174,78	43,4	-43,4
1	233,21	107,74	26,7	-26,7

Répartition de l'effort de rotation - Séisme transversal – Sens (Y):

Effort rotation repris par les voiles :

$x_T(VD) = 10,2 - 10.06075 \Rightarrow x_T(VD) = 0.139m$

$x_T(V_{AS/ES}) = 10.0605 - 10,06075 \Rightarrow x_T(V_{AS/ES}) = 0.00025 = 0.00m$

Exemple : Niveau 8

$V_8(X) = 1190.42\ KN$

L'excentricité étant très faible, l'effort de rotation est négligeable.

Voile VD :

$$R_y T_8(VD) = 11.91 * 0.462 * \frac{0.139 * 0.0074467}{48.065424}$$

$$R_y T_8(VD) \approx 0.00KN$$

Voile $V_{AS/ES}$:

$x_T(V_{AS/ES})=0.00m \rightarrow R_y T_8(V_{AS/ES})=0.00KN$

4.5- EFFORT TRANCHANT RÉSULTANT : TRANSLATION + ROTATION

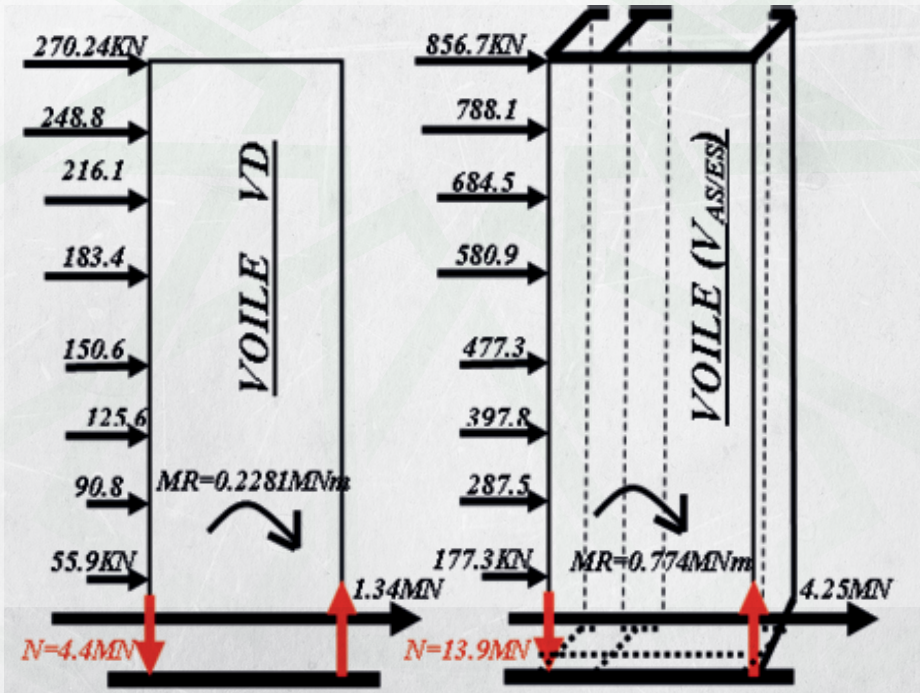


Figure 49 : Effort résultant – Translation + Rotation (Voile VD et $V_{ASC/ESC}$)

4.6- REMARQUE VOILES DÉSOLIDARISÉS ET VOILES SOLIDARISÉS

Remarque voiles désolidarisés et voiles solidarisés

I)Voiles désolidarisés de la cage ascenseur/escaliers :

Etant la faible inertie des voiles V3,V3' et V4 étant comptés désolidarisés du voile VC :
L'excentricité : ey = 0
Ainsi pour le séisme longitudinal (X) ,le contreventement est assuré par les voiles (VC) et (VD) disposés symétriquement par rapport à l'axe horizontal du bâtiment.
Le moment de torsion à chaque niveau (i) est :

a) **Séisme (X) :**
$MT_i(X) = V_i * e_y \Rightarrow MT_i(X) = 0.00$

b) **Séisme (Y) : ex = 0.393m**
$MT_i(Y) = V_i * e_x \Rightarrow MT_i(X) = 0.393V_i$

Les efforts dûs à la rotation sont :
$R_{T_i}(VC) = 0.165MTi$
$R_{T_i}(VD) = 0.165MTi$

I I)Voiles solidarisés de la cage ascenseur/escaliers :

Par voiles solidarisés ,le contreventement est assuré par le voile (VD) et le noyau formé par les voiles des cages d'ascenseur et de l'escalier.
Le moment de torsion à chaque niveau (i) est :

a) **Séisme (X) : ey = 0.462m**
$MTi(X) = 0.462Vi \Rightarrow R_XTi\ (VD) = 0.248MTi$

b) **Séisme (Y) : ex = 0.139m**
$MTi(Y) = 0.139Vi$
$R_YTi\ (VD) = 0.00$
$R_YTi\ (V_{AS/ES}) = 0.00 \Rightarrow x(V_{AS/ES}) = 0.00025m \approx 0.00m$

Remarque :

Rapport effort de torsion voiles couplés/voiles découplés est :

$$\frac{R_K T_i \text{ Couples}}{R_K T_i \text{ Decouples}} = \frac{0.248}{0.165} = 1.50$$

CHAPITRE 5

EXEMPLE DE CONTREVENTEMENT PAR VOILES CAS VOILES AVEC OUVERTURES

EXEMPLE DE CONTREVENTEMENT PAR VOILES
CAS DE VOILES AVEC OUVERTURES

EXEMPLE 4 : VOILES AVEC OUVERTURES

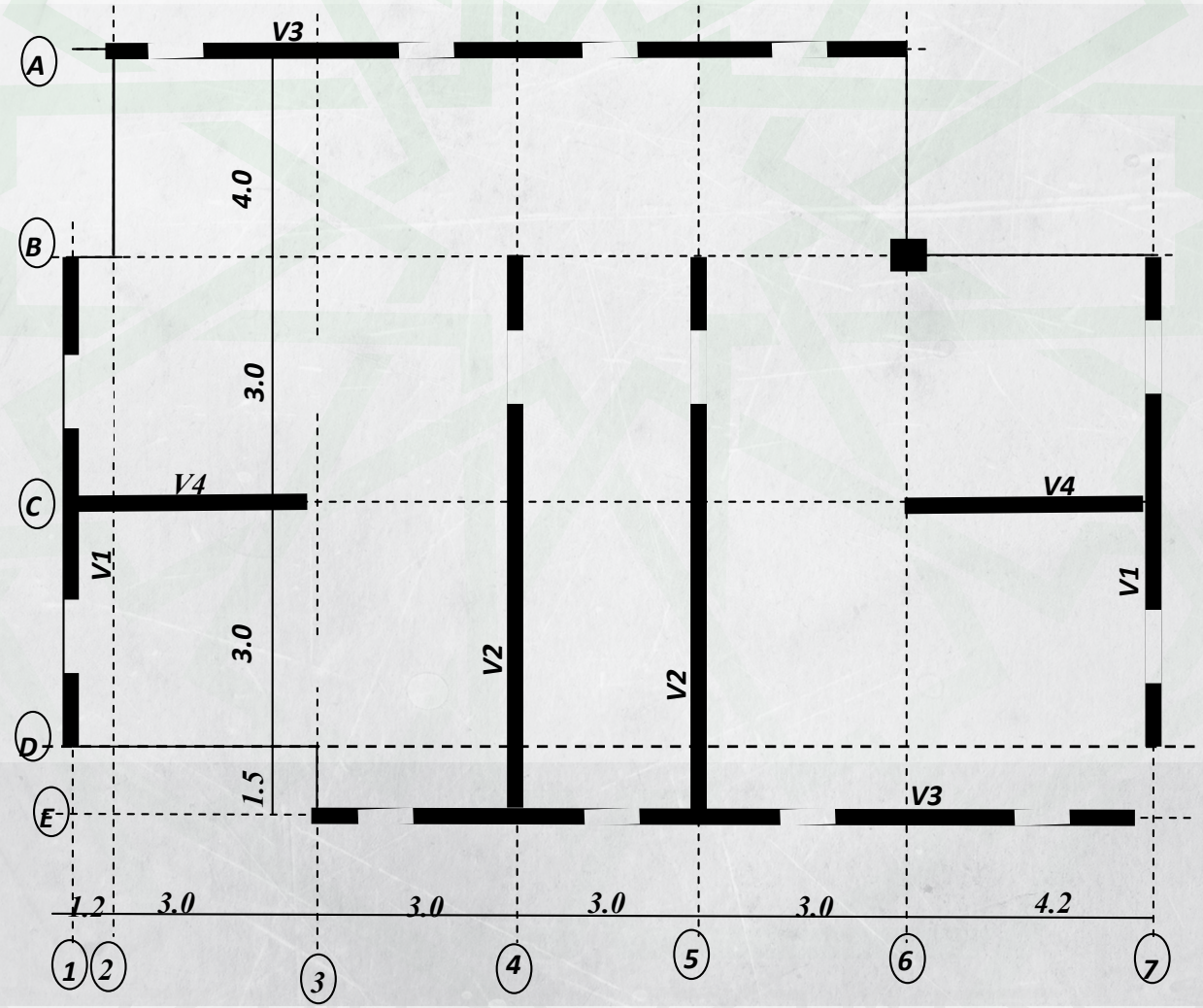


Figure 50 : Coffrage - Voiles avec ouvertures

5.1- EFFORT TRANCHANT SISMIQUE À LA BASE

Répartition : Séisme sens transversal (Y) :

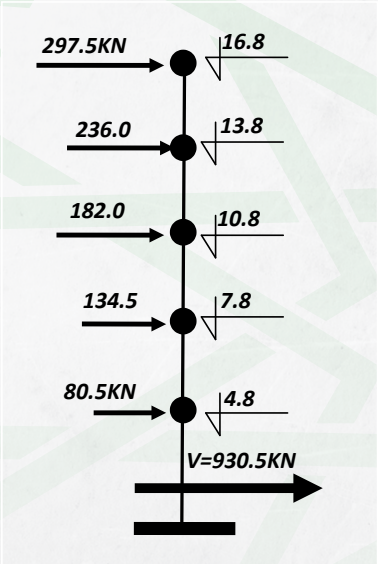


Figure 51 : Répartition verticale – Séisme sens (Y)

Effort sismique sens transversal :

$V_{Trans} = 930.5KN$

Répartition : Séisme sens longitudinal (X) :

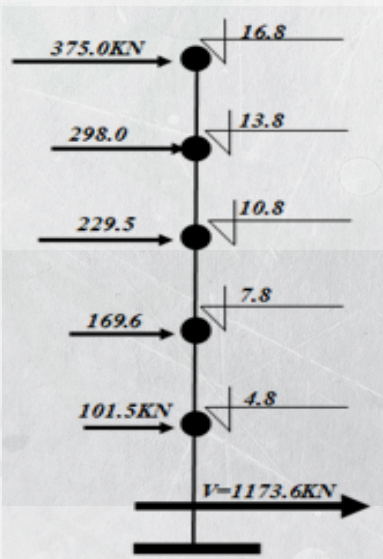


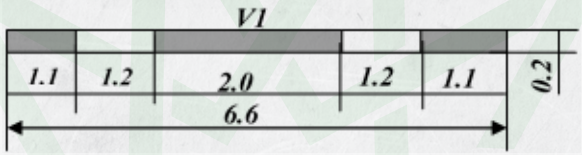
Figure 52 : Répartition verticale – Séisme sens (X)

Effort sismique sens longitudinal :

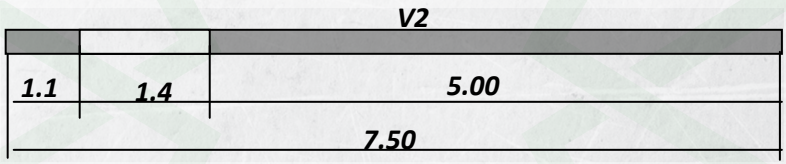
$V_{Longi} = 1173.6KN$

5.2-CARACTÉRISTIQUES ET GÉOMÉTRIE VOILES DE CONTREVENTEMENT

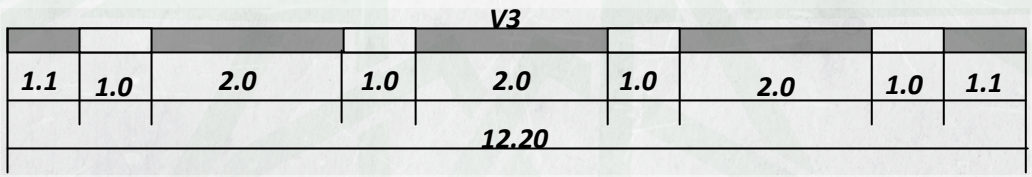
Voile V1 :



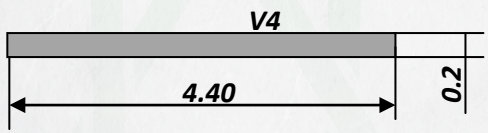
Voile V2 :



Voile V3 :



Voile V4 :



Paramètres de définition et de calcul des voiles avec ouvertures:

Voile V1 : Avec 2 ouvertures :

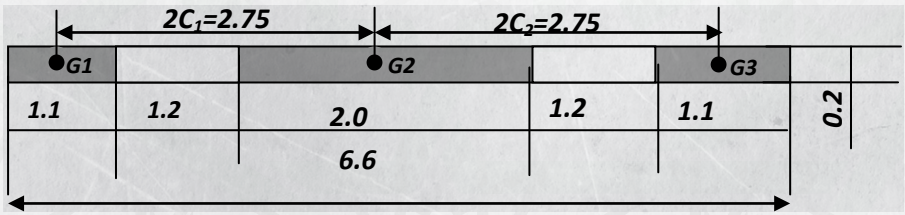


Figure 53a : Dimensions - Caractéristiques voiles avec ouvertures

Position du CDG du voile V_1 à compter de G_1 du trumeau (1) :

$$X_{G/G1}(V1) = 2.75\,m$$

5.2.1- Calcul des moments statiques :

$$m_1 = X_{G\,G1(V1)} * S1$$

$$m_1 = 2.75 * (0.20 * 1.10)$$

$$m_1 = 0.605\,m^3$$

$$m_i = m_{i-1} + Si\left(X_{G\,G1} - \sum_1^n 2C_{i-1}\right)$$

$$m_2 = 0.605 + (2.75 - 2.75) * (0.20 * 2.00)$$

$$m_2 = 0.605\,m^3$$

Calcul des inerties :

$$I_0(V1) = I_1 + I_2 + I_3$$

$$I_1 = I_3 = \frac{0.20 * 1.10^3}{12}$$

$$I_1 = I_3 = 0.02218\,m^4$$

$$I_2 = \frac{0.20 * 2.00^3}{12}$$

$$I_2 = 0.1333\,m^4$$

$$I_0(V1) = 2 * 0.02218 + 0.1333$$

$$I_0(V1) = 0.1777\,m^4$$

Inertie du voile V1 avec 2 ouvertures :

$$I(V1) = I_{0(V1)} + 2C_1 * m_1 + 2C_2 * m_2$$

$$I(V1) = 0.1777 + (2.75 * 0.605) + (2.75 * 0.605)$$

$$I(V1) = 3.5052\ m^4$$

Voile V2 : Avec 1 ouverture :

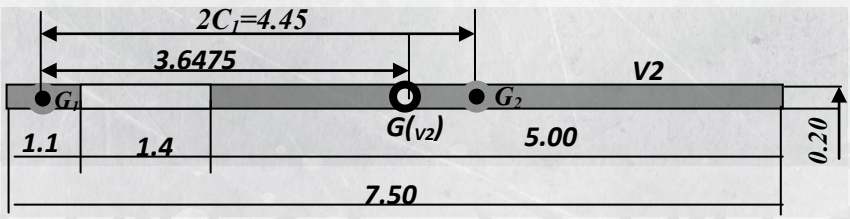


Figure 53b : Exemple voile à 1 ouverture - V2

Position du CDG de l'ensemble (V2) par rapport à G1 :

$XG_{/G1}(V2) = 3.6475m$ Moment statique : $m = 3.6475*(0.20*1.10) \Rightarrow m = 0.80245m^3$

Avec 1 seule ouverture le moment statique peut être déterminé par la relation suivante :

N°	Si	xi	Si*xi
1	Ω_1	0.00	0.00
2	Ω_2	2C	$2C*\Omega_2$
ΣSi=	$\Omega_1+\Omega_2$	ΣSi*xi=	$2C*\Omega_2$

Position du CDG du voile avec une ouverture par rapport à G1 de la section (Ω1) :

$$X_{G1} = \frac{\sum Si*xi}{\sum Si}$$

$$X_{G1} = \frac{2C*\Omega_2}{\Omega_1+\Omega_2}$$

$$m = \frac{4.4\ 5}{\frac{1}{0.20*1.10}+\frac{1}{0\ 2*5.00}} \Rightarrow m = 0.80245m^3$$

Calcul des inerties du voile (V2) :

$$I_0(V2) = I_1 + I_2$$

$$I_1 = \frac{0.20*1.10^3}{12}$$

$$I_1 = 0.02218m^4$$

$$I_2 = \frac{0.20*5.00^3}{12}$$

$$I_2 = 2.0833m^4$$

$$I_0(V2) = 0.02218 + 2.0833 \Rightarrow I_0(V2) = 2.1055m^4$$

$$I(V2) = I_{0(V2)} + 2Cm$$

$$I(V2) = 2.1055 + 4.45*0.80245$$

$$I(V1) = 5.6764\ m^4$$

Voile V3 : Avec 4 ouvertures :

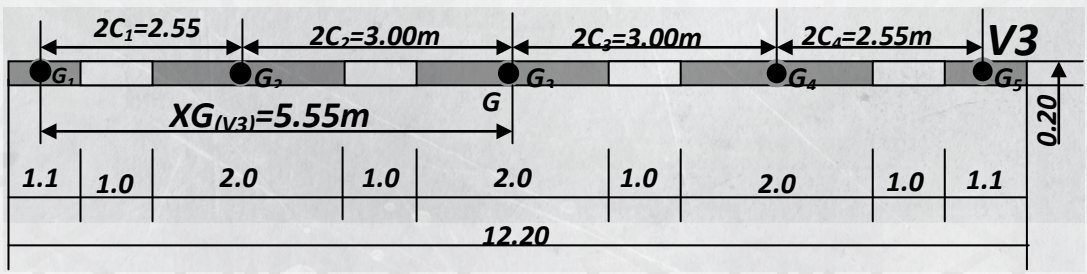


Figure 53c : Exemple voile à 4 ouvertures - V3

Position du CDG par rapport à G1 :

$XG_{/G1}(V3) = 5.55\ m$

Calcul des moments statiques :

$m_1 = XG_{G1(V3)} * S1$

$m_1 = 5.55 * (0.20 * 1.10)$ $\qquad m_i = m_{i-1} + Si(XG_{G1} - \sum_{1}^{n} 2C_{i-1})$

$m_1 = 1.221 m^3$

$m_2 = 1.221 + (5.55 - 2.55) * (0.20 * 2.00)$

$m_2 = 2.421 m^3$

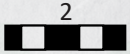
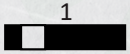
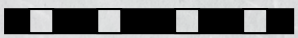
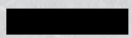
$m_3 = m_2 + (XG_{V3} - 2C_1 - 2C_2) * S_3$

$m_3 = 2.421 + (5.55 - 2.55 - 3.00) * (0.2 * 2.00)$

$m_3 = 2.421 m^3 = m_2$

$m_4 = 1.221 m^3$

Récapitulatif des caractéristiques des voiles - Voiles avec ouvertures

Vi	Nbre Ouvertures	m_i	I_i	I_0	I
V1	2 	$m_1=0.605$ $m_2=0.605$	$I_1=0.02218$ $I_2=0.1333$ $I_3=0.02218$	$I_{0V1}=0.1777$	$I_{V1}=3.5052$
V2	1 	m=0.8025	$I_1=0.02218$ $I_2=2.0833$	$I_{0V2}=2.1050$	$I_{V2}=5.6764$
V3	4 	$m_1=1.221$ $m_2=2.421$ $m_3=2.421$ $m_4=1.221$	$I_1=0.02218$ $I_2=0.1333$ $I_3=0.1333$ $I_4=0.1333$ $I_5=0.02218$	$I_{0V3}=0.4426$	$I_{V3}=$ 21.1974
V4	0		$I_{v4}=0.2*4.40^3/12$		$I_{V4}=1.4197$

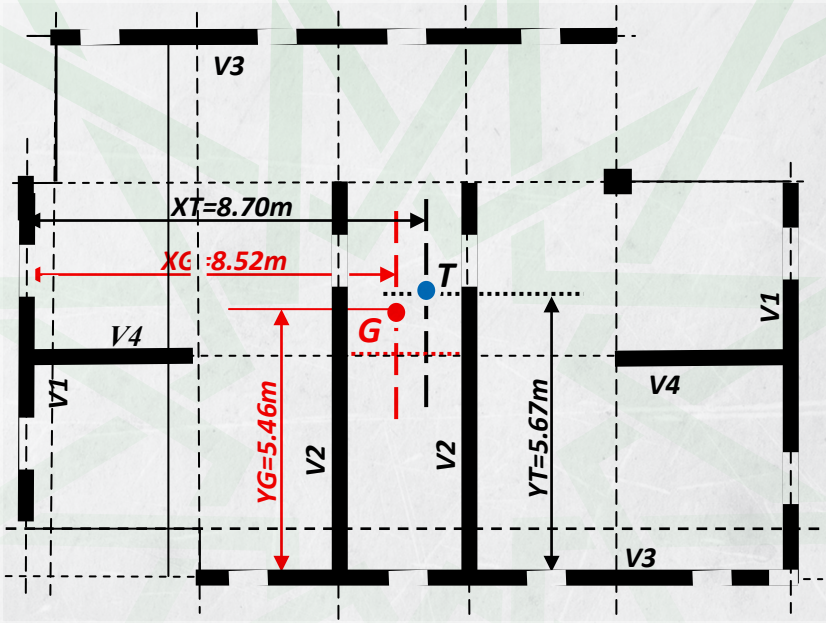


Figure 54 : Centres de gravité et de torsion

5.2.2- Détermination des centres de gravité et de torsion :

$$e_x = 8.52 - 8.7$$

$$e_x = -0.18\,m$$

$$e_y = 5.46 - 5.67$$

$$e_y = -0.21m$$

CDG par rapport au coin inférieur gauche :
XG =8.52m
YG=5.46m

Coordonnées du centre de torsion (coin inférieur gauche) :
XT =8.70m
YT=5.67m

Excentricités entre CDG et centre de torsion :

$$e_x = 8.52 - 8.70 \Rightarrow e_x = -0.18\,m$$

$$e_y = 5.46 - 5.67 \Rightarrow e_y = -0.21\,m$$

Détermination du centre de torsion (T) :

Vi	Ix_i	xi	Ix_i*xi	Vi	Iy_i	yi	$Iy_{i*y}i$
V1 Axe 1	3.5052	0.0	0.00	V3 Axe E	21.1974	0.0	0.00
V2 Axe 4	5.6764	7.2	40.8702	V4 Axe C	1.4197	4.5	6.3887
V2 Axe 5	5.6764	10.2	57.8993	V4 Axe C	1.4197	4.5	6.3887
V1 Axe 7	3.5052	17.4	60.9905	V3 Axe A	21.1974	11.5	243.770
$\Sigma I_i x_i$	18.3632	$\Sigma I_i * x_i$ = 159.7599		$\Sigma I_i y_i$	45.2342	$\Sigma I_i * y_i$ =256.5474	

$$XT = \frac{159.7599}{18.3632} \Rightarrow XT = 8.70\,m$$

$$YT = \frac{256.5474}{45.2342} \Rightarrow YT = 5.67\,m$$

5.3- DISTRIBUTION VERTICALE DE L'EFFORT TRANCHANT À LA BASE EN KN

a) Séisme longitudinal (Sens X) - Voiles avec ouvertures

Niveau	FXi	Effort cumulé : FXn	FX, voile(V3)	FX,voile(V4)
5	375,00	375,00	175,73	11,77
4	298,00	673,00	139,65	9,35
3	229,50	902,50	107,55	7,20
2	169,60	1072,10	79,48	5,32
1	101,50	1173,60	47,56	3,19

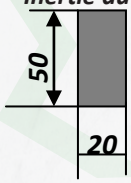
b) Séisme transversal (Sens Y) - Voiles avec ouvertures

Niveau	FYi	Effort cumulé : FYn	FY, voile(V1)	FY, voile(V2)
5	297,50	297,50	56,79	91,96
4	236,00	533,50	45,05	72,95
3	182,00	715,50	34,74	56,26
2	134,50	850,00	25,67	41,58
1	80,50	930,50	15,37	24,88

5.4- CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS DANS LES LINTEAUX

Pour une application d'exemple numérique,le coffrage du linteau au niveau terrasse est :

Inertie du linteau :



$$I_L = \frac{0.20 * 0.50^3}{12} \Rightarrow I_L = 0.002083 m^4$$

Figure 55 : Dimensions linteau

L'effort tranchant est donné par :

a) Cas d'une seule ouverture :

$$\pi_i = \frac{m * h_e}{I} T_0 * \Phi(\alpha, z/H_T)$$

Avec : π_i : Effort tranchant linteau
m : Moment statique
h_e : Hauteur déformable étage=2.80m
T_0 ; Effort tranchant à la base
Φ : Relation en fonction de (α) et de la côte relative (z/H_T)

b) Cas de plusieurs ouvertures :

$$\pi_i = \frac{T_0 * h_e}{I} * \frac{i_{Li} * C_i}{2a_i^3 \sum i_{Li} \frac{C_i^2}{a_i^3}} \Phi(\alpha, z/H_T)$$

Voile V2 : 1 ouverture :

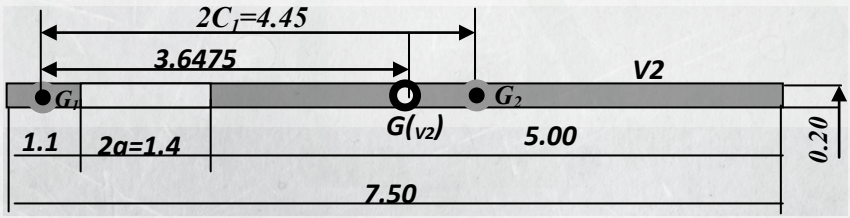


Figure 56 : Effort linteau - Voile V2 à 1 ouverture

Niveau 5 : z_5 =16.80m :

$$\xi = \frac{z_i}{H_T} \Rightarrow \xi = \frac{16.80}{16.80} \xi = 1.0$$

h_e = 2.80m
I = 5.6764m⁴
M = 0.80245
I_1 = 0.02218m⁴
I_2 = 2.0833m⁴
2C = 4.45m
2a = 1.40m
E = E'

$$\omega^2 = \frac{3}{2}\frac{E'}{E} * \frac{i_L}{a^3} * \frac{2C}{I_1 + I_2} * \frac{I}{m * h_e}$$

$$\omega^2 = \frac{3}{2} * \frac{0.002083}{0.7^3} * \frac{4.45}{0.02218 + 2.0833} * \frac{5.6764}{0.80245 * 2.80}$$

$$\omega^2 = 0.04864$$

$$\omega = 0.221$$

Coefficient de monolithisme :

$$\alpha = \omega * H_T$$

$$\alpha = 0.221 * 16.80 \Rightarrow \alpha = 3.713$$

Type d'ouverture :

1.0<α=3.713<10 : ***Ouverture moyenne***

Effort tranchant linteau – Niveau 5 :

$$\pi_{T(zi)} = \frac{T_0 * h_e}{I} m * \Phi(\alpha, \zeta)$$

$$\pi_{T(16.8)} = \frac{930.5 * 2.80}{5.6764} 0.80245 * \Phi(\alpha, \zeta)$$

$\Phi(3.713;1.00) = 0.3512$

$$\pi_{T(16.8)} = \frac{930.5 * 2.80}{5.6467} 0.80245 * 0.3512$$

$$\pi_{T(16.8)} = 368.315 * 0.3512$$

$$\pi_{T(16.8)} = 129.4KN$$

Effort tranchant linteau – Voile V2 - Voiles avec ouvertures :

ξ	α	α²*Chα	Φ(ξ,α)	T(Linteau)(KN)
1,00	3,713	282,6272	0,3512	129.4
0,82	3,713	282,6272	0,3813	140.4
0,64	3,713	282,6272	0,3965	146.0
0,46	3,713	282,6272	0,3229	118.9
0,29	3,713	282,6272	0,1753	64.6
0,00	3,713	282,6272	0,0000	0,00

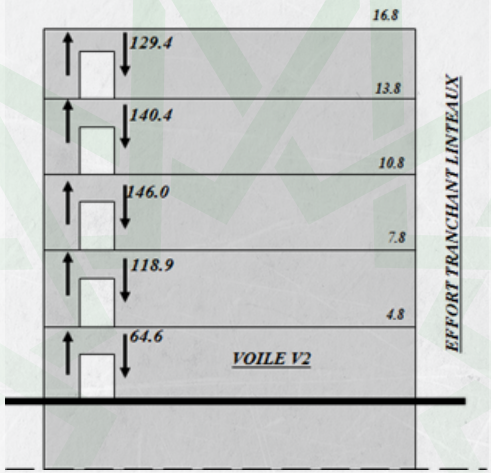


Figure 57 : Effort tranchant - Linteau - Voile V2

5.5- MOMENT FLÉCHISSANT – VOILE V2 - ELÉMENT 1

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} V_0 * H_T \left[\frac{(1-\xi)^2}{2} - \frac{2C * m}{I} \Psi(\alpha, \xi) \right]$$

$I_1 = 0.02218 m^4$ $\quad V_0 * H_T = 15632.4$ KNm

$I_2 = 2.0833 m^4$ $\quad V_0 * HT * \frac{I_1}{I_1 + I_2} = 164.7 = k$

$I = 5.6764 m^4$

$$M_1 = 164.7 \left[\frac{(1-\xi)^2}{2} - \frac{2C * m}{I} \Psi(\alpha, \xi) \right]$$

Moment fléchissant – Voile V2 - Elément 1 - Voiles avec ouvertures

z_i	ξ	$(1-\xi)^2/2$	Ψ(α,ξ)	2cm/I	k=164.7	M_1 (KNm)
16,8	1.00	0.00	0.00	0.629	164.7	0.00
13,8	0.82	0.0162	0.075	0.629	164.7	-5.10
10,8	0.64	0.0648	0.142	0.629	164.7	-4.04
7,80	0.46	0.1458	0.220	0.629	164.7	+1.22
4,80	0,285	0.2556	0.335	0.629	164.7	7.39
0.00	0.00	0.500	0.440	0.629	164.7	36.77

5.6-MOMENT FLÉCHISSANT-CAS VOILE V2 – ÉLÉMENT 2

z_i	ξ	$(1-\xi)^2/2$	Ψ(α,ξ)	2cm/l	k=15467.8	M_2(KNm)
16,8	1.00	0.00	0.00	0.629	15467.8	0.00
13,8	0.82	0.0162	0.075	0.629	15467.8	-479.13
10,8	0.64	0.0648	0.142	0.629	15467.8	-379.25
7,80	0.46	0.1458	0.220	0.629	15467.8	114.77
4,80	0,285	0.2556	0.335	0.629	15467.8	694.30
0.00	0.00	0.500	0.440	0.629	15467.8	3453.1

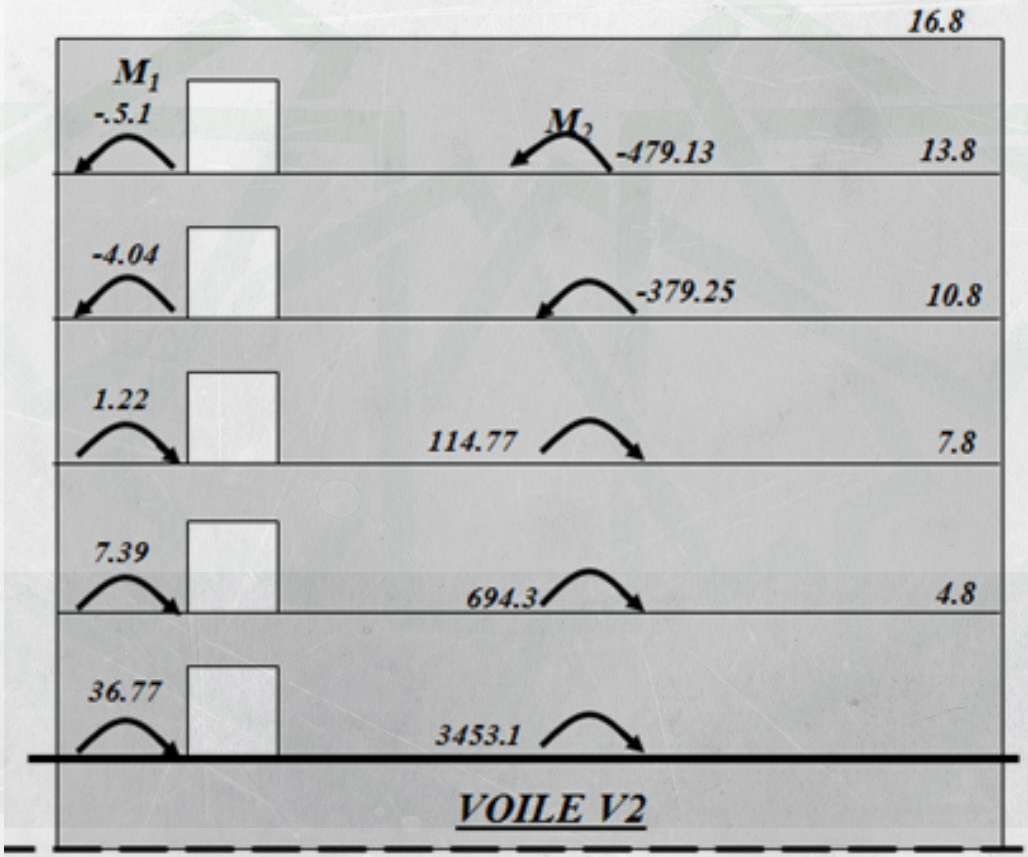
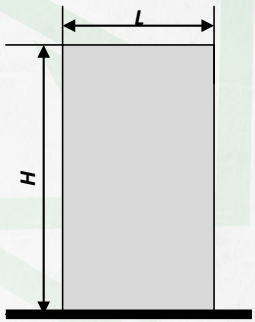


Figure 58 : Moment fléchissant - Voile V2

5.7-ADDENDA AUX CARACTÉRISTIQUES DES VOILES AVEC OUVERTURES

Conditions des voiles courts :



$$1.00 \prec \rho = 2.5 - \frac{0.5H}{L} \prec 2.00$$

$$\frac{0.5H}{L} \prec 1.50$$

$$\frac{H}{L} \prec 3.00$$

Figure 59a : Condition voile court

Types de voiles et ouvertures :

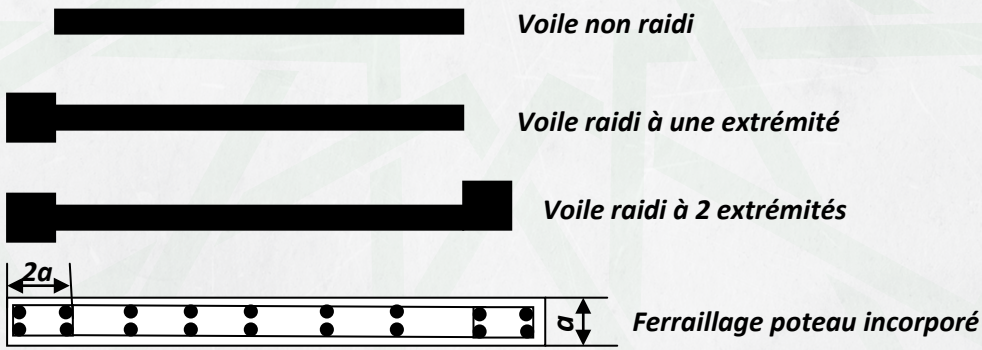


Figure 59b : Conditions d'extrémité des voiles

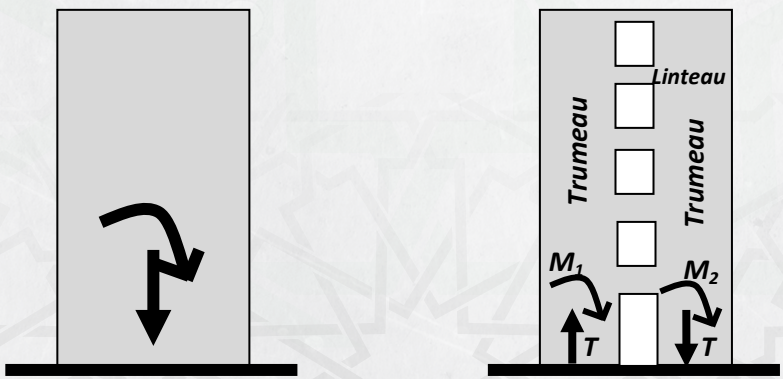


Figure 59c : Désignation éléments voiles avec/sans ouvertures

Paramètres et caractéristiques des voiles :

Pour avoir une valeur correcte d'estimation correcte de la période fondamentale avec compatibilité des déplacements et de la distribution verticale des forces latérales entre les voiles de contreventement,il y a lieu de tenir compte de la fissuration alors que les inerties sont en sections non fissurées.

D'où l'introduction d'une inertie équivalente (Ie) par rapport à l'inertie (Io) de la section non fissurée.

Désignation et notations :

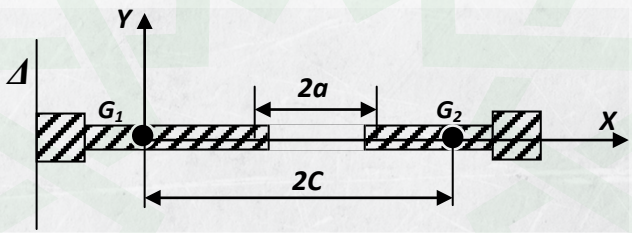


Figure 59d : Paramètres - Voiles avec ouvertures

Abscisse du CDG dans le repère YG_1X :

Elément	Section(Ω_i)	Xi	Si*Xi
1	Ω_1	0.00	0.00
2	Ω_2	2C	$2C^*\Omega_2$
$\Sigma\Omega_i$ =	$\Omega_1+\Omega_2$	ΣSi^*Xi =	$2C^*\Omega_2$

$$X_G = \frac{2C^*\Omega_2}{\Omega_1+\Omega_2}$$

Moment statique voile avec une seule file d'ouvertures :

$$m/\Delta = \Omega_1 * \frac{2C^*\Omega_2}{\Omega_1+\Omega_2}$$

$$m/\Delta = \frac{2C}{\frac{\Omega_1}{\Omega_1\Omega_2}+\frac{\Omega_2}{\Omega_1\Omega_2}}$$

$$m/\Delta = \frac{2C}{\frac{1}{\Omega_1}+\frac{1}{\Omega_2}}$$

Moment statique voile avec plusieurs files d'ouvertures :

$$m_i = m_{i-1} + \Omega_i(D-2C_{i-1})$$

$$D = X_G - X_{G1}$$

Eléments de calcul :

Désignation	Notation	Relation
Sections	Ω_1, Ω_2	Surfaces éléments
	S_0	$S_0 = \sum S_i$
Moment statique	m	$m = \frac{2c}{\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}}$ $m_i = m_{i-1} + S_i (D - \sum_1^n 2c_{i-1})$
Inerties	I_1, I_2	$I_i = I_G + S_i * d_i^2$
	I	$I_1 + I_2 + 2mc$
	I	$I = I_0 + \sum_1^{n-1} 2c_i m_i$
	I_0	$I_0 = \sum I_i$
Inertie du linteau	i_L	$i_L = \frac{bh^3}{12}$
Paramètres des ouvertures	ω : (\ file ouverture) ω : (Plusieurs files ouvertures) α	$\omega^2 = \frac{3E'}{E*h*I_0} * \frac{I}{m} * \frac{i_L * c}{a^3}$ $\omega^2 = \frac{6E'}{E*h*I_0} * \sum_1^n \frac{i_L * c_i^2}{a_i^3}$ $\alpha = \omega H$

Tableaux de détermination des paramètres (ω et α)

Voile V1 – 2 ouvertures :

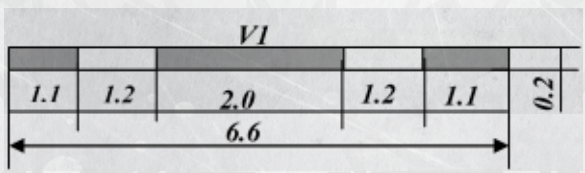


Figure 59e : Désignation des paramètres - Voiles 2 ouvertures

Ouverture	iL	2Ci	2ai	iLi*Ci²/ai³
1.20m	0,002083	2,75	1,20	0,018232
1.20m	0,002083	2,75	1,20	0,018232
			Σ(iLi*Ci²/ai³) = 0,036464	

Voile V1 – 2 ouvertures :

Elément	Ebi(m)	Ehi(m)	Ii(m⁴)	he(m)	w²	w
E1	0,20	1,10	0,02218	2,80	0,0781	0,2795
E2	0,20	2,00	0,133333	HT(m)	a =	4,6961
E3	0,20	1,10	0,022183	16.80		
$SIi=I_0=$			0,17770			

Voile V2 – 1 ouverture :

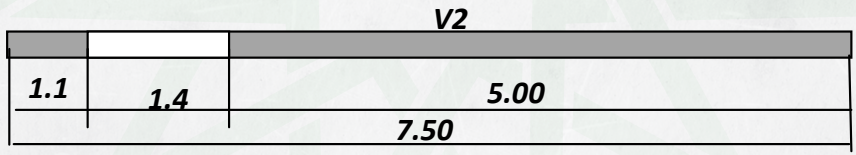


Figure 59f : Calcul paramètres - Voile V2 - 1 ouverture

Voile	l	l1	l2	l0	iL	he
V2	5,6764	0,02218	2,0833	2,10548	0,002083	2,80
m	2C	2a	ω²	ω	HT	a
0,80345	4,45	1,40	0,0486	0,2204	16,80	3,7028

Voile V3 – 4 ouvertures :

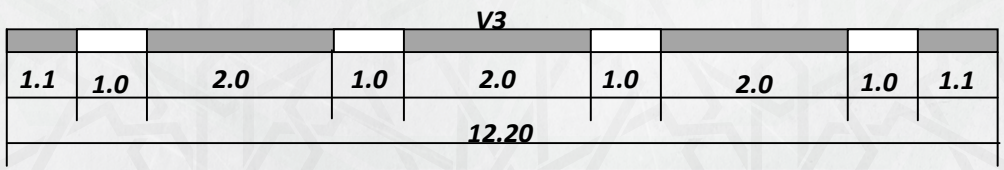


Figure 59g : Calcul paramètres - Voile V3 - 4 ouvertures

Ouverture	iL	2Ci	2ai	iLi*Ci²/ai³
1.00m	0,002083	2,55	1,00	0,02709
1.00m	0,002083	3,00	1,00	0,03749
1.00m	0,002083	3,00	1,00	0,03749
1.00m	0,002083	2,55	1,00	0,02709
Σ(iLi*Ci²/ai³) =				0,12916

Elément	Ebi(m)	Ehi(m)	Ii(m⁴)
E1	0,20	1,10	0,02218
E2	0,20	2,00	0,133333
E3	0,20	2,00	0,133333
E4	0,20	2,00	0,133333
E5	0,20	1,10	0,022183
I0=			0,44437

CHAPITRE 6

CALCUL DYNAMIQUE BATIMENT INDUSTRIEL

CALCUL DYNAMIQUE BATIMENT INDUSTRIEL

EXEMPLE 5 – CALCUL DYNAMIQUE HANGAR CM

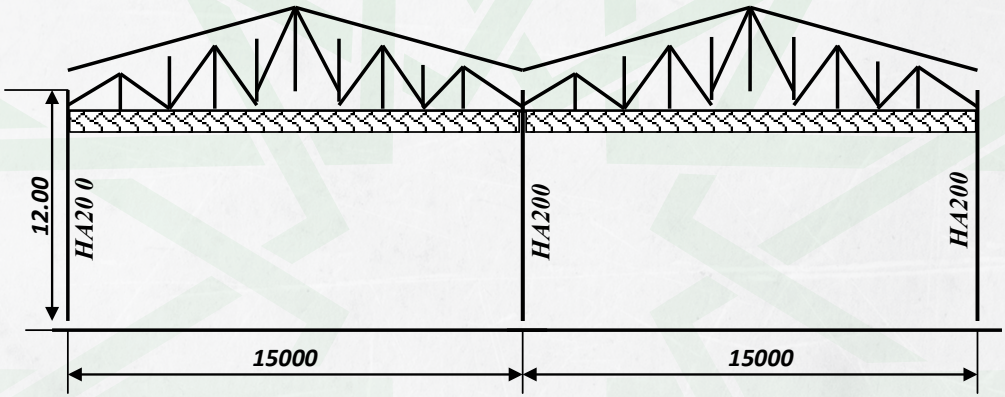


Figure 60a : Ossature métallique

Masse totale : Ossature + panneaux +Equipement = 12.87T

$E = 2.1*10^{10}\ T/m^2$

$I_{HA200} = 3692\,cm^4$

Cas ferme articulée :

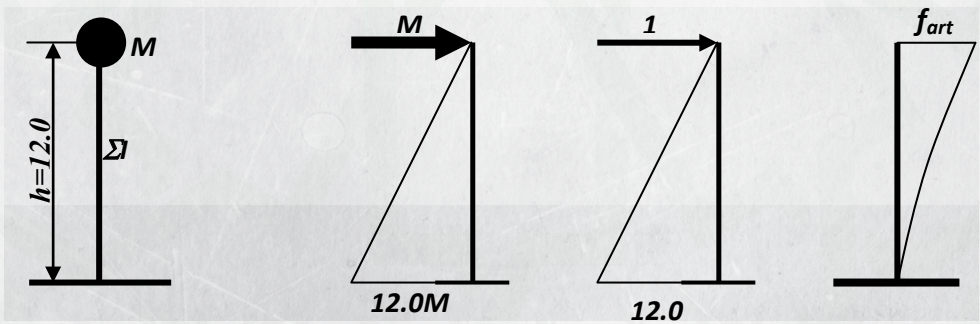


Figure 60b : Modélisation ferme articulée

La flèche statique est :

$$f_{art} = \frac{Mh^3}{3EI}$$

$EI = 2.1*10^{10}*3692*10^{-8}$ $\quad f_{art} = \frac{12.87*12.0^3}{3*7753.2*10^2} \Rightarrow f_{art} = 0.0096\,m \Rightarrow f_{art} = 0.96\,cm$

$EI = 7753.2*10^2\,Tm^2$

Pulsation : $\omega = \sqrt{\frac{g}{f_{st}}} \Rightarrow \omega = \sqrt{\frac{981}{0.96}} \Rightarrow \omega = 31.97 rd/s$

Période : $T = \frac{2\pi}{\omega} \Rightarrow T = \frac{2*3.14}{31.97} \Rightarrow T = 0.196s \Rightarrow T = 0.20s$

Cas ferme encastrée :

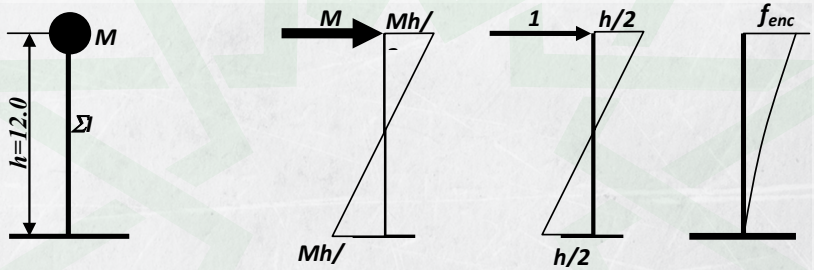


Figure 60c : Modélisation ferme encastrée

$$f_{enc} = \frac{Mh^3}{3*12EI} \Rightarrow f_{enc} = \frac{f_{art}}{4}$$

$$f_{enc} = \frac{0.96}{4} \Rightarrow f_{enc} = 0.24 cm$$

Pulsation : $\omega = \sqrt{\frac{981}{0.24}} \Rightarrow \omega = 63.93 rd/s$

$$T = \frac{2*3.14}{63.93} \Rightarrow T = 0.098s \Rightarrow T = 0.10s$$

Force horizontale sismique :

Lieu du projet : Nador - Afsou :

Vitesse = 13cm/s

Za = 3

Zv = 3

Bâtiment protection civile :

Classe 1 : I = 1.30 (Tableau 3.1)

Site S3 :

S = 1.40 (Tableau 5.2)

Facteur d'amplification dynamique :D=2.5

ND2 – Ossatures en acier : Ossature contreventée :

K= 3.0 (Tableau 3.3)

$$F = 0.13\frac{1.4*1.3*2.5}{3.0}12.87$$

$$F = 2.54T$$

CHAPITRE 7

EXEMPLES PRINCIPAUX ARTICLES DE VERIFICATION

EXEMPLES 6 - DE VERIFICATION DES PRINCIPAUX ARTICLES

Désignation	Article
Vérification régularité en plan – Débord et saillie	3.2.1.a
Vérification régularité en plan – Rapport raideur torsion sur raideur de translation : • Cas des voiles • Cas des portiques	3.2.1.c
Vérification régularité en élévation	3.2.2.a
Vérification régularité en élévation – Masse et rigidité	3.2.2
Ductilité et classe de bâtiment	3.3.3
Vérification de stabilité au renversement	8.2.3
Coefficient de majoration dynamique pour tenir compte des modes supérieurs si le calcul par méthode statique équivalente	7.2.2.1.2
Vérification de rotule plastique au nœud poteau/poutre	7.3.1.3.3

7.1-ARTICLE 3.2.1.a : VÉRIFICATION RÉGULARITÉ EN PLAN-DÉBORD ET SAILLIE

article 3.2.1-a

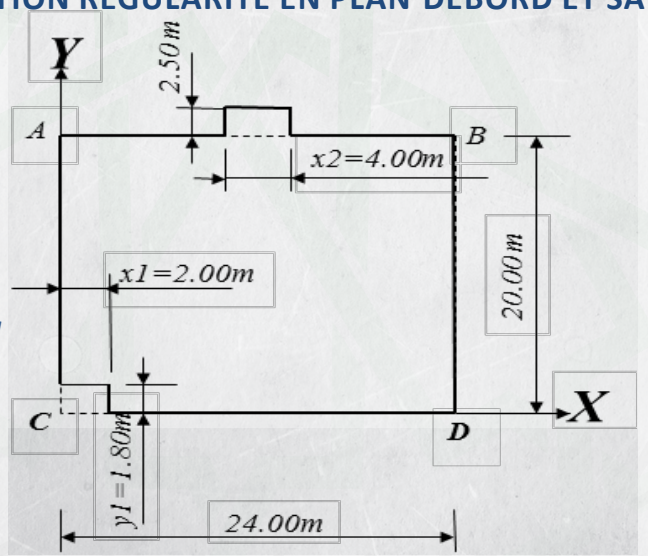


Figure 61 : Régularité en plan-Débord/Saillie

Rectangle suggéré par l'alinéa (a) du règlement est le rectangle ABCD.
Pour ce cas de forme en plan de ce bloc , on dénombre :

Une partie saillante de :

y2 = 2.50 m
x2 = 4.00 m

Une partie rentrante de :

y1 = 1.80 m

x1 = 2.00 m

On doit avoir :

$y1+y2 \leq 0.25*20.00$ $\quad 1.80+2.50=4.30 \prec 5.00\,m$

$x1+x2 \leq 0.25*24.00$ $\quad 2.00+4.00=6.00 \leq 6.00\,m$

Remarque 1 :

La condition : a+b<= 0.25 B est remplie dans les deux sens

7.2-ARTICLE 3.2.1.c : VÉRIFICATION RÉGULARITÉ EN PLAN-TORSION/TRANSLATION

« A chaque niveau, la distance entre les centres de masse et de rigidité,mesurée perpendiculaire à la direction de l'action sismique, ne doit pas dépassée :

$$0.20*\sqrt{\frac{\text{Raideur Rotation}}{\text{Raideur Translation}}} \qquad r_x^2=\frac{\sum I_{ix}*x_i^2+\sum I_{jy}*y_j^2}{\sum I_{ix}} \quad et \quad r_y^2=\frac{\sum I_{ix}*x_i^2+\sum I_{jy}*y_j^2}{\sum I_{jy}}$$

7.2.1 – Exemple contreventement par voiles

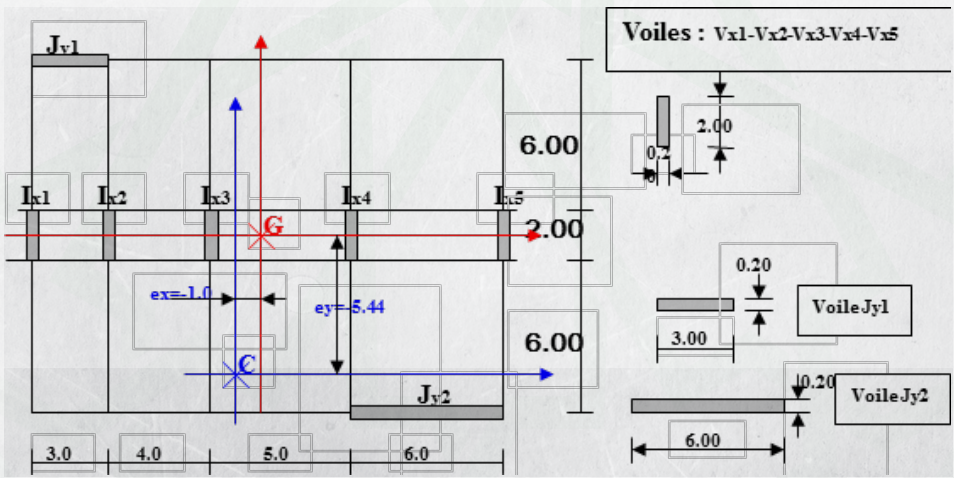


Figure 62 : Exemple contreventement par voiles

Détermination des excentricités :

$$ex=\frac{0.1333(-9.00-6.00-2.00+3.00+9.00)}{5x0.1333}$$

$ex=-1.00\,m$

$$ey=\frac{7.00(0.45-3.60)}{0.45+3.60}$$

$ey=-5.44\,m$

Détermination des rapports de raideur torsion/raideur translation :

$r_x^2 = \frac{107.05958}{5*0.1333} = 160.62953$

$r_x = 12.67\,m$

$0.20\,r_x = 0.20*12.67 \Rightarrow 0.20\,r_x = 2.534\,m$

$r_y^2 = \frac{107.05958}{4.05} = 26.4345\,m^2$

$ry = 5.14m$

$0.20ry = 0.20*5.14 = 1.028m$

Vérification :

|-1|<2.53 : Vérifié

|-5.44|>1.028 : Non vérifié

Commentaire :

La vérification de cette condition de l'article (3.2.1-c) permet d'attirer l'attention sur la disposition des voiles de contreventement pour les repositionner et éviter ou réduire la torsion géométrique. Dans le cas ci-dessus, il suffit d'ajuster les voiles (J_{y1}) et (J_{y2}).

7.2.2 – Exemple contreventement par ossature poteaux/poutres

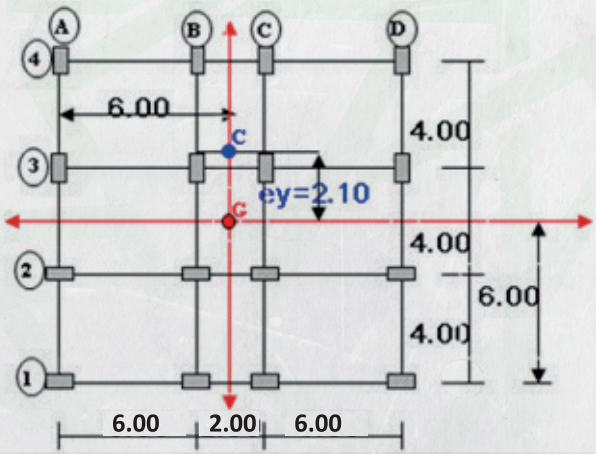


Figure 63 : Exemple contreventement par poteaux

Poteau P : 30*60

P4A : $x_g = -60\,dm$; $y_g = 60\,dm$

P1C : $x_g = 10\,dm$; $y_g = -60\,dm$

$I_x(dm^4) = \frac{3*6^3}{12} \Rightarrow I_x(dm^4) = 54.00\,dm^4$

$I_y(dm^4) = \frac{6*3^3}{12} \Rightarrow I_y(dm^4) = 13.50\,dm^4$

La raideur en translation est :

$\sum Ix_i = \sum Iy_i = 8(13.50 + 54.00) = 540.00\,dm^4$

Détermination du centre de torsion :

Excentricité longitudinale :

$e_x = \frac{\sum_{i=1}^{16} I_{yi} \cdot x_i}{\sum I_{yi}}$

$e_x = \frac{0.00}{540}$

Excentricité transversale :

$e_y = \frac{\sum_{i=1}^{16} I_{xi} \cdot y_i}{\sum I_{xi}}$

$e_y = \frac{11340}{540} = 21dm = 2.10m$

Vérification du rapport de la raideur rotation/raideur de translation

$rx^2 = 5949dm4$
rx = 7.7m
rx = ry = 7.7m (Puisque $\sum Ix = \sum Iy$)
$0.20*rx = 0.20*ry \Rightarrow 0.20*7.7 = 1.54m$
ex=0.00<1.54m : Condition remplie
ey=2.10m>1.54m : Condition non remplie

Détermination rapport raideur torsion sur translation – Vérification Article 3.2.1-c

Poteau	Iyi (dm4)	yi(dm)	yi^2	Iyi.yi2	Ixi (dm4)	xi(dm)	xi^2	Ixi.xi2
A/1	54,00	-81,00	6561,00	354294,00	13,50	-70,00	4900,00	66150,00
A/2	54,00	-41,00	1681,00	90774,00	13,50	-70,00	4900,00	66150,00
A/3	13,50	1,00	1,00	13,50	54,00	-70,00	4900,00	264600,00
A/4	13,50	39,00	1521,00	20533,50	54,00	-70,00	4900,00	264600,00
B1	54,00	-81,00	6561,00	354294,00	13,50	-10,00	100,00	1350,00
B2	54,00	-41,00	1681,00	90774,00	13,50	-10,00	100,00	1350,00
B3	13,50	1,00	1,00	13,50	54,00	-10,00	100,00	5400,00
B4	13,50	39,00	1521,00	20533,50	54,00	-10,00	100,00	5400,00
C1	54,00	-81,00	6561,00	354294,00	13,50	10,00	100,00	1350,00
C2	54,00	-41,00	1681,00	90774,00	13,50	10,00	100,00	1350,00
C3	13,50	1,00	1,00	13,50	54,00	10,00	100,00	5400,00
C4	13,50	39,00	1521,00	20533,50	54,00	10,00	100,00	5400,00
D1	54,00	-81,00	6561,00	354294,00	13,50	70,00	4900,00	66150,00
D2	54,00	-41,00	1681,00	90774,00	13,50	70,00	4900,00	66150,00
D3	13,50	1,00	1,00	13,50	54,00	70,00	4900,00	264600,00
D4	13,50	39,00	1521,00	20533,50	54,00	70,00	4900,00	264600,00
∑Iyi=	540,00		$\sum Iyi.yi^2$ =	1862460,00	540,00		$\sum Ixi.xi^2$ =	1350000,00
			ry^2=	5949,00			rx^2=	5949,00
			ry(m)=	7.7			rx(m)=	7.7

Commentaire

- Il est à constater qu'il ne suffit pas d'avoir le même nombre de poteaux suivant la grande inertie (GI) et la petite inertie(PI),dans les deux directions x et y.
- On bénéficie seulement de la même inertie dans les deux directions orthogonales pour la répartition de l'effet dû à la translation.
- Dans cet exemple,le fait de concentrer les grandes inerties et les petites inerties de part et d'autre de l'axe Gx apporte une excentricité structurelle (ey) de 2.10m.
- Il était à prévoir que le centre de torsion (c) serait du côté de la concentration des poteaux suivant la grande inertie.

7.3 – ARTICLE 3.2.2 : VÉRIFICATION DE LA RÉGULARITÉ EN ÉLÉVATION

Article 3.2.2-a :

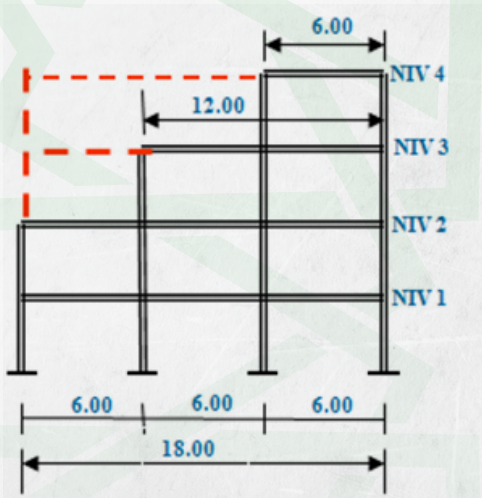


Figure 64 : Régularité en élévation

Le retrait au 4ème niveau est : 6.00m

$$\Delta Radm = 0.15 * \mathrm{Dim}(3\,\mathrm{eme\,Niv})$$
$$\Delta Radm = 0.15 * 2 * 6.00$$
$$\Delta Radm = 1.80\,\mathrm{m}$$
$$\Delta R4 = 6.00\,\mathrm{m} \succ 1.80\,\mathrm{m}$$ → Non vérifié

Le retrait global est :

$$\Delta \mathrm{R\,g} = 2 * 6.00 = 12.00\,\mathrm{m}$$

- Le retrait admissible global doit être de :

$$\Delta \mathrm{R\,g(adm)} = \frac{25}{100} * 18.00$$
$$\Delta \mathrm{R\,g(adm)} = 4.50\,\mathrm{m}$$
$$12.00\,\mathrm{m} \succ 4.50\,\mathrm{m}$$

Le retrait au 3ème niveau est : 6.00m
Le règlement permet un retrait de :

$$\Delta Radm = 0.15 * \mathrm{Dim}(2\,\mathrm{eme\,Niv})$$
$$\Delta Radm = 0.15 * 3 * 6.00$$
$$\Delta Radm = 2.70\,\mathrm{m}$$

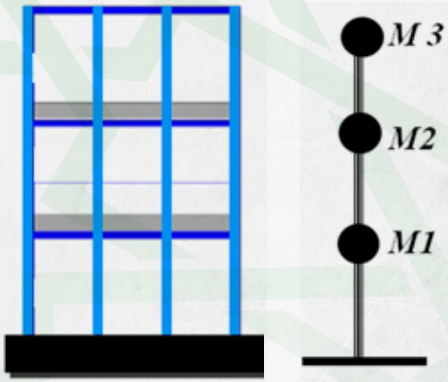
$$\Delta R3 = 6.00\,\mathrm{m} \succ 2.70\,\mathrm{m}$$

Non vérifié

EXEMPLE VÉRIFICATION RÈGULARITÉ EN ÉLÉVATION

Article 3.2.2-b-Distribution rigidité et masse

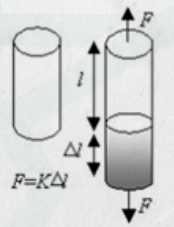
La distribution de la rigidité et de la masse doit être sensiblement régulière le long de la hauteur du bâtiment. Les variations de la masse entre deux étages successifs ne doivent pas dépasser 30 %.



$$M_3 \leq 1.30 M_2$$
$$M_1 \leq 1.30 M_2$$

Figure 65a : Masses - Régularité en élévation

RAIDEUR ET RIGIDITÉ



RAIDEUR :

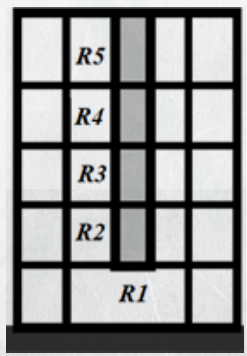
La raideur K tient compte a la fois de la section de l'élément et la rigidité intrinsèque du matériau.

$$\frac{F}{S} = E\frac{\Delta L}{L} \Rightarrow \qquad K = \frac{F}{\Delta L} \qquad K = \frac{E\,S}{L}$$

Figure 65b : Raideur et rigidité

Article 3.2.2-c Régularité en élévation

« La distribution de la rigidité doit être sensiblement régulière le long de la hauteur du bâtiment. Les variations de la rigidité entre deux étages successifs ne doivent pas dépasser ٢٠ ٪. »



$$0.70 \leq \frac{R_1}{R_2} \leq 1.30$$
$$0.70 \leq \frac{R_5}{R_4} \leq 1.30$$

Figure 65c : Rigidité - Régularité en élévation

Exemple application variation de rigidité

Contreventement par ossature poteaux/poutres

Niveau (i) :	Niveau (i+1)
Poteau Pi : 25*60	Pi+1 : 25*40
hi = 3.50 m	hi+1 =3.00 m

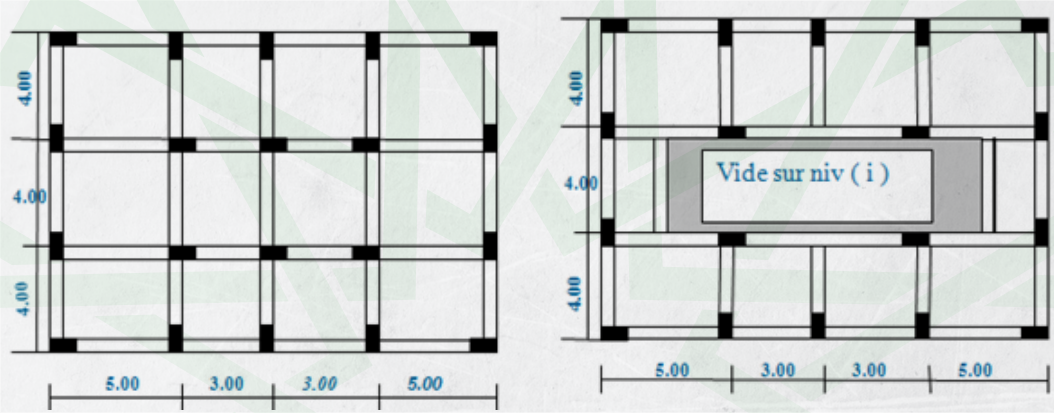


Figure 66 : Exemple de variation de rigidité

Niveau (i)	Niveau (i+1)
$\sum Ix = \sum Iy = 528.125 dm^4$	$\sum Ix = 174.9994 dm^4$
	$\sum Iy = 158.7494 dm^4$
$Rx(i)=\sum Ix/hi=528.125/35=15.089 dm^3$ $Ry(i)=\sum Iy/hi=528.125/35=15.089 dm^3$	$Rx(i+1)=\sum Ix_{(i+1)}/h_{i+1}=174.9994/30=5.833 dm^3$
	$Ry_{(i+1)}=\sum Iy_{(i+1)}/h_{i+1}=158.7494/30=5.292 dm^3$
Rapport des raideurs : $Rx_{(i+1)}/ Rx(i) = 5.833/15.089 = 38.7\%$ $Ry_{(i+1)}/ Ry(i) = 5.292/15.089 = 35\%$	

- La variation de la rigidité entre le niveau (i+1) et le niveau (i) est de:

$$\frac{\sum Ix(i) - \sum Ix(i+1)}{\sum Ix(i)} = \frac{528.125 - 174.9994}{528.125} = 67\% > 30\%$$

$$\frac{\sum Iy(i) - \sum Iy(i+1)}{\sum Iy(i)} = \frac{528.125 - 158.7494}{528.125} = 70\% > 30\%$$

7.4- ARTICLE 3.3.3 : DUCTILITÉ ET CLASSE DE BÂTIMENTS

- **NIVEAU I : NDI**

Les structures doivent rester dans le domaine élastique
Aucune prescription spéciale règlementaire n'est exigée
Les dispositions usuelles des règles de béton armé répondent à ce niveau de ductilité.

CLASSES DE BATIMENTS	NIVEAU DU SEISME (v :facteur de vitesse)		
	$\upsilon \leq 0.1\,0$	$0.10 < \upsilon \leq 0.20$	$0.20 < \upsilon$
CLASSE I 	NDI	ND2	ND3
CLASSE II 	0.07 → 1	0.10 → 2 0.13 → 3 0.17 → 4	
CLASSE III 	ND1		ND2
	0.07 → 1 0.10 → 2 0.13 → 3 0.17 → 4		

Commentaire

Les bâtiments de la classe III peuvent se retrouver au ***NIVEAU DE DUCTILITE ND1*** en fonction des subdivisions de la vitesse et des classes de bâtiments

7.5 - ARTICLE 8.2.3 : VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ AU RENVERSEMENT

article 8.2.3

« La structure doit être dimensionnée pour résister aux effets de renversement dûs aux combinaisons des actions de calcul.Un ancrage est exigé si l'effet des charges tendant à provoquer ce phénomène est supérieur à celui de stabilisation »

$$\theta = \frac{KW\Delta_{el}}{\upsilon * h}$$

- θ *: Indice de stabilité*
- *K : Coefficient de comportement*
- *W : Poids au-dessus de l'étage considéré*
- Δ_{el} *: Déplacement relatif*
- υ *: Action sismique au niveau considéré*
- *h : Hauteur de l'étage*

θ	Stabilité	Relation
$\theta_S \leq 0.10$	Stabilité satisfaite	(8.1.a) RPS2011
$0.20 \geq \theta_S \geq 0.10$	Effet du second ordre à prendre en compte	(8.1.b) RPS2011
$\theta_S \succ 0.20$	La stabilité est non assurée .	(8.1.c) RPS2011

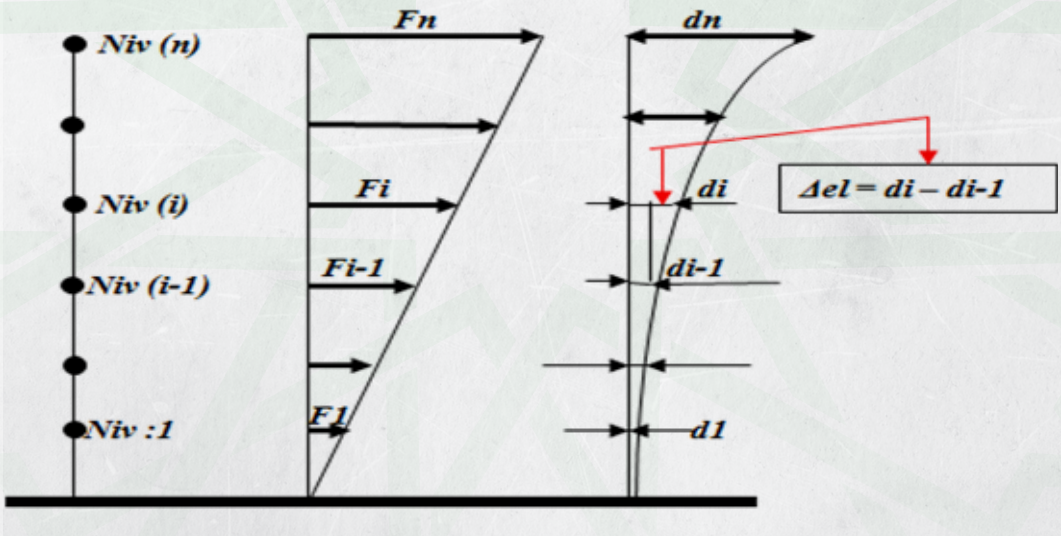


Figure 67: Stabilité au renversement

Niveau	Masse (KN)	Déplacement (mm)	Effort sismique (KN)
7	4800	57.20	272.15
6	5350	56.04	265.12
5	5350	50.12	243.75
4	5350	43.82	209.65
3	5650	34.17	174.25
2	5650	24.58	128.54
1	5650	13.51	69.32
ΣMi =	37800	V= ΣFi =	1362.78

Coefficient de comportement :

k = 2.0 (ND1 : niveau de ductilité 1)

a) Vérification au 1er niveau

Poids au dessus du 1er niveau :W=37800.0KN

Vs :Effort sismique 1er niveau=1362.78KN

Inertie de niveau : I=112.0543dm^4

$$\Delta 1_{el} = \frac{Th^3}{12EI} = 13.51mm$$

hs = Hauteur niveau = 3.60m

Facteur de comportement : K = 2

$$\theta_1 = \frac{2*37800.0\ *13.51}{1362.78\ *3600} = 0.208$$

$$\theta 1 = 0.208$$

b)Vérification au 2ème niveau

W=37800.0 - 5650.0 = 32150.0 KN

Vs =1362.78 - 69.32 = 1293.46 KN

Inertie de niveau : I=112.0543dm^4

$$\Delta 1_{el} = 24.58 - 13.51 = 11.07mm$$

hs = Hauteur niveau = 3200 mm

Facteur de comportement : K = 2

$$\theta_2 = \frac{2*321500.0\ *11.07}{1293.46\ *3200} = 0.172 > 0.10$$

7.6 – ARTICLE 7.2.2.1.2 : COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE POUR TENIR COMPTE DES MODES SUPÉRIEURS AU CALCUL STATIQUE ÉQUIVALENT

POUR TENIR COMPTE DE L'EFFET DES MODES SUPÉRIEURS DANS LE CALCUL PAR LA MÉTHODE STATIQUE ÉQUIVALENTE

Article 7.2.2.1.2 – RPS2011 :

« Si un bâtiment a plus de trois niveaux et que l'évaluation de l'effort sismique est obtenue par l'approche dite statique équivalente, alors les moments fléchissants dans les poteaux du portique dûs aux charges latérales, sont multipliés par le coefficient dynamique (ω) pour tenir compte de l'effet des modes supérieurs. »

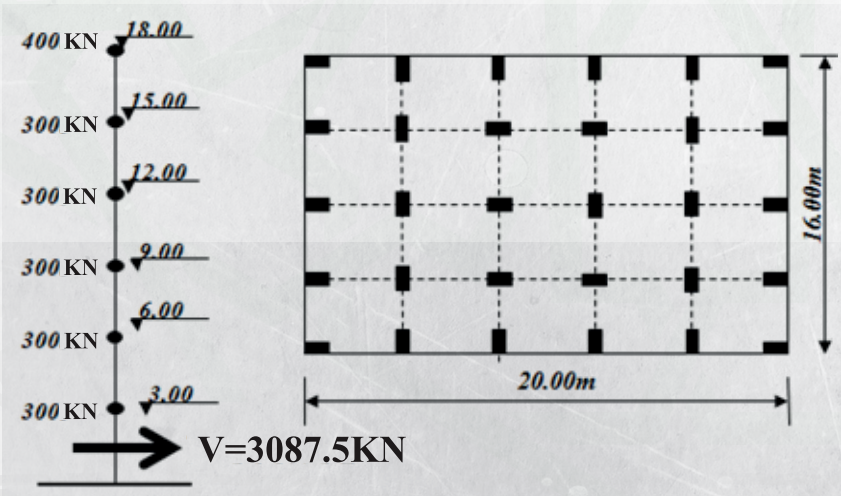


Figure 68a : Coefficient de majoration dynamique

Pour un effort tranchant sismique à la base de :
V=3087.50KN

$$\sum W_i h_i = 20700$$

$$Fi = \frac{V}{20700} * W_i h_i$$

$$Fi = 0.149155 * W_i h_i$$

F6 = 1074.0KN
F5 = 671.2 KN
F4 = 537.0 KN
F3 = 402.6 KN
F2 =268.5 KN
F1 =134.2 KN

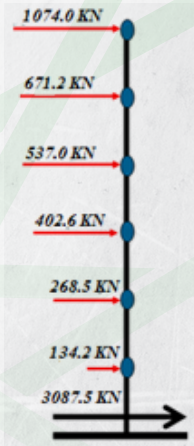
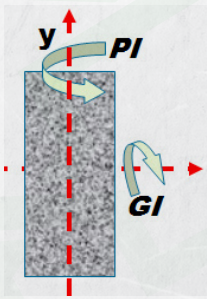


Figure 68b : Majoration dynamique - Distribution des forces

Inerties des poteaux - Vérification article 7.2.2.2.1



Niveau	Coffrage(cm)	∑Ix(dm4)	∑Iy(dm4)
1	25*60	792.1875	792.1875
2	25*55	627.3450	627.3450
3	25*50	488.2815	488.2815
4	25*45	372.6523	372.6523
5	25*40	278.1240	278.1240
6	25*35	202.2344	202.2344

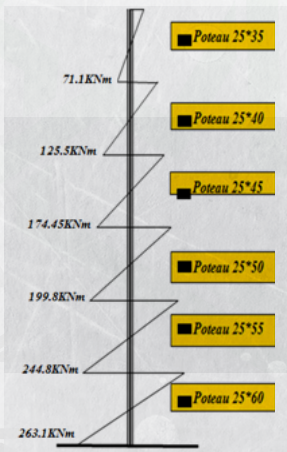


Diagramme des moments suivant la grande inertie des poteaux

Figure 68c : Majoration dynamique - Diagramme des moments

PRISE EN COMPTE DE LA MAJORATION DYNAMIQUE : ω

Les moments sont à majorer par un coefficient dynamique pour tenir compte des modes supérieurs :

$\omega = 0.6T + 0.85$

$T = 0.655\,s$

Relation (7.3 a - RPS2011)

$\omega = 0.6 * 0.655 + 0.85$

$\omega = 1.243 \prec 1.30 \Rightarrow \omega = 1.30$

Variation du coefficient ω sur la hauteur du bâtiment :

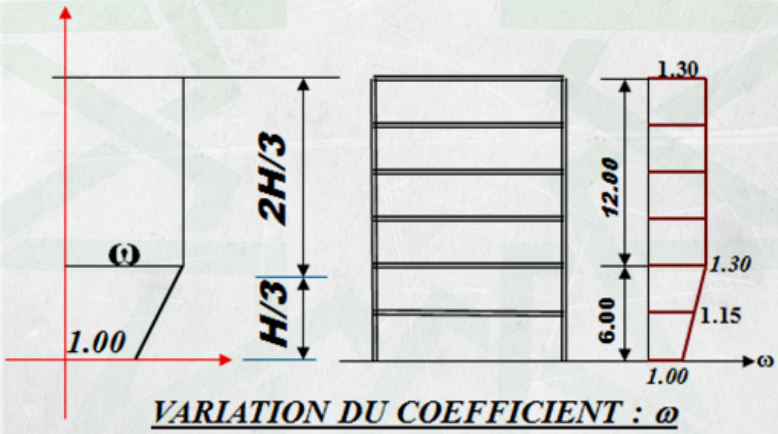


Figure 68d : Variation du coefficient de majoration dynamique

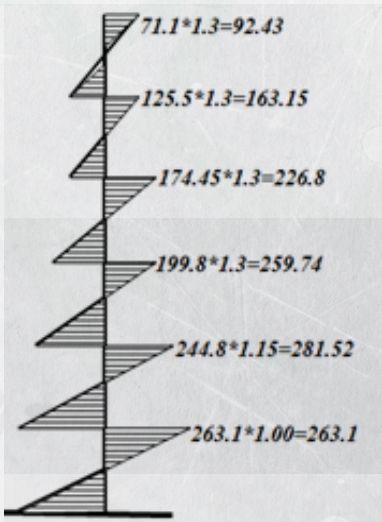


Diagramme des moments majorés pour tenir compte des modes supérieurs.

Figure 68e : Diagramme des moments majorés (KNm)

7.7 - ARTICLE 6.6 : ÉLÉMENTS ARCHITECTURAUX ET ÉQUIPEMENTS

Les éléments non structuraux et leur ancrage doivent résister à une force latérale telle que :

$$F_p = v * I * C_p * W_p \quad (6.11)$$

v : Paramètre de vitesse
I : Coefficient de priorité
C_p : Coefficient du tableau 6.2
W_p : Poids total de l'élément

Exemple balcon :

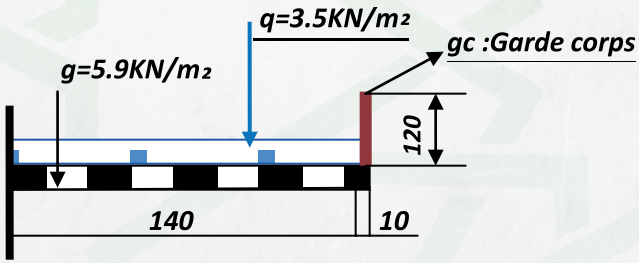


Figure 69 : Eléments non structuraux - Balcon

Poids pour une unité de longueur de balcon :

$$W_g = 5.90 * 1.50 \Rightarrow W_g = 8.85KN$$
$$W_{gc} = 0.10 * 1.20 * 25 \Rightarrow W_{gc} = 3.00KN$$
$$W_q = 3.50 * 1.40 \Rightarrow W_q = 4.90KN$$

Poids de l'élément soumis au séisme :

$$W_g = 5.90 * 1.50 \Rightarrow W_g = 8.85KN$$
$$W_{gc} = 0.10 * 1.20 * 25 \Rightarrow W_{gc} = 3.00KN$$
$$W_q = 3.50 * 1.40 \Rightarrow W_q = 4.90KN$$

Cas normal : Moment d'encastrement sans le séisme :

$$M_a(g) = 6.6375KNm$$
$$M_a(gc) = 4.35KNm$$
$$M_a(q) = 3.43KNm$$

$$Mu = 1.35(6.6375 + 4.35) + 1.50 * 3.43$$
$$Mu = 19.98KNm$$

$$M_{ELS} = 6.6375 + 4.35 + 3.43$$
$$M_{ELS} = 14.42KNm$$

Cas sismique : Moment d'encastrement au séisme :

Effort sismique F_p :

$F_p \quad v*I*C_p*W_p$ (6.11)

$v \quad 0.13$

$I \quad 1.00$

$Cp \quad 4.50 \rightarrow Tableau \ \ 6.2$

F_p=v*I*Cp*Wp

Wp(Poids soumis au séisme)=G+ΨQ

Ψ : Facteur accompagnement (Tableau 6.1 RPS)

Wρ=8.85+3.00+(0.2*4.90)=12.83KN

F_ρ=0.13*1.00*4.50*12.83

F_ρ=7.506KN

Moment sismique (Wp) supposée au cdg

$$M_a(sis) = 7.506 * \frac{1.50}{2}$$

$$M_a(sis) = 5.63KNm$$

Combinaisons moment d'encastrement :

$$Ma_{comb} = Ma(g+gc) + 0.2Ma(q) \pm Ma(sis)$$

$$Ma_{comb} = (6.6375 + 4.35) + (0.20 * 3.43) \pm 5.63$$

$$Ma_{comb} = 17.304KNm$$

Moment encastrement résultant défavorable (Ajouter le complément de la surcharge de 3.50KN/m².Soit :

$$Ma_{Tot} = 17.304 + (\frac{80}{100} * 3.43)$$

$$Ma_{Tot} = 20.05KNm = 0.02005MNm$$

7.8 – ARTICLE 7.3.1.3.3 : VÉRIFICATION DE LA ROTULE PLASTIQUE AU NŒUD POTEAU/POUTRE

Cas réel : Plancher en 1 seul niveau

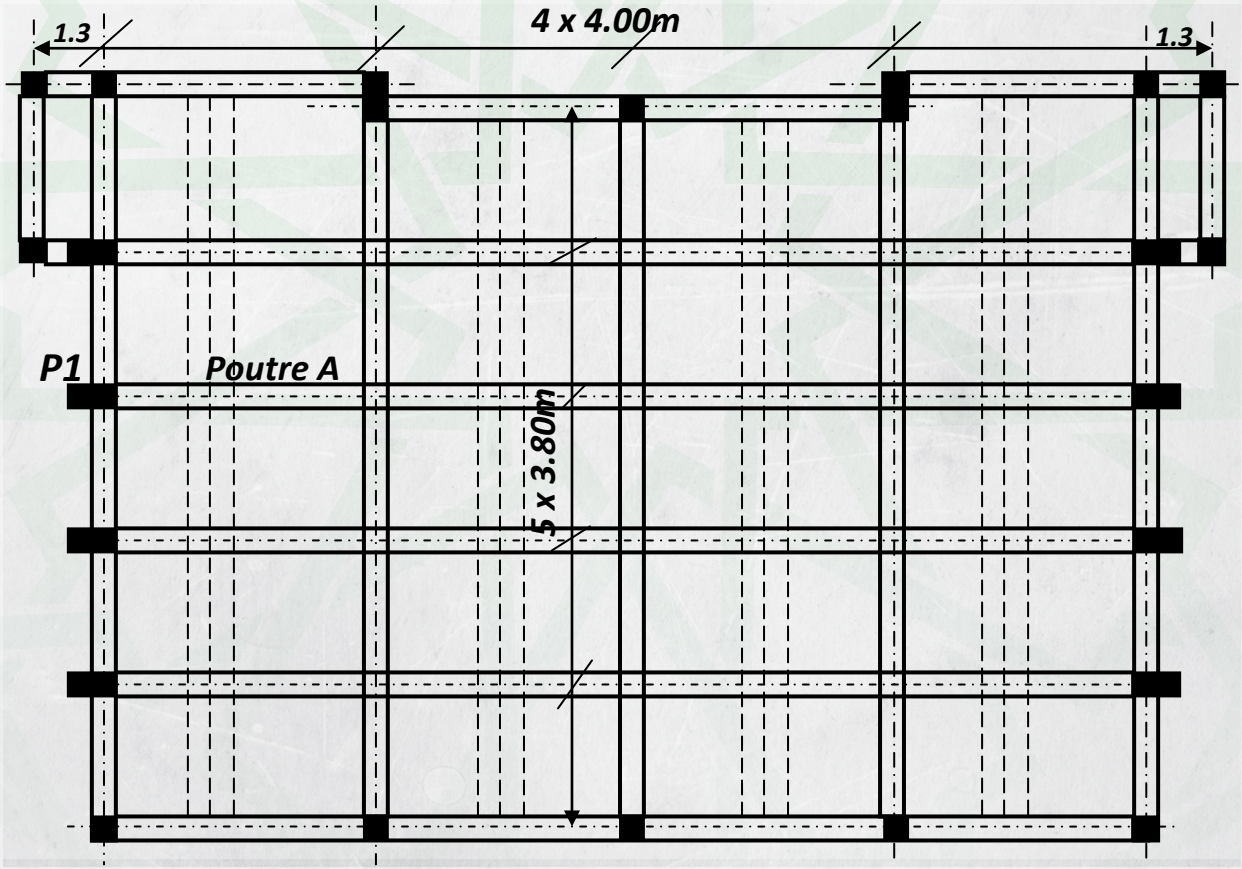


Figure 70a : Coffrage - Exemple de vérification de rotule plastique

Vérification de la condition :

$$|Mc1| + |Mc2| \geq 1.15\left[|Mp1| + |Mp2|\right] \qquad 7.13$$

« Il est nécessaire d'éviter la formation des rotules plastiques dans les **POTEAUX** (Elément porteur). Il faut qu'au niveau des **NŒUDS** poteaux/poutres,la somme des valeurs absolues des moments ultimes des poteaux soit supérieure à celle des moments des poutres aboutissant aux nœuds »

Exemple - Cas du nœud : Poteau (P1) et poutre (A)

Coffrage et le ferraillage du poteau P1 donné sur le plan d'exécution BA :

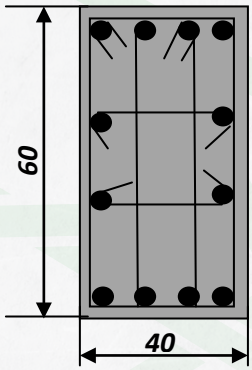


Figure 70b : Vérification rotule plastique - Poteau

Section P1 : 40x60

Acier : $2(4T_{20} + 2T_{14})$

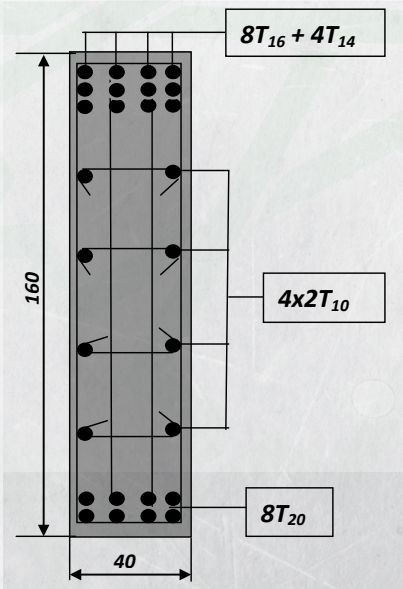


Figure 70c : Vérification rotule plastique - Poutre

POUTRE : A

Section béton : 40 x 160

Aciers nœuds poteau/poutre :

$$A_{sup} = 8T_{16} + 4T_{14}$$

$$A_{inf} = 8T_{20}$$

Vérification de la rotule plastique :

1) Effort normal et moment ultime résistants - Poteau P1 : 40x60 :

Sollicitations appliquées :

Effort normal délesté : $N_{Deleste} = 197.60\,KN$

Moment sismique : $M_{sis} = 23.30\,KNm$

Excentricité :

$e_x = 11.8\,cm$

Effort normal et moment ultime résistant :

$N_{UR} = 3762.50\,KN$

$M_{UR} = 443.98\,KNm$

2) Effort normal et moment ultime résistants - Poutre A : 40x160 :

$A_{sup} = 22.24\,cm^2$

$A_{inf} = 25.12\,cm^2$

Moments ultimes résistants :

$M_{UR1} = 1856.71\,KNm$

Vérification de la rotule plastique :

$$|Mc1| + |Mc2| \geq 1.15\left[|Mp1| + |Mp2|\right] \quad 7.13$$

$$|443.98| \geq 1.15 * |1856.71|$$

$$|443.98| \geq |2135.22|$$

CONDITION NON REMPLIE

EXEMPLE D'EFFONDREMENT DÛ AU POTEAU FAIBLE ET POUTRE FORTE :

Salle d'activités culturelles en RDC - Séisme Alger : Mai 2013



Figure 70d : Non respect de rotule plastique - Séisme Alger 2003

CHAPITRE 8

EXEMPLE DE CALCUL DE SEMELLE ISOLÉE EN ZONE SISMIQUE

CALCUL SEMELLE ISOLÉE AU SÉISME

CALCUL DES FONDATIONS : Article 9.5 – RPS 2011

Article 9.5.1 – Fondations superficielles :

La fondation doit être vérifiée pour :

- La portance
- Le tassement
- La rotation de la semelle

Les coefficients de sécurité sont de :

- 1.50 vis-à-vis de la résistance ultime
- 1.20 vis-à-vis du glissement

Nota :

Les fondations sont les éléments principaux pour transmettre les charges de la structure au sol d'assise.

Les différents types de fondations retenus pour asseoir la structure doivent résister aux :

- Charges verticales
- Moments sismiques
- Forces horizontales

La résistance aux forces latérales mobilise le frottement semelle-sol et la butée du sol pour l'équilibre au cisaillement.

Les désordres sont immédiats et conséquents pour les semelles fondées à faible profondeur.

Ainsi les sols sensibles aux tassements et déformables surtout de grande profondeur, et ayant de faibles caractéristiques géotechniques sont à éviter.

Par contre un ancrage profond pour asseoir les semelles sur un sol de bonne consistance(voire rocheux),confère un comportement plus favorable de la structure aux sollicitations sismiques.

Exemple de calcul de semelle en zone sismique :

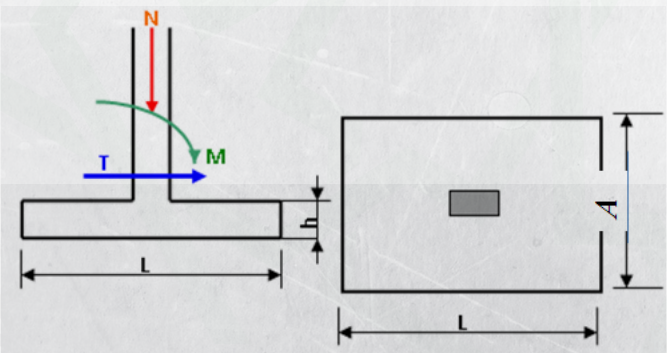


Figure 71a : Semelle isolée en zone sismique

Sollicitations :

Charges permanentes :

$NG = 355.0\ KN$

$MG = 20.00 KNm$

Charges d'exploitation :

$N\ Q = 135.0 KN$

$MQ = 8.0 KNm$

Charges sismiques :

$NE = \pm 180.0 KN$

$TE = \pm 110.0 KN$

$ME = \pm 285.0 KNm$

Contrainte admissible sol :

$$\eta su = 0.15 MPa$$

Dimensionnement de la semelle :

Cas 1 : G + Q + E

$N1 = NG + NQ + NE$

$N1 = 355.0 + 135.0 + 180.0$

$N1 = 670.0\,KN$

$M1 = MG + MQ + ME$

$M1 = 20.0 + 8.0 + 285.0$

$M1 = 313.0\,KNm$

La contrainte sur le sol est :

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{My}{I}$$

$S = A * L$

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

$$y = \frac{L}{2}$$

$M = N * ex$

$$ex = \frac{M}{N}$$

$$\sigma u = \frac{N}{S}$$

$$\sigma = \sigma u\left(1 \pm \frac{6 * ex}{L}\right)$$

Diagramme des contraintes sur le sol :

Cas 2 : G +/- E

$N2 = NG \pm NE$

$N2 = 355.0 + 109.35 \pm 180.0$

Soit :

$N2.1 = 644.35\,KN$

$N2.2 = 284.35\,KN$

$M2 = MG \pm ME$

$M2 = 20.0 \pm 285.0$

Soit :

$M2.1 = 305.0\,KNm$

$M2.2 = -265.0\,KNm$

Pour une semelle de :

$L = 2.70\,m$

$A = 2.70\,m$

$h = 0.60\,m$

Poids de la semelle

$PS = 109.35KN$

$N1 = 670 + 109.35 = 779.35\,KN$

Soit :

$ex = 0.402\,m$

$\sigma u = 0.107\ MPa$

$$\sigma i = 1.07\left(1 \pm \frac{6 * 0.402}{2.70}\right)$$

$\sigma_1 = 0.2025\ MPa$

$\sigma_2 = 0.0114\ MPa$

Excentricités résultantes :

$e_1 = 0.473\,m$

$e_2 = -0.932\,m$

Le cas défavorable à retenir est :

$N2.2 = 284.35\,KN$

$M2.2 = -265.0\,KNm$

$e_2 = -0.932\,m$

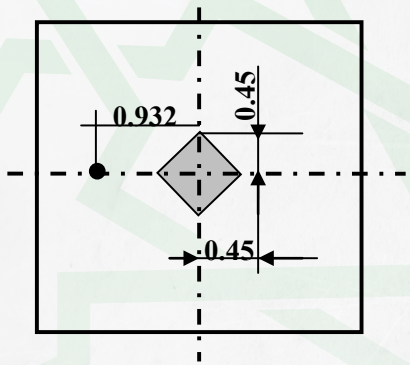


Figure 71b : Excentricité - Noyau central

Il est à noter que l'excentricité (-0.932m) est en dehors du noyau central dont les limites sont :

$$e_{nL} = \frac{2.70}{6} = 0.45\,m$$

$$e_{nB} = \frac{2.70}{6} = 0.45\,m$$

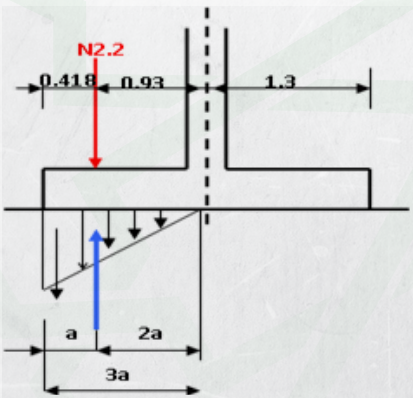


Figure 71c : Contrainte sur le sol

Remarque 1 :

La résultante de la charge verticale est en dehors du noyau central et la répartition de la pression sur le sol est triangulaire.

Remarque 2 :

Le sol,sous les sollicitations apportées par la semelle,ne peut travailler qu'à la compression et non à la traction.Aussi la partie négative du diagramme des pressions sur le sol,ne sera pas à considérer étant donné que la semelle est soulevée et ne peut s'appuyer sur le sol.

La résultante des charges verticales est appliquée à :

$$a = \frac{L}{2} + e_2$$

$$a = \frac{2.70}{2} - 0.932 \Rightarrow a = 0.418\,m$$

Contrainte maximale sur le sol :

La réaction RS doit équilibrer La résultante verticale N2.2 de 284.35KN.

Son point d'application est au droit de la verticale portant la résultante N2.2 soit (a=0.418m).

C'est aussi le centre de gravité du diagramme triangulaire des pressions sur le sol.

Si σ est la contrainte maximale sur le sol , alors :

$$RS = \frac{\sigma * 3a * 2.70}{2}$$

$$\sigma = \frac{2RS}{3a*2.70}$$

$$\sigma = \frac{2*284.35}{3*0.418*2.70}$$

$$\sigma = 168.0KPa = 0.168MPa < 1.5*0.15 = 0.225MPa$$

Cas 3 : G + Q

$N3 = NG + NQ + NSmel$

$N3 = 355.0 + 135.0 + 109.35$

$N3 = 599.35KN$

$M3 = MG + MQ$

$M3 = 20.0 + 8.0$

$M3 = 28.0KNm$

$$e3 = \frac{28.0}{599.35}$$

$e_3 = 0.047m < 0.45(\text{limite noyau central})$

Remarque 3 :

Le point de passage de la résultante est à l'intérieur des limites du noyau central. La semelle appuie sur le sol par toute sa surface. Donc le diagramme des contraintes sur le sol est trapézoîdale et la contrainte minimale est positive.

$$\sigma_{u3} = \frac{0.59935}{2.70 * 2.70} = 0.0822MPa$$

$$\sigma é = \sigma_{u3}\left(1 \pm \frac{6 * 0.047}{2.70}\right)$$

$\sigma i = 0.0822(1 \pm 0.104)$

$\sigma_1 = 0.091MPa$

$\sigma_2 = 0.074MPa$

$$\sigma moy = \frac{3 * \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$\sigma moy = 0.087MPa < 0.15MPa$

Cas 4 : Frottement et glissement sur le sol

Le coefficient de frottement est :

$f = 0.30$

La contrainte admissible de cisaillement du sol au niveau de la semelle est :

$\tau s = 0.022MPa$

Le cas 2 est celui le plus défavorable pour la vérification de non glissement de la semelle. Soit :

N2.2=284.35KN

Avec l'effort latéral sismique de :

TE = 110.0KN

L'effort dû au frottement est :

$Tf = 284.35 * 0.30$

$Tf = 85.3KN$

L'effort mobilisé par le cisaillement du sol en place pour une surface de la semelle de : 0.60*2.70m².

$Tc = 0.022 * 0.60 * 2.70$

$Tc = 0.0356MN = 35.6KN$

La résistance totale au glissement de la semelle est :

$TRc = 85.3 + 35.6$

$TRc = 120.9KN$

$1.20 * TRc = 145.1KN > 110.0KN$

CHAPITRE 9

APERÇU ET EXEMPLE DE LIAISON SOL/STRUCTURE

APERCU ET EXEMPLE DE LIAISON SOL-STRUCTURE

Généralité :

Il existe plusieurs façons de traiter l'Interaction Sol Structure.
Le plus basic est de considérer que Le sol de la fondation reste élastique.
La méthode est basée sur l'hypothèse de Winkler, qui remplace le sol par des ressorts adjacents discrets aux fondations peu profondes simulant une modélisation d'une interaction d'une structure posée sur des ressorts « Sol » dont l'impédance est déterminée.

Ce qui permet d'utiliser la méthode de rigidité, largement utilisée pour l'analyse des structures.

La prise en compte des paramètres du sol et de la superstructure a prouvé que la déformabilité du sol a une influence significative sur la redistribution des efforts et l'interaction entre le sol et la structure.

Les questions souvent posées sont :

« Quand est-ce que l'interaction entre les sols et les structures est importante? »

ET

« Quels paramètres de réponse structurelle sont affectés? »

Le rapport de rigidité structure-sol, H / (VsT), peut être utilisé comme mesure relative pour déterminer quand les effets interaction sol/structure deviendront significatifs (H :hauteur de la structure - Vs :la vitesse de l'onde de cisaillement du sol - T : la période de la structure à base fixe).
Evidemment pour un rapport de rigidité structure-sol, les valeurs de (H) ,(Vs) et (T) pour un système de structure de sol-fondation ne sont pas uniques.

Les valeurs suivantes devraient être utilisées :

- H : Hauteur effective du centre de masse pour le premier mode pris aux deux tiers de la hauteur du bâtiment modélisé.
- Vs : Vitesse de l'onde de cisaillement considérée calculée sur la base d'un cisaillement corrigé
- T : La période devrait être considérée comme la meilleure estimation de la valeur fixe de la période de construction dans la direction considérée.

Le rapport de rigidité doit être évalué séparément dans chaque direction.

Pour le calcul classique des semelles le sol est considéré comme un solide rigide /indéformable. Or le sol est déformé sous l'action des différentes sollicitations, ces déformations induisent des efforts dans la superstructure par les déformations imposées en déplacements et rotation.

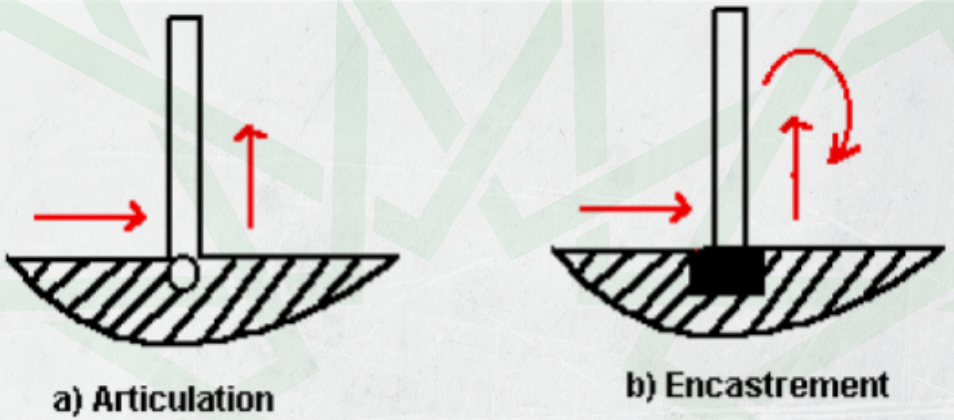


Figure 72a : Modélisation sommaire intéraction sol/structure

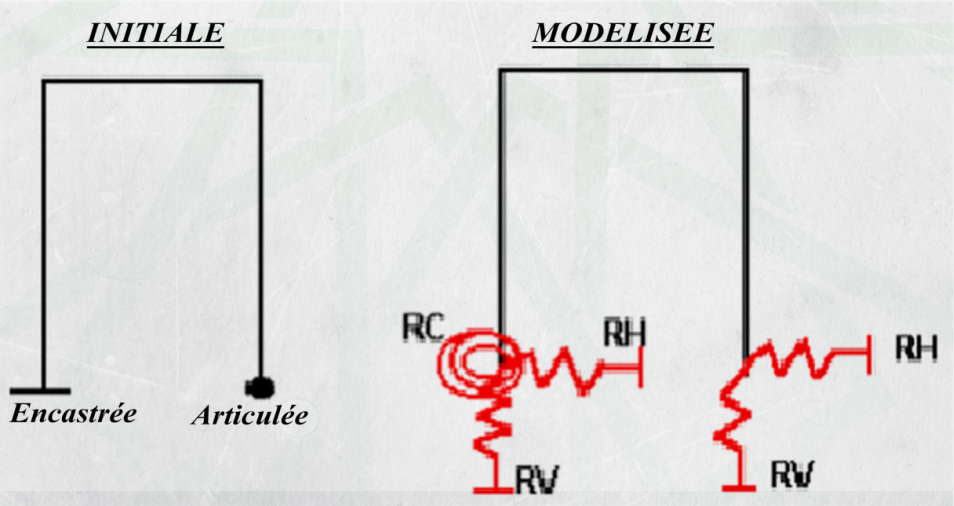


Figure 72b : Paramètres d'intéraction sol/structure

On peut considérer deux approches :

a) Méthode classique de calcul des structures :

On détermine les efforts transmis aux fondations ainsi que les déformations induites sur le sol. On renouvelle le calcul de la structure avec, éventuellement des nouvelles dimensions des éléments, ce qui donne une nouvelle série de sollicitations aux fondations et ce faisant des déformations induites sur le sol.

Les calculs sont continués jusqu'à convergence c.a.d jusqu'à obtenir la nullité des accroissements des tassements et des rotations. C'est une méthode laborieuse, ce qui restreint son utilisation.

b) Méthode des éléments finis :

En résolvant le problème par la détermination des déplacements .Une application simple de ce cas est la méthode des rotations.
En négligeant les déformations horizontales on a :

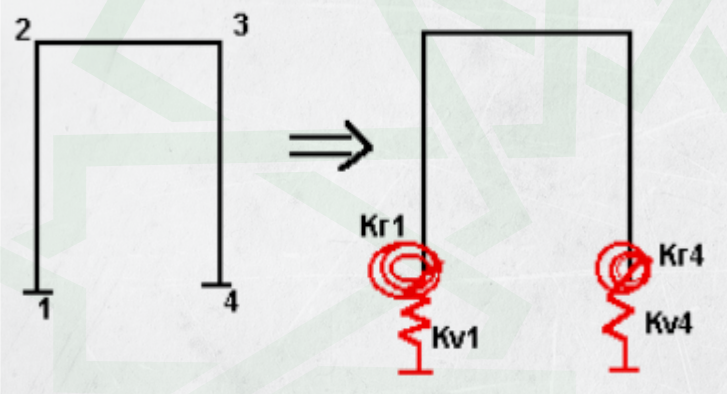


Figure 72c : Raideurs en rotation et déplacement vertical

Les sollicitations aux liaisons (1) et (4) sont :

$$M_1 = K_{r1} * \theta_1$$
$$V_1 = K_{V1} * \delta_1$$
$$M_4 = K_{r4} * \theta_4$$
$$V_4 = K_{V4} * \delta_4$$

«Ces éléments entrent dans la matrice de rigidité qui tient ainsi compte de l'interaction sol-structure».

Raideurs du sol . Caractéristiques mécaniques des ressorts.

Le sol est remplacé par des ressorts pour tenir compte d'une raideur :
- Verticale : Kv
- Rotation : Kr

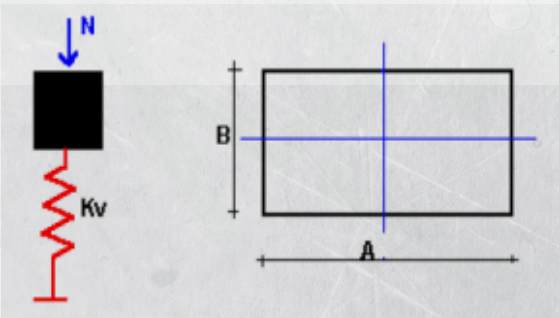


Figure 72d : Caractéristiques mécaniques des ressorts

Formulation de Kv :Raideur verticale

La valeur de (Kv) est le rapport de la charge appliquée au tassement induit :
Soit la semelle (A x B) , sous une charge verticale centrée , le tassement est :

$$\Delta = C_{fv} \frac{1-\nu^2}{E\,A} N$$

Cfv = coefficient de forme dépendant du rapport des dimensions de la semelle tel que :

$$\rho = \frac{A}{B}$$
$$C_{fv} = f(\rho)$$

Suivant le tableau ci-après :
v : Coefficient de Poisson du sol
E : Module du sol

Tableau coefficient de forme - Raideur : Kv

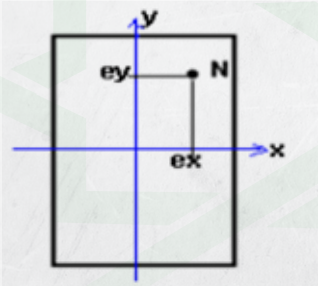
ρ	1.0	1.2	1.6	1.8	2.0	3.0	4.0	5.0
C_{fv}	0.87	0.94	1.07	1.13	1.18	1.40	1.55	1.58

Or :

$$\Delta K_V = N$$

$$K_V = \frac{EA}{C_{fv}(1-\nu^2)}$$

Formulation de Kr - Raideur de rotation:



La rotation induite par un couple (M) est :

$$\theta = C_{fr}\frac{1-\nu^2}{E*A*B^2}M$$

A : Côté de la semelle parallèle à l'axe du moment

Figure 72e : Raideur en rotation

Tableau coefficient de forme - Raideur de rotation : Kr

ρ	0.2	0.25	0.4	0.8	1.0	2.0	5.0	>5.0
C_{fr}	2.18	2.41	2.92	3.62	3.80	4.30	4.72	5.01

$$K_r * \theta = M$$

D'où $$K_r = \frac{A*E*B^2}{C_{fr}(1-\nu^2)}$$

Charge excentrée :

Soit :

Une charge centrée : N

Un moment d'axe x : Mx = ey N

Un moment d'axe y : My = ex N

Remarque :

Certains sols, type argile, subissent deux genres de tassement :

- Un tassement instantané : Δ0 et ϑ0
- Un tassement final : ΔF et ϑf

Et ainsi présentent deux modules tels que : $\frac{1+\frac{\nu}{E}}{1+\frac{\nu'}{E'}}$

EXEMPLE

Soit une semelle rectangulaire telle que : A = 2B et une charge N excentrée de (ex , ey) .

Posons : B = a : A = 2 a

$$\Delta = C_{fv}(1-\nu^2)\frac{N}{EA}$$

Charge centrée :

$$\rho = 2 \Rightarrow C_{fv} = 1.18$$

$$\Delta(x,y) = 1.18(1-\nu^2)\frac{N}{2Ea}$$

$$M = ey.N$$

Moment d'axe (x) :

$$\rho = 2 \Rightarrow C_{fr} = 4.30$$

$$\theta x = 4.30(1-\nu^2)\frac{ey.N}{2E\,a^3}$$

La semelle tourne autour de l'axe (x) , le déplacement est :

$$\Delta x(x,y) = \theta.y$$

$$\Delta x(x,y) = 4.30(1-\nu^2)\frac{ey.N}{2E\,a^3}y$$

$$M = ex.N$$

$$\rho = \frac{1}{2} \Rightarrow C_{fr} = 3.14$$

Moment d'axe (y) :

$$\theta y = 3.14(1-\nu^2)\frac{ex.N}{4E\,a^3}$$

$$\Delta y(x,y) = 3.14(1-\nu^2)\frac{ex.N}{4E\,a^3}x$$

$$\Delta_R = \Delta + \Delta x + \Delta y$$

Le déplacement résultant est :

$$\Delta_R = (1-\nu^2)\frac{N}{2Ea}\left[(1.18 + 4.30*y*\frac{ey}{a^2}) + 3.14*x*\frac{ex}{2\,a^2}\right]$$

La prise en compte des déformations de la semelle il est retenu seulement :

- Le tassement : Δ
- La rotation : θx
- La rotation : θy

c) Méthode générale :

Les liaisons de la structure avec le sol peuvent être représentées par des ressorts dont les raideurs pour chaque degré de liberté sont telles :

$$K_y = \frac{8G*r(1+\frac{d}{r})}{2-\nu}$$

$$K_x = \frac{4G*r(1+\frac{5d}{9r})}{1-\nu}$$

$$K_{yy} = \frac{8G*r^3(1+\frac{2d}{r})}{3(1-\nu)}$$

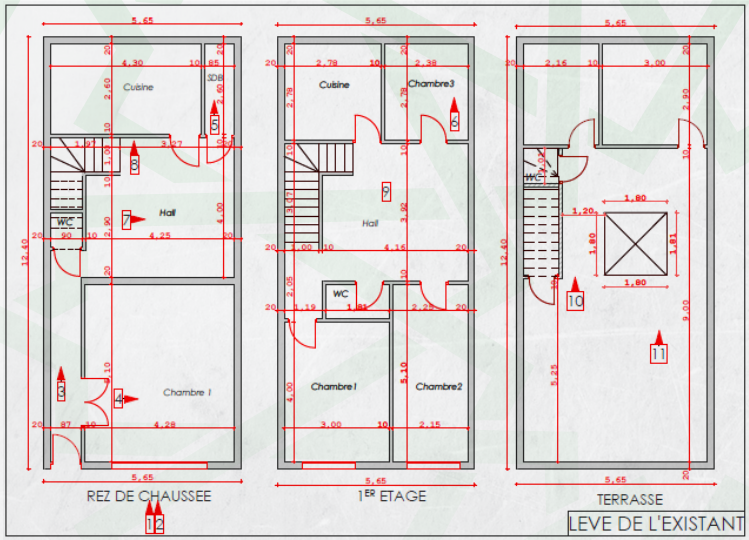
$$K_{xx} = \frac{16}{3}G*r^3(1+\frac{8d}{3r})$$

CHAPITRE 10

SURÉLÉVATION CONSTRUCTION EXISTANTE

10.1 - CAS 1 : CE QU'IL FAUT FAIRE

PLANS DE L'EXISTANT



Construction existante :

- Rez de chaussée
- 1er étage
- Terrasse accessible

PLAN DE LA SURÉLÉVATION

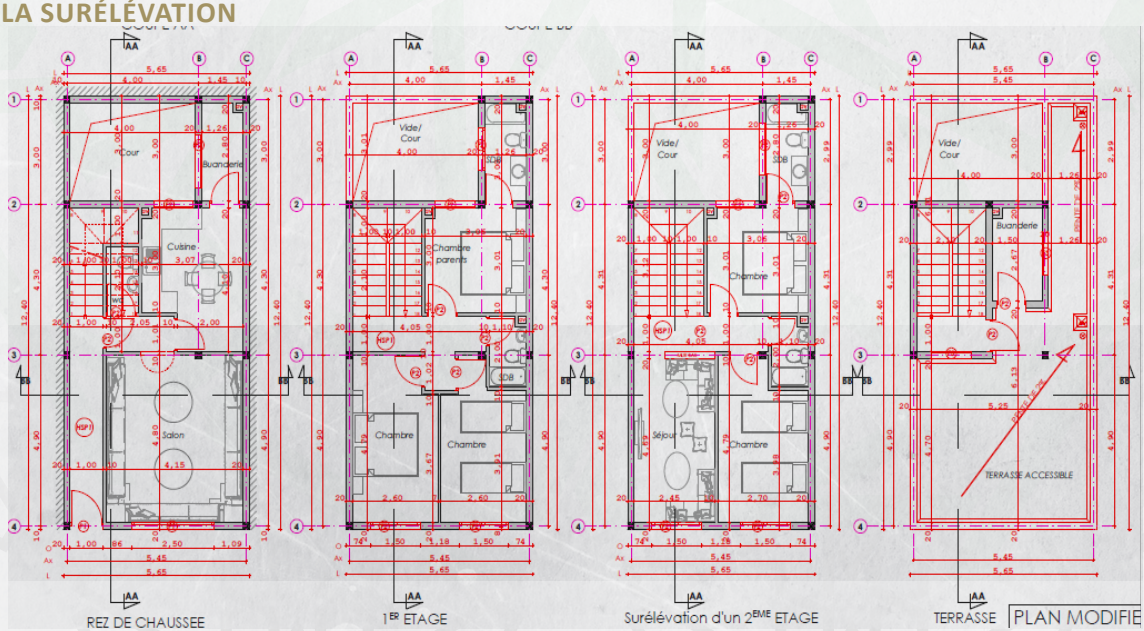


Figure 73a : Surélévation - Plans architecture - Cas 1

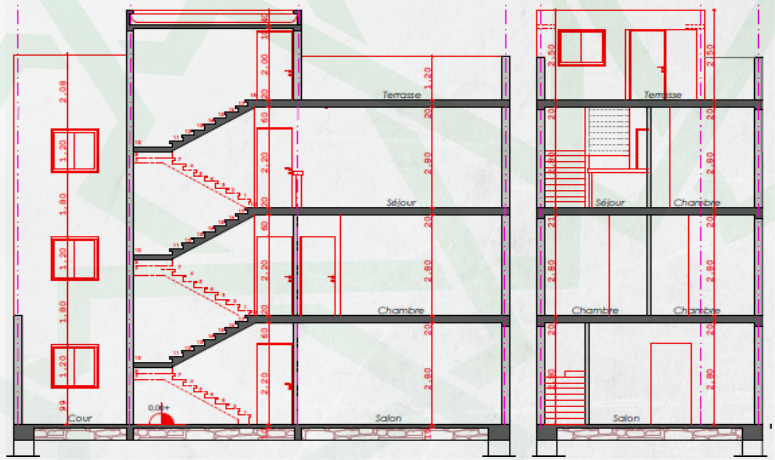


Figure 73b : Surélévation - Coupes - Cas 1

La nouvelle construction :

- Création cour au RDC à la place de la cuisine.
- 1er étage aménagé
- Création du 2ème étage
- Terrasse accessible+Buanderie

ELÉMENTS STRUCTURAUX EXISTANTS

La construction se trouve à Agadir

a) Le contreventement existant est par ossature poteaux/poutres.
b) La dimension minimale des poteaux est 20cm inférieur à 25 cm selon l'article 7.3.1.3.1 du RPS2011.
c) La condition de la rotule plastique n'est pas affectée de 15% selon la condition de l'article 7.3.1.3.3 – RPS2011.

Conception parasismique de l'existant modifié par l'ajout d'un niveau et couverture escaliers :

La modification de l'existant par « La construction d'un ajout » entre dans :
Article 1.2 – Domaine d'application du RPS2011.

Dans cette partie,il ne sera traité que le volet parasismique,le renforcement aux charges gravitaires étant évident.

Détermination et choix du contreventement :

Calcul sismique suivant RPS2011 :

L'ajout de 2 niveaux (2ème étage + couverture d'escaliers) de part :

- La nouvelle hauteur totale de 11.10m au lieu de 6.00m
- La masse totale 2065.06 KN au lieu de 1588,34 KN soit ajout de 476.72KN

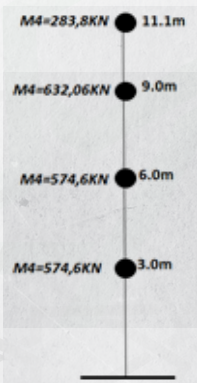


Figure 73c : Distribution des masses - Cas 1

Remarque 1 :

Après vérification des éléments de contreventements existants aux :

- Efforts tranchants des poteaux
- Moments sismiques des poteaux et des poutres
- Flèches relatives et globale

Il en résulte que :

1) Le ferraillage aux extrémités des poutres est insuffisant
2) Le ferraillage des poteaux du RDC est insuffisant
3) Le coffrage existant des poteaux ne vérifie pas la flèche globale

Remarque 2 : Recherche du type de contreventement à adopter :

a) Contreventement par ossature poteau/poutre :

Ce mode de contreventement ne peut être retenu pour la raison suivante :

L'augmentation des moments sismiques dans les poteaux, donc aux noeuds, demande :

1) Une augmentation des sections du béton et de l'acier des poteaux, ce qui pourrait être obtenu soit par :
   - Une reprise totale par poteau ou groupe de poteaux. Cette solution requière le choix judicieux du groupe de poteaux et un étaiement sécuritaire pour éviter tout effondrement en cours des travaux.
   - Un renforcement des poteaux par augmentation du coffrage des poteaux.

Cette opération demande une étude spécifique de la composition du béton en fonction de la surépaisseur de la section béton et une bonne mise en œuvre lors du coulage du groupe de poteaux.

2) Reprise du coffrage et du ferraillage des poutres.

b) Contreventement adopté : Par Voile

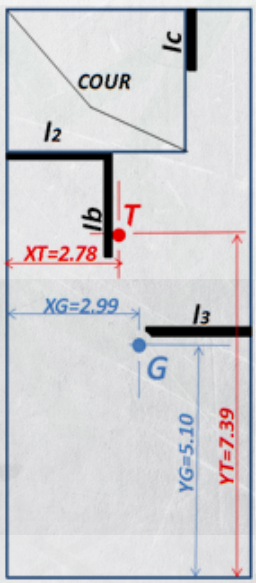


Figure 73d : Surélévation - Voiles de contreventement - Cas 1

Voile Ic : 20*130 → $Ic = \frac{2*13^3}{12} \Rightarrow Ic = I$

Voile Ib : 20*210 → $I_b = \frac{2*21^3}{12} \Rightarrow Ib = 4.215*I$

Voile I2 : 20*230 → $I_2 = \frac{2*23^3}{12} \Rightarrow I_2 = 5.538*I$

Voile I3 : 20*220 → $I_3 = \frac{2*22^3}{12} \Rightarrow I_3 = 4.847*I$

Coordonnées du centre de torsion :

Remarques clés :

- L'ajout du voile Ic était nécessaire pour ne pas faire reprendre l'effort sismique dans le sens longitudinal par le seul voile Ib ce qui se traduirait par une importante excentricité (M/N) pour le dimensionnement de la semelle sous le voile I_b.

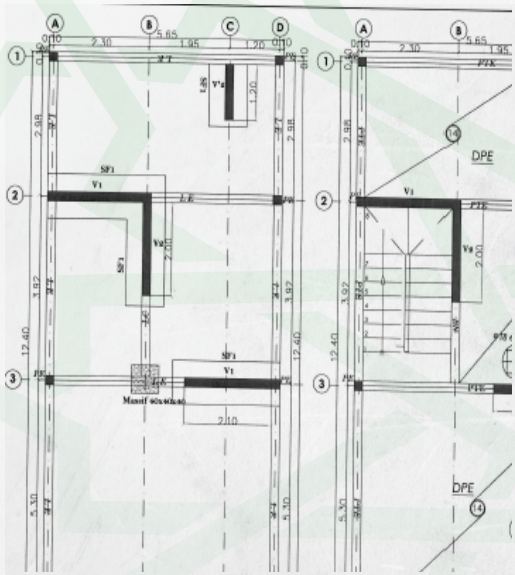
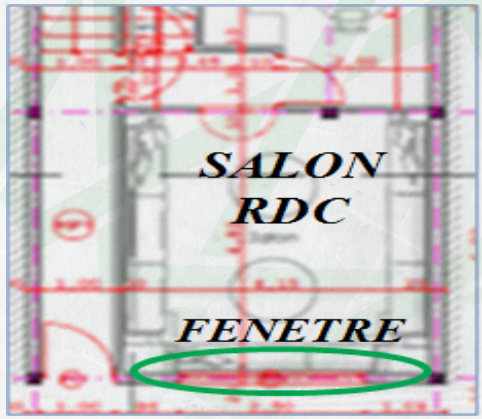


Figure 73e : Implantation des voiles contreventement - Cas 1



- Par contre par la grandeur de la fenêtre du salon du RDC,un voile sur la façade,donnerai un degré de monolithisme (α ≤1.00)soit un voile avec « grande ouverture » en plus du risque d'instabilité lors de la création d'un linteau pour assurer aux fondations le comportement d'un refend plein.

10.2 - CAS 2 : CE QU'IL FAUT ÉVITER

Ce deuxième cas est la surélévation d'un niveau d'une construction en R+1 existante

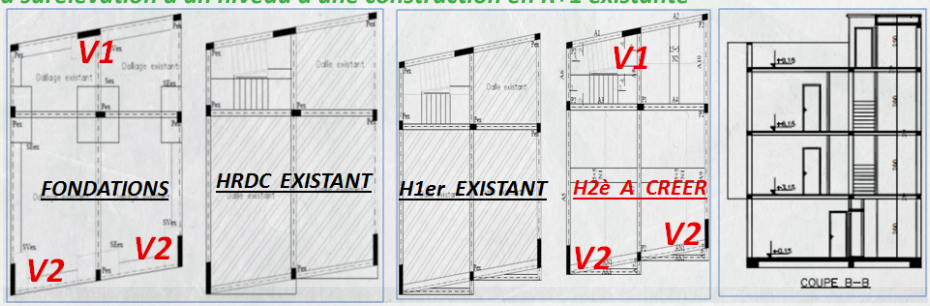


Figure 74 : Surélévation - Plans - Cas 2

1. Pour une structure existante contreventée par ossature poteaux, éviter d'enlever ou d'ajouter des poteaux dont l'implantation peut amener une excentricité entre le centre des masses existantes et le nouveau centre de torsion.
2. En cas d'augmentation de la charge verticale par ajout de niveaux (Cas général de surélévation), il est préférable de reprendre le coffrage et le ferraillage du poteau que de procéder à un chemisage pour une section plus grande que celle initiale du poteau existant.
3. Le cas d'un seul voile V1, dans le sens transversal, est fortement non recommandé (à cause de l'importance du moment de torsion conséquent qui sera engendré)
4. La longueur de recouvrement des aciers des poteaux existants et les aciers des poteaux à créer pour la surélévation doit être :
4-a) Suffisante pour assurer la transmission des efforts
4-b) Surtout bien fretter par des armatures transversales, pour respecter les dispositions constructives règlementaires.

CHAPITRE 11

MATÉRIAUX DE CONSTRUCTION ET LEUR MISE EN ŒUVRE

MATÉRIAUX DE CONSTRUCTION ET LEUR MISE EN OEUVRE

11-1 - BÉTON ARMÉ

11-1-1 - Le béton et son comportement élastique :

Le béton dans son comportement élastique permet un calcul et un dimensionnement simplifiés et optimal pour les constructions courantes simples dans les zones de sismicité réduite.Les éléments structuraux garderont leur fonctionnalité sous les sollicitations sismiques.

11-1-2 - Le béton et son comportement ductile :

Le béton dans son comportement ductile permet l'utilisation de la partie plastique au cours d'une agression sismique étant généralement de courte durée pour sollicité le matériau béton à une incursion calculée dans sa partie parabole-rectangle de son diagramme de comportement.



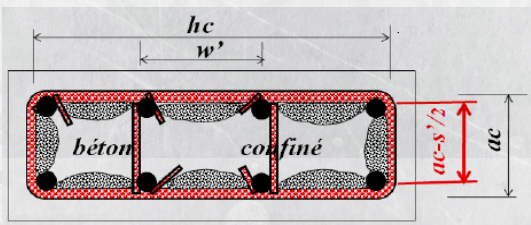
Figure 75a : Mise en œuvre - Ductilité du béton

Dans les zones de moyenne sismicité,le contreventement par portique est largement adopté mais avec le respect rigoureux des dispositions constructives notamment une bonne mise en œuvre du béton et le frettage des zones critiques pour permettre le confinement du béton par les armatures transversales.

11-1-3- Le béton Confiné :

Le confinement du béton peut être obtenu dans une section comprimée qui trouve ses déformations latérale d'expansion gênées par une disposition des cadres et épingles qui frettent le béton cerné par ces armatures transversales.
Il est défini un coefficient d'efficacité de confinement par le rapport de la section de béton effectivement confiné à la section de béton sertie.Les principaux paramètres pour le confinement des armatures transversales sont :

- La zone des armatures transversales
- L'écart des cadres et épingles
- Les sections noyau de bétons confinés
- La limite d'élasticité des aciers transversaux
- La densité des aciers longitudinaux
- L'écart des barres longitudinales



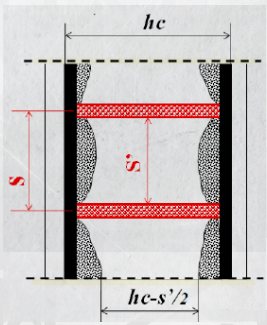


Figure 75b : Confinement du béton



Figure 75c : Défaut de frettage de zone nodale-Seisme Hoceima 2004

11-1-4- Importance et effets des aciers transversaux :

L'absence,l'insuffisance et surtout le manque de soin des armatures transversales dans les zones critiques sont les principales causes des désordres voire même des effondrements.

L'effet des cadres,étriers et épingles est de :

- Apporter une résistance à l'effet des contraintes de cisaillement en prévenant la rupture par l'effort tranchant.
- Attribuer un confinement efficace dans les zones les plus sollicitées nodales ou de poteaux courts.
- Eviter le flambement des aciers longitudinaux.

11-2- MISE EN ŒUVRE – EXEMPLE

Pour que les matériaux béton et acier gardent les propriétés définis à l'article 4.2 du RPS2011,il est nécessaire qu'ils soient mis en œuvre **CONVENABLEMENT**

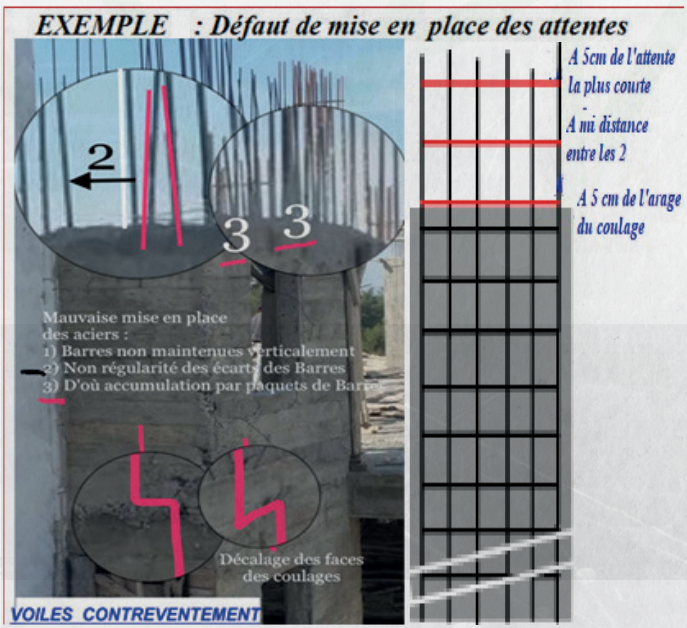
PHOTOS	OBSERVATIONS
	Assurer une bonne verticalité sur la hauteur des voiles pour éviter un décalage des faces de coulage : • Armatures fixées pour éviter tout déplacement lors du bétonnage. • Après bétonnage, les joints de reprise doivent assurer la position correcte des barres en attente. Disposition pour assurer la verticalité et l'écart des attentes : Placer un cadre (cas poteau) et des barres horizontales (cas voile) à : • 5cm de la tête de l'attente la plus courte • L'arase du coulage • Mi-distance entre les précédentes.

Figure 75d : Défaut de mise en place des attentes

11-3- DISPOSITIONS DES VOILES DE CONTREVENTEMENT

Voiles et ductilité :

Un voile dit « ductile » assure par son encastrement à la base la dissipation de l'énergie par la formation d'une rotule plastique. D'autre part le voile est un élément structural qui doit resister à l'effort tranchant par opposition à la résistance à la flexion d'un contreventement par ossature « Poteaux/Poutres ».

Il est nécessaire pour cela que le béton armé dans la zone de formation de rotule plastique soit convenablement :
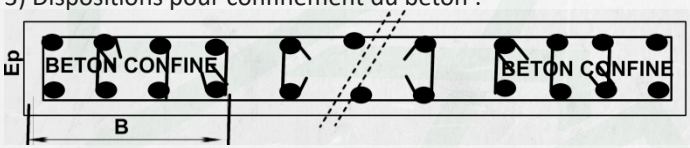
- Un béton avec une bonne mise en œuvre sans section affaiblie par une ségrégation ou reprise de bétonnage.
- Un beton armé avec une disposition des aciers tant longitudinaux que transversaux assurant un bon frettage pour assurer un béton confiné.

Les voiles sont généralement classés selon leurs dimensions tels que :

1) Ductilité moyenne(DCM) : Epaisseur supérieure ou égale à : $ep \geq Max\left[15cm; \frac{h_{Libre}}{20}\right]$

2) Haute ductilité (DCH) : Epaisseur supérieure ou égale à : $ep \leq Max\left[15cm; \frac{h_{Libre}}{20}\right]$

3) Dispositions pour confinement du béton :



$B \leq Max\left[2Ep; \frac{1}{5} L_{Voile}\right]$

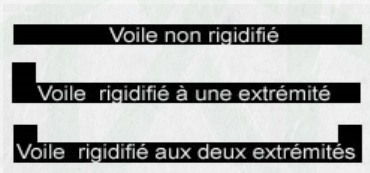


Figure 75e : Recommandation de mise en place des aciers-Voile contreventement

Voir aussi article 7.3.1.4.1 – RPS2011



Figure 75f : Défaut de coulage du nœud poteau/poutre

Les articles 3.3 et 7.3.1.3.3 notent que la dissipation de l'énergie notamment aux nœuds dépend :

- Des dimensions au nœud poteau/poutre pour la formation de la rotule plastique
- Des caractéristiques des matériaux, donc du diagramme de comportement du béton et de l'acier.
- Surtout, de la mise en œuvre de l'acier et du coulage du béton

Le défaut de coulage de ce nœud poteau/poutre montre :

1. Deux zones de ségrégation qui diminue la résistance du béton.
2. La forme courbe (en rouge) favorise la formation de la rotule plastique en tête du poteau (au lieu d'être à l'extrémité de la poutre). (Voir relation 7.13 et figure 7.7 du RPS2011).
3. Trois zones de béton en tête du poteau qui sont la conséquence du rattrapage de la hauteur du poteau.

PHOTOS	OBSERVATIONS



DÉCALAGE DE POTEAU /PLIAGE DE BARRES

Pliage/Dépliage :

- Consulter la fiche technique de l'acier utilisé pour connaitre la nuance et l'aptitude au redressage après le pliage pour la tolérance selon la nuance et le diamètre.
- Le pliage et le redressage des armatures en attente n'est admis qu'une seule fois pour le type d'acier possédant cette aptitude au pliage/dépliage.
- Eviter la double courbure de la barre.

Ductilité :

Le pliage/Dépliage ou la remise en direction d'une attente en diminue sa ductilité. Il est recommandé de ne pas tordre les aciers de poteaux notamment à leur base ou tête qui sont les zones critiques.

Reprise recommandée :

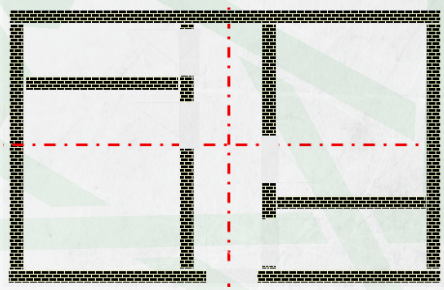
a) Dégarnir le béton sur 1.20m la longueur de recouvrement.
b) Placer des attentes dans la bonne direction.
c) Placer des épingles (a/4) sur 1.2 longueur de recouvrement.
d) Toutes les épingles DOIVENT être attachées pour maintenir droites ces attentes.
e) Placer toujours 3 cadres pour les attentes de poteaux même si elles sont droites (Voir Exemple1)

CONSÉQUENCES D'UNE MAUVAISE MISE EN ŒUVRE DE LA ZONE NODALE



Figure 75g :Arrêt de coulage du béton du poteau avant le fond de poutre.
Béton ségrégué lors du coulage de la dalle pour rattraper l'arrêt prématuré du béton du poteau.

11-4- MISE EN ŒUVRE DES MURS EN MAÇONNERIE (VOIR AUSSI ART 7.3.3.2 RPS2000 VERSION2011)



- Contreventement par refends en maçonnerie de pierres.
- La pose des pierres doit être en quinconce.
- Eviter les joints sur plus de 2 rangées de pierres.
- Proscrire le remplissage dans le joint intercalaire entre les deux rangées de pierres.

Figure 76a : Construction maçonnerie-Contreventement

POSE EN QUINCONCE :

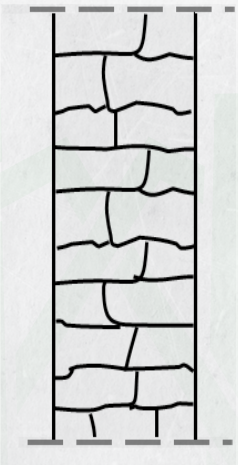


Figure 76b : Maçonnerie - Murs en pierress

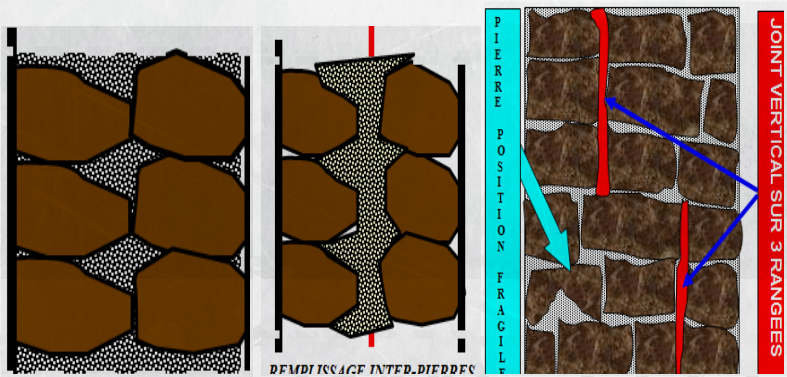


Figure 76c : Maçonnerie - Défauts de mise en œuvre

Pour ce type de constructions les principaux désordres sont :

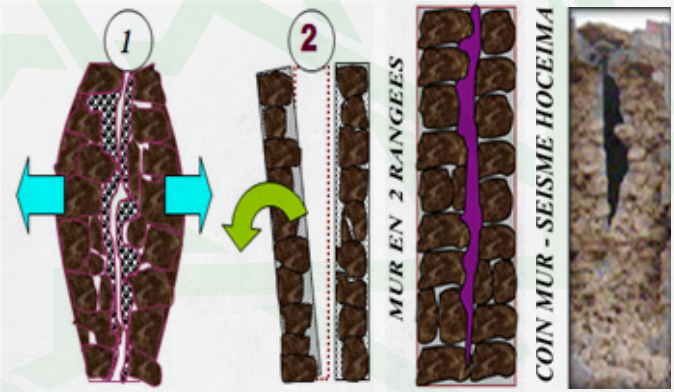


Figure 76d : Désordres murs en pierres - Séisme Hoceima

- Bombement et flambement des rangées de pierres
- Séparation des deux rangées de pierres par manque d'inter-connection.
- Effondrement d'angle des murs
- Perte d'appuis de la couverture

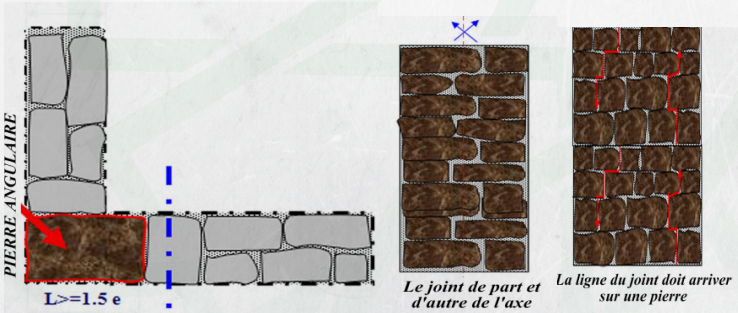


Figure 76e : Maçonnerie - Principales règles de mise en œuvre

D'ailleurs les bonnes règles de constructions d'un mur sont :

- Commencer la construction de la bâtisse par un angle
- Choisir la pierre d'angle dont la largeur correspondra à l'épaisseur du mur et dont la longueur sera au moins 1.5 fois sa largeur. En effet cette pierre sert de connecteur d'angle entre les deux murs orthogonaux.
- Ne pas avoir des murs très épais (45 à 50 cm)
- Eviter les pierres rondes
- Assurer un bon harpage voire une liaison mécanique entre les deux rangées
- Procéder à un clavetage tous les 0.80 m au maximum dans le sens vertical et de 1.20 m dans le sens horizontal
- Avoir obligatoirement un chaînage au niveau de la couverture.

Murs porteurs en maçonnerie et chaînages :

Les parties de mur doivent être solidarisées par des chaînages en béton armé ou en métal. Ces chaînages tant horizontaux que verticaux doivent avoir :

1. Une trame inférieure ou égale à 5.00 m
2. Un panneau de surface inférieure ou égale à 20 m²
3. Une diagonale du panneau inférieure à 50 fois l'épaisseur du mur.



Figure 76f : Maçonnerie en pierres-Pierre angulaire (Séisme Hoceima)

CHAPITRE 12

PROBLÉMATIQUE DU "SURCÔUT" CONSTRUCTION PARASISMIQUE

PROBLÉMATIQUE DU "SURCÔUT" CONSTRUCTION PARASISMIQUE

Problématique du surcout

Contexte :

Une construction doit répondre aux objectifs suivants :

- Procurer un espace pour une exploitation aisée même celle d'y vivre simplement au quotient.
- Résister pour la protection des vies et des biens, tant aux charges :
  - Permanentes
  - Exploitation
  - De sa zone d'implantation telles que :
    1) Celles régnant au dessus du sol :
       - Climatiques ; Vent – Neige – Température
    2) Celles en dessous du sol :
       - Tassement
       - Gonflement
       - Séisme

Pour ce faire les éléments structuraux DOIVENT être conçus pour ***RÉSISTER*** aux combinaisons de ces charges élémentaires dont les sollicitations sismiques.

EXEMPLE TRAITÈ SUR CAS RÈEL D'UNE SALLE POLYVALENTE

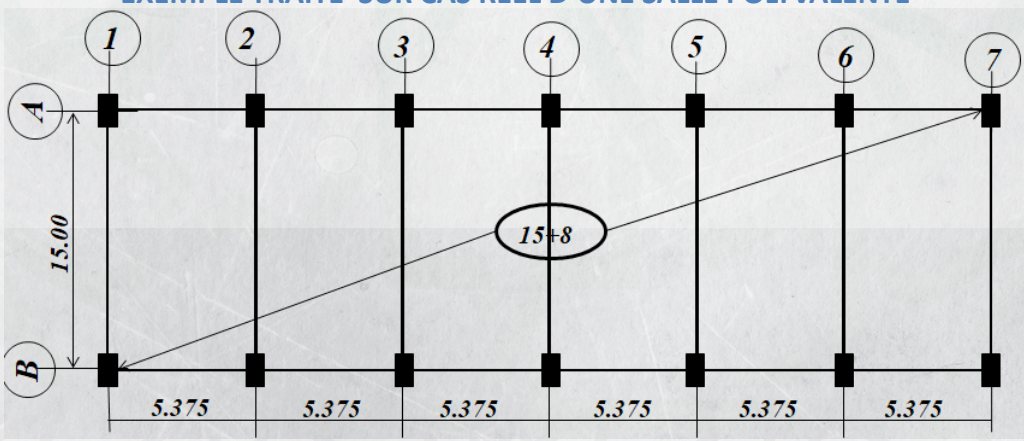


Figure 77a : Problématique surcoût-Coffrage salle polyvalente

Descente des charges :

Plancher 15+8 : 2.85+0.03*25.00 KN/m3 = 3.60 KN/m2

Forme de pente ($\left(\frac{3.5}{100} + \frac{9.45}{2*100}\right)$ * 22.0KN/m^3 = 1.80

Etanchéité = 0.10

Protection = 1.10

Equipement fixe = 0.05

Enduit = 0.35

Total = 7.00KN/m²

Acrotère : 0.15*1.16*25.0KN/m3 = 4.35 KN/ml

Mur +Enduit : = 18.00 KN/ml

Surcharge : Q = 1.00 KN/m²

Charge sur poutres transversales :

Poutre de rive :

pp : 0.35*1.10*25.00 KN/m3 = 9.625 KN/ml

Dalle : 7.00*5.025/2 = 17.5875 "

Acrotère : = 4.35 "

Total = 31.5625 KN/ml

g(KN/ml) =31.5625 KN/ml = 31.60 KN/ml

Actions : q = 1.00*5.025/2 = 2.5125 KN/ml = 2.50 KN/ml

Charge à l'état limite ultime :

gu = 1.35*31.60 + 1.50*2.50

gu = 46.41 KN/ml

Charge à l'état limite service :

gELS =31.60 + 2.50

gELS = 34.10 KN/ml

Poutre intermédiaire :

pp : 0.35*1.10*25.00 KN/m3 = 9.625 KN/ml

Dalle : 7.00*5.025*1.10 = 38.6925

g(KN/ml)=48.3175 KN/ml = 48.32 KN/ml

Actions : q = 1.00*5.025*1.10 = 5.5275 KN/ml = 5.53 KN/ml

Charge à l'état limite ultime :

gu = 1.35*48.32 + 1.50*5.53

gu = 73.53 KN/ml

Charge à l'état limite service :

g_{ELS} =48.32 + 5.53

g_{ELS} = 53.85 KN/ml

Calcul sismique :

Paramètres sismiques :

Vitesse	*Zv*	*Za*	*Za/Zv*
1.3	*3*	*4*	*Za/Zv>1.0*

I	*K*	*S*	*H*
1.2	*2.0*	*1.2*	*7.60*

K = Portique en béton armé et ND1 (Dispositions constructives du chapitre 7 – RPS 2011

Détermination de la période :

$T = 0.075H^{3/4}$

T= 0.3433s



Figure 77b : Détermination de l'effort sismique

Facteur d'amplification :

D = -6.40T + 5.10

D = 2.902

Effort sismique à la base :

$V = \frac{\rho \, SDI}{K} W$

$V = \frac{0.13 * 1.2 * 2.902 * 1.2}{2} W$ (K =2 : Doit rester inchangé)

V=0.272W

L'effort sismique à la base représente 27.20% du poids (W) de la structure.

Calcul du poids de la structure soumise au séisme :

Plancher (15+8) : 5.025*14.30*6*7.0 KN/m² = 3018.00 KN

Poutres transversales : 0.35*1.10*14.3*7*25.0 = 963.46

Poutres longitudinales : 0.35*0.50*5.025*2*6*25.0 = 263.812

½ Poteaux : 0.30*0.70*7.6*14/2*25.0 = 279.3

½ Murs : 22.05*2*(15.00+33.00)/2 = 1058.40

Acrotère : 4.4*(15.00+33.00)*2 = 422.4 KN

Total : G = 6005.372 KN

Surcharges :

0.20Q = 1.00*33.00*15.00*20/100 →0.20Q = 99.0KN

Poids (W) soumis au séisme :

W = G + 0.20Q
W = 6005.372 + 99.00
W = 6104.372 KN

Effort sismique à la base :

V = 0.272 W
V = 0.272 *6104.372 → V=1660.38 KN



Grande inertie : IG = 100.042 dm^4
Petite inertie : IP = 25.0104 dm^4
Effort sismique repris par poteau dans le sens transversal

$$V_{35*70} = V \frac{IG}{\Sigma IG}$$

$$V_{35*70} = 1660.38 * \frac{100.42}{14 * 100.42}$$

$$V_{35*70} = 117.88 \text{ KN}$$

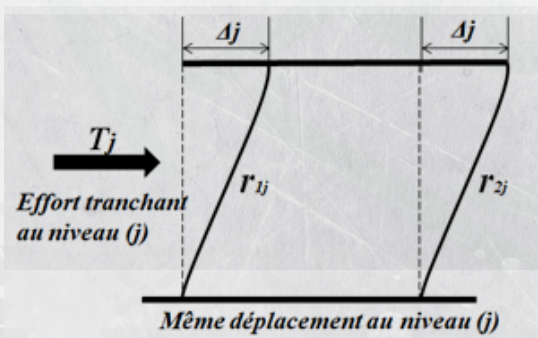
Figure 77c : Effort sismique - Poteau

Sens transversal – Répartition de l'effort sismique (V) :

Raideur du poteau :

$$r_{poteau} = \frac{I_{poto}}{h} \qquad r_{poteau} = \frac{I_t}{L}$$

Rigidité relative de niveau :



$$R_j = \frac{T_j}{\Delta_j}$$

Tj = Effort tranchant du niveau (j)
Δj = Déplacement du niveau (j)

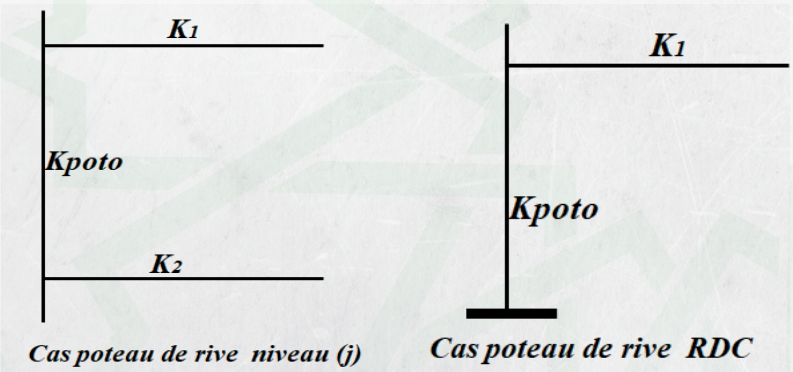
Figure 77d : Rigidité relative de niveau

L'effort tranchant au niveau (j) repris par chaque poteau est tel que : $T_j = T_J^1 + T_J^2$

Le déplacement est tel que : $\Delta_J = \frac{T_j * h^3}{12EI}$

Rigidité de niveau : $R_j = \frac{12E}{h_j^2} \sum a_j^i * k_j^i$

Avec : $Kb = \frac{\sum K(poutre)}{2K(poteau)}$ $a = \frac{Kb}{2 + Kb}$



$Kb = \frac{K_1}{K_{poto}}$

$a = \frac{0.5 + Kb}{2 + Kb}$

Figure 77e : Rigidité linéaire poutre/poteau

Rigidité linéaire poutre =3.88I/15.00 = 0.259I

Rigidité linéaire poteau = I/4.5 = 0.222I

$Kb = \frac{0.259\,I}{0.222\,I} \rightarrow Kb = 1.167$

$a = \frac{0.5 + 1.167}{2 + 1.167} \rightarrow a = 0.526$

Rigidité du niveau (RDC : 1 seul niveau et 2 poteaux) $R_1 = \frac{12 * 3 * 10^6}{4.5^2}[0.526 * 0.222 + 0.526 * 0.222]$

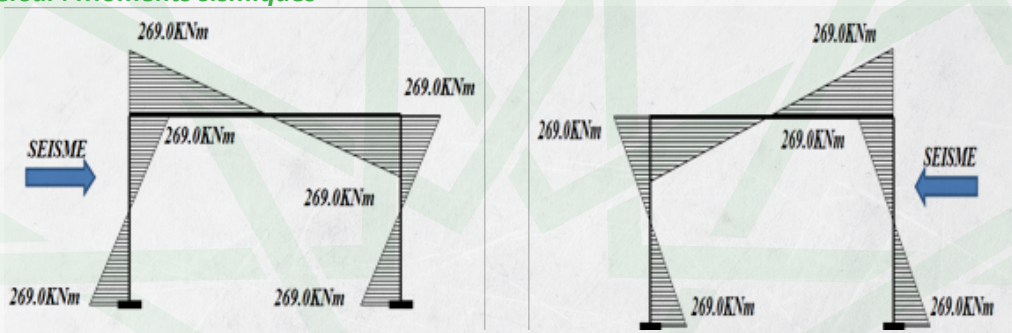
$R_1 = 415189$

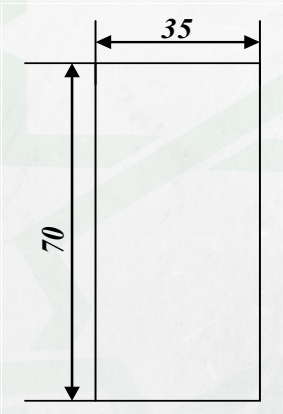
Déplacement (Facteur de comportement : K = 2) : $K\Delta = \frac{11.937}{415189} + \frac{11.937}{415189} \rightarrow 2\Delta = 0.115\,mm < 18.0mm$

Poteau - Point de moment nul : $Kb = 1.167 \rightarrow y_0 = 0.501 * 4.50$

Moment sismique repris par le poteau : $M_{2sis} = M_{3sis} = 11.937 * 2.254 \rightarrow M_{2sis} = M_{3sis} = 26.90Tm$

Portique transversal : Moments sismiques





Poteau - Portique sens transversal

Grande inertie : IG = 100.042 dm^4
Petite inertie : IP = 25.0104 dm^4
Effort sismique repris par poteau dans le sens transversal

$$V_{35*70} = V\frac{IG}{\Sigma IG}$$

$$V_{35*70} = 1660.38 * \frac{100.42}{14 * 100.42} \rightarrow V_{35*70} = 117.88\ KN$$

Portique transversal : Moments charges permanentes et actions :

$$k = \frac{I_2}{I_1} * \frac{h}{L}$$

$$k = 1.966$$

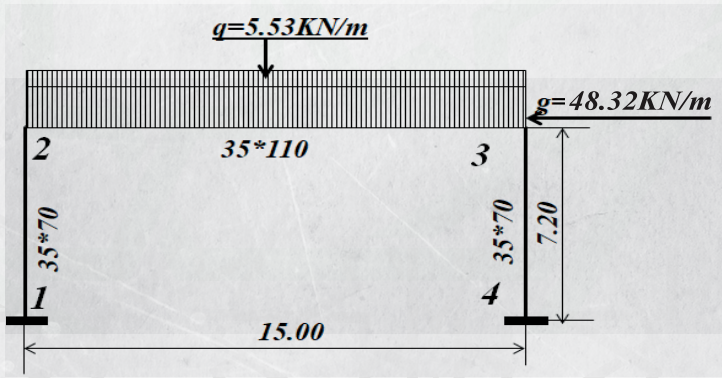


Figure 77f : Portique transversal - Charges permanentes et action

Calcul des moments :

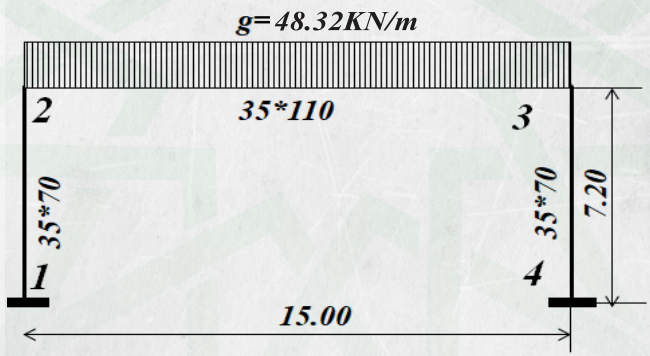
Moments M_1 et M_4 : $M_1 = M_4 = \dfrac{gL^2}{12(k+2)}$ $M_1 = M_4 = \dfrac{g * 15.00^2}{12(1.966+2)}$

$$M_1 = M_4 = 4.728\,g$$

Moments M_2 et M_3 : $M_2 = M_3 = -\dfrac{gL^2}{6(K+2)}$ $M_2 = M_3 = -9.455\,g$

Moment en travée M_t : $M_t = g\dfrac{L^2}{8} + M_2$ $M_t = 18.67\,g$

Moments dûs aux charges permanentes (g=48.32 KN/ml)



$M_1 = M_4 = 4.728*43.82 \rightarrow M_1 = M_4 = 207.18$ KNm

$M_2 = M_3 = -9.455*43.82 \rightarrow M2 = M3 = -414.32$ KNm

$M_t = 18.67*43.82 \rightarrow M_t = 818.12$ KNm

Liaisons et diagramme des moments sous la charge permanente :

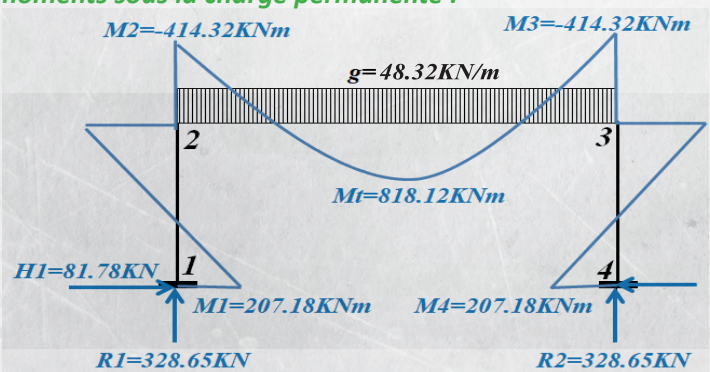


Figure 77g : (1)Charge permanente(g)-(2) Diagramme moment fléchissant

Liaisons et diagramme des moments sous les actions :

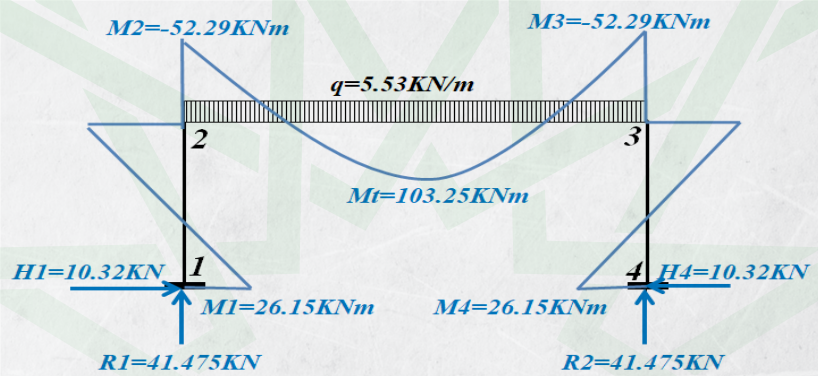


Figure 77h : Action - Moment fléchissant

Diagramme des moments à l'ELU :

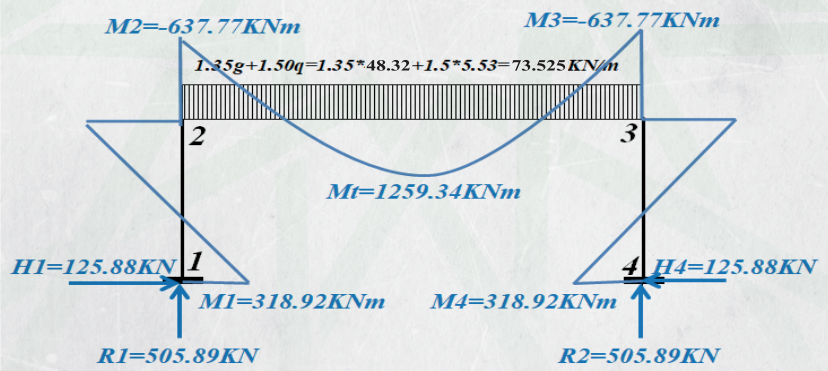


Figure 77i : ELU - Moment fléchissant

DÉTERMINATION DU MOMENT DIMENSIONNANT POUR LE FERRAILLAGE DE LA POUTRE

Combinaisons : Cas sismiques

Combinaison1 :

$MSc1 = M_G + 0.2M_Q - M_{SIS}$

*MSc1 = -414.32-0.3*52.29 - (-268.52)*

*MSc1 = -414.32-0.3*52.29 +268.52)*

MSc1 = -161.487 KNm

Remarque 1 :

Le moment résultant sous cette combinaison sismique est inférieure en valeur absolue au moment à l'ELU,soit :

MSc1 = -161.487 KNm

Combinaison2 :

MSc2 = M_G + 0.2M_Q + M_{SIS}

*MSc2 = -414.32-0.3*52.29 + (-268.52)*

*MSc2 = -414.32-0.3*52.29 - 268.52)*

MSc2 = -698.587 KNm

Remarque 2 :

Le moment résultant sous cette combinaison sismique est **supérieure en valeur absolue au moment à l'ELU**,soit :
MSc2 = -698.587 KNm

Comparaison des sections d'acier entre le cas normal (Mu) et le cas sismique (MSc2) :

Calcul section d'acier : Cas normal à l'ELU :

Moment ELU à l'appui : M_u0.64MNm

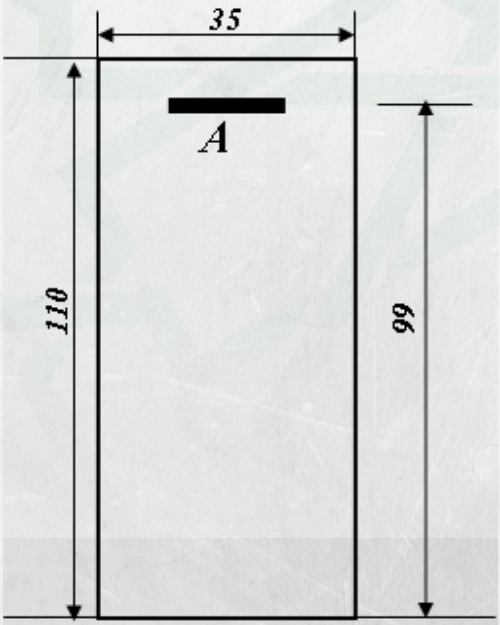


Figure 77j : ELU - Ferraillage

Section béton :

b = 0.35m

h = 1.10m

f_{c28} = 25.0 MPa

f_{se} = 500 MPa

d= 0.9h

*d = 0.9*1.10 → d = 0.99m*

Calcul de la section d'acier (A) :

Contrainte béton à l'état limite ultime :

f_{c28} = 25.0MPa et y_b = 1.50 $f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow f_{bu} = 14.2MPa$

Moment réduit :

$$\mu = \frac{0.64}{0.35 * 0.99^2 * 14.2}$$

$$\mu = 0.1314 < 0.186$$

Profondeur relative de l'axe neutre :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.1314})$$

$$\alpha = 0.177$$

α = 0.177<0.259 → Pivot A

Allongement de l'acier :

$$\varepsilon_s = \frac{2}{1000} + \frac{500}{200\,000 * 1.15}$$

$$\varepsilon_s = \frac{4.174}{1000}$$

Calcul de (αR) pour le pivot (AB) : $\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 4.174} \rightarrow \alpha_R = 0.456$

$$\mu_R = 0.8 * 0.456(1 - 0.4 * 0.456) \rightarrow \mu_R = 0.298$$

0.138 < 0.298 → μ < : Pivot A

Contrainte des aciers tendus :

$\sigma_a = 500/1.15 \rightarrow \sigma_a = 434.78MPa$

Raccourcissement du béton :

$$\varepsilon_b = \frac{10 * 0.177}{1 - 0.177} \rightarrow \varepsilon_b = 2.15/1000 < 3.5/1000$$

Remarque 1 :

L'utilisation du béton n'est pas optimale :

Pour un raccourcissement de 2.15/1000 ,qui peut atteindre 3.5/1000 pour profiter des pivots (A) pour avoir un allongement de 10/1000 pour l'acier au lieu de 4.174 seulement et (B) pour le béton.

La section d'acier à l'état limite est alors de ; $A_u = \frac{M_u}{z * \sigma_a}$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \rightarrow z = 0.99(1 - 0.4 * 0.177) \rightarrow z = 0.92m$$

$$A_u = \frac{0.64 * 10^4}{0.92 * 434.78} \rightarrow \boldsymbol{A_u = 16.00cm^2}$$

Calcul section d'acier : Cas sismique sous sa combinaison défavorable MSc_2 . Soit :
MSc_2 = -698.587 KNm = - 0.70 MNm
En valeur absolue : $/MSc_2/ > /M_u/ \rightarrow : /0.70MNm/ > /0.64MNm/$
Dans ce cas les paramètres des matériaux sont :

Béton :

$y_b = 1.15$ *au lieu de 1.50*

$f_{c28} = 18.48$ *MPa au lieu de 25 MPa*

Acier :

$y_a = 1.00$ *au lieu de 1.00*

$f_{se} = 500$ *MPa au lieu de 434.78 MPa*

Calcul de la section d'acier « sismique » ;

Moment réduit :

$$\mu = \frac{0.70}{0.35 * 0.99^2 * 18.48}$$

$$\mu = 0.110 < 0.186$$

Profondeur relative de l'axe neutre :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.110})$$

$$\alpha = 0.146$$

α = 0.146<0.259 → Pivot A

Allongement de l'acier :

$$\varepsilon_S = \frac{2}{1000} + \frac{500}{200\,000 * 1.00}$$

$$\varepsilon_S = \frac{4.5}{1000}$$

Calcul de (α_R) pour le pivot (AB) : $\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 4.5} \rightarrow \alpha_R = 0.4375 > 0.146$

$$\mu_R = 0.8 * 0.4375(1 - 0.4 * 0.4375) \rightarrow \mu_R = 0.289$$

0.138 < 0.289 → μ < : Pivot A
Contrainte des aciers tendus :
$\sigma_a = 500/1.00 \rightarrow \sigma_a = 500.0$ MPa

Raccourcissement du béton :

$$\varepsilon_b = \frac{10 * 0.146}{1 - 0.146} \rightarrow \varepsilon_b = 1.71/1000 < 2.0/1000$$

Conclusion :

1. A ELU (cas dit normal), le moment sur appui de la poutre est plus grand est plus dimensionnant.
2. Il en est de même : le moment ELS (MSc) est supérieur au moment sismique au nœud.
3. L'utilisation du béton n'est pas optimale :

Pour un raccourcissement de 1.71/1000 , **EST INFÉRIEUR à 2.0/1000**

Le béton est dans ce cas mal **UTILISÉ** la contrainte de béton n'est que de :

$$\sigma_b = \frac{0.85 * 25}{1.15}\left[1 - \left[\frac{2 - \epsilon c}{2}\right]^2\right] \rightarrow \sigma_b = 18.08 MPa < 18.48 MPa$$

La section d'acier à l'état limite est alors de ; $A_{SC2} = \frac{M_{SC2}}{z * \sigma_a}$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \rightarrow z = 0.99(1 - 0.4 \boxtimes 0.146) \rightarrow z = 0.932 m$$

$$A_{SC2} = \frac{0.70 * 10^4}{0.932 * 500} \rightarrow A_{Sc2} = 15.02 cm^2 < 16.00$$

ANNEXES

ANNEXE I

Exemples calcul du poids (w) de la structure

Descente des charges :

Terrasse :

Dalle 15+5 = 2.80 KN/m²
Forme de pente = 2.05 KN/m²
Etanchéité = 0.11 KN/m²
Protection = 1.00 KN/m²
Enduit sous plafond = 0.35 KN/m²
Total = 6.31 KN/m²
Surcharges : Terrasse inaccessible = 0.10 KN/m²
Terrasse (G+0.2Q) = 6.33 KN/m²

Etage courant :

Dalle 15+5 = 2.80 KN/m²
Revêtement = 1.60 KN/m²
Cloisons = 1.00 KN/m²
Enduit plafond = 0.36 KN/m²
Total = 5.76 KN/m²
Surcharges : = 0.15 KN/m²
Etage courant (G+0.2Q) = 5.79 KN/m²

Maçonnerie :

Mur périphérique en parpaings de 20cm :
Paroi : 2.70KN/m² *2.60m = 7.02 KN/ml
Enduit : 2*0.36*2.60m = 1.872 KN/ml
Total = 8.892 ≅ 8.90 KN/ml

Acrotère en béton armé : Hauteur = 0.50m

Acrotère BA : 0.125*0.50*25.0 = 1.5625 KN/ml
Enduit : 2*0.36*0.50 = 0.36 KN/ml
Total = 1.92 KN/ml

Tableaux de détermination du poids de la structure :

Plancher terrasse = 246.00T (Annexe 1 : Exemples calcul du poids (w) de la structure)

Désignation	Quantité	KN/unité	W(KN)	W(T)
Dalle (15+5)(m²)(G+0,2Q)	247,680	6,33	1567,81	156,8
Acrotère(ml)	78,800	1,92	151,50	15,15
1/2 poteaux(m3) : Axe A	0,656	25,00	16,46	1,65
1/2 poteaux(m3) : Axes B et C	2,520	25,00	63,00	6,30
Poutres (m3) Axes : A , B et C - 1 à 7	7,200	25,00	180,00	18,00
Poutres (m3) files 1 à 7: Trame (A-B)	1,728	25,00	43,50	4,35
Poutres (m3) files 1 à 7: Trame (B-C)	3,456	25,00	86,47	8,65
1/2 Mur périphérique (ml)	39,400	8,90	350,66	35,10
		Total =	**2459,40**	**246,00**

Plancher haut 8ème = 261.10T-(Annexe 1 : Exemples calcul poids (w) structure)

Désignation	Quantité	KN/unité	W(KN)	W(T)
Dalle (15+5)(m²)(G+0,2Q)	247,680	5,79	1434,07	143,41
Mur périphérique (ml)	78,800	8,90	701,32	70,13
poteaux(m3) : Axe A	1,601	25,00	40,03	4,00
poteaux(m3) : Axes B et C	5,040	25,00	126,00	12,60
Poutres (m3) Axes : A , B et C - 1 à 7	7,200	25,00	180,00	18,00
Poutres (m3) files 1 à 7: Trame (A-B)	1,728	25,00	43,20	4,32
Poutres (m3) files 1 à 7: Trame (B-C)	3,456	25,00	86,40	8,64
		Total =	**2611,02**	**261,10**

Plancher haut 4ème à 7ème = 264.12T-(Annexe 1 : Exemples calcul poids (w) structure)

Désignation	Quantité	KN/unité	W(KN)	W(T)
Dalle (15+5)(m²)(G+0,2Q)	247,680	5,79	1434,07	143,41
Mur périphérique (ml)	78,800	8,90	701,32	70,13
poteaux(m3) : Axe A	1,890	25,00	47,25	4,73
poteaux(m3) : Axes B et C	5,670	25,00	141,75	14,18
Poutres (m3) Axes : A , B et C - 1 à 7	7,200	25,00	180,00	18,00
Poutres (m3) files 1 à 7: Trame (A-B)	2,016	25,00	50,40	5,04
Poutres (m3) files 1 à 7: Trame (B-C)	3,456	25,00	86,40	8,64
		Total =	**2641,19**	**264,12**

Plancher haut duRDC au 3ème = 267.3T-(Annexe 1 : Exemples calcul poids (w)

Désignation	Quantité	KN/unité	W(KN)	W(T)
Dalle (15+5)(m²)(G+0,2Q)	247,680	5,79	1434,07	143,41
Mur périphérique (ml)	78,800	8,90	701,32	70,13
poteaux(m3) : Axe A	1,890	25,00	47,25	4,73
poteaux(m3) : Axes B et C	6,930	25,00	173,25	17,33
Poutres (m3) Axes : A , B et C - 1 à 7	7,200	25,00	180,00	18,00
Poutres (m3) files 1 à 7: Trame (A-B)	2,016	25,00	50,40	5,04
Poutres (m3) files 1 à 7: Trame (B-C)	3,456	25,00	86,40	8,64
		Total =	**2672,69**	**267,27**

ANNEXE II

Elements de calcul : Poids de la structure

Eléments de descente des charges :

Désignation		Valeur	Unité
Béton armé courant		25.00	KN/m³
Béton non armé		22.00	
Planchers – Dalles - Couvertures	Epais		
Dalle pleine en béton armé	Par cm	0.25	KN/m²
Planchers poutrelles et corps creux avec table de compression	12+4	2.5 à 2.6	
	16+4	2.75 à 2.85	
	20+4	3.10 à 3.30	
	25+5	3.60 à 4.00	
Poutrelles et corps creux sans table compression	16.00 20.00 24.00	2.20 à 2.30 2.60 à 2.80 2.90 à 3.10	KN/m²
Planchers poutrelles et corps en terre cuite avec table de compression	12+4 16+4 20+4 25+5	2.20 à 2.30 2.50 à 2.60 2.80 à 3.00 3.20 à 3.60	KN/m²
Poutrelles et corps en terre cuite sans table de compression	16.00 20.00 24.00	1.90 à 2.00 2.20 à 2.40 2.50 à 2.70	KN/m²
Planchers préfabriqués à dalles alvéolées (trous de petites dimensions	12.00 16.00 20.00 24.00	2.00 à 2.50 2.40 à 2.90 2.80 à 3.30 3.20 à 3.70	KN/m²

Toitures métalliques et légères (Descente charges)

Désignation	KN/m²
Tôle en zinc (y compris éléments fixation (Sans pannes))	0.25
Aluminium 8/10 (Eléments fixation (Sans pannes))	0.17
Acier inox y compris éléments fixation (Sans pannes)	0.25
Couvertures en ardoises	
Ardoises naturelles avec lattis et voligeage	0.28
Ardoises type amiante ciment avec lattis et voligeage	0.30
Couvertures en tuiles	
Tuiles mécaniques à emboitement y compris linteaux	0.35 à 0.45
Tuiles plates y compris linteaux	0.55 à 0.75

Tuiles canal y compris voligeage	0.40 à 0.60
Tuiles béton y compris supports	0.45 à 0.50
Couverture métallique autoportante	
Couverture autoportante non métallique	
Plaques ondulées amiante-ciment	0.17
Plaques profilées amiante-ciment sur support de tuiles canal y compris tuiles	0.40
Faux plafonds – Sous toitures	
Contre-plaqué par cm d'épaisseur	0.05
Panneaux de lin par cm d'épaisseur	0.04
Placoplâtre par cm d'épaisseur	0.09 à 0.10
Panneaux de paille compressée par cm d'épaisseur	0.03 à 0.05

Etanchéité et protection

Désignation	KN/m²
Asphalte coulé de 0.5cm d'épaisseur + 1.50 cm d'asphalté coulé sablé	0.50
Etanchéité multicouche avec feutre bitumé	0.10 à 0.15
Protection en tout venant d'oued	0.15 à 0.25
Protection dallettes coulées sur place par cm épaisseur	0.18 à 0.22
NOTA : Protection par chape de ciment – granito coulé ou carrelage : **Voir le tableau : Revêtements**	

Revêtements - (Descente charges)

Désignation	KN/m²
Chape en mortier de ciment par cm d'épaisseur	0.20
Dalle flottante en béton y compris sous couche par cm	0.22
Grés cérame mince format de 2x2 et 5x5 avec mortier pose	0.50
Grés cérame (9.0mm) format 10x10 avec mortier de pose	0.60
Dallage céramique ou pierre dure de 15 à 30mm	0.70 à 1.00
Carrelages ou dallages collés par cm d'épaisseur	0.20
Parquets de 23mm y compris lambourdes	0.25
Sols minces en plastique (Gerflex)	0.08

Enduits et Maçonnerie - (Descente charges)

Désignation	KN/m²
Enduit en plâtre par cm d'épaisseur	0.10
Enduit au mortier de liants hydrauliques par cm	0.18

Maçonnerie

Désignation	Epaisseur (cm)	KN/m²
Briques pleines	5.5 10.5 21.5 33.0	1.05 2.00 4.05 6.30
Briques creuses	5.00 10.0 15.0 20.0 25.0 30.0	0.45 0.90 1.30 1.75 2.15 2.60
Briques perforées	5.50 10.50 21.50 33.00	0.70 1.40 2.95 4.50
Blocs perforés	17.50 22.50 27.50	2.30 2.95 3.60
Parpaings pleins	5.00 10.0 15.0 20.0	1.05 2.10 3.15 4.20
Parpaings creux	5.00 10.0 15.0 20.0 25.0 30.0	0.65 1.35 2.00 2.70 3.25 3.85

ANNEXE III

Répartition de l'effort sismique aux éléments de contreventement

CAS DE TRANSLATION :

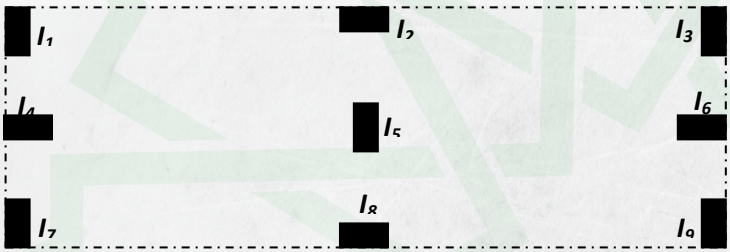


Figure 78a : Annexe III-Méthode calcul-Répartition en translation

1er cas : Translation : Centres de gravité et de torsion confondus ;
Excentricité : nulle

$e_X = e_Y = 0$

Hypothèses de base :

- Dalles indéformables dans leur plan-Plancher formant un diaphragme rigide dans le plan,ce qui amène un même déplacement (Δ) des têtes des poteaux participant au contreventement.
- Encastrement parfait à la base des poteaux (Pas de rotation en tête et en pied des poteaux.
- Inertie constante sur la hauteur d'étage

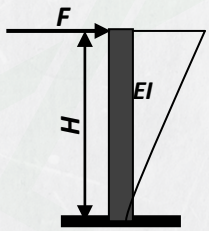


Figure 78b : Annexe III-Rigidité - Déplacement relatif en tête poteau

$$\Delta = \frac{FH^3}{3EI} \Rightarrow F = K\Delta \Rightarrow F = K.\frac{FH^3}{3EI} \Rightarrow K = \frac{3E}{H^3}I$$

Répartition de l'effort sismique d'étage : Ve

$$F_i = \frac{3E}{H^3} I_i$$

$$V_e = \sum F_i \Rightarrow F_1 + F_2 + \ldots\ldots + F_i$$

$$V_e = \frac{3E}{H^3}\left[I_1 + I_2 + \ldots.. I_i\right]$$

$$\left.\begin{array}{l} \dfrac{3E}{H^3} = \dfrac{V_e}{\sum I} \\ F_1 = \dfrac{3E}{H^3} I_1 \Rightarrow \dfrac{3E}{H^3} = \dfrac{F_1}{I_1} \end{array}\right\} \quad \frac{F_1}{I_1} = \frac{V_e}{\sum I_i} \Rightarrow F_1 = \frac{V_e}{\sum I_i} I_1 \qquad Fi = \frac{Ve}{\sum Ii} * Ii$$

ANNEXE IV

Repartition du moment de torsion : Effort repris par poteau

Tableau de répartition du moment de torsion repris par chaque poteau pour le séisme sens transversal : - 3ème niveau (Plancher Haut 2ème étage)

Poteaux	Ix	xi	Vty(T)	yi	Iy	Vty(T)
P1(A1)	1,0000	-15,0000	-0,084429	4,8000	1,0000	0,0270
P1(A2)	1,0000	-10,0000	-0,056286	4,8000	1,0000	0,0270
P1(A3)	1,0000	-5,0000	-0,028143	4,8000	1,0000	0,0270
P1(A4)	1,0000	0,0000	0,000000	4,8000	1,0000	0,0270
P1(A5)	1,0000	5,0000	0,028143	4,8000	1,0000	0,0270
P1(A6)	1,0000	10,0000	0,056286	4,8000	1,0000	0,0270
P1(A7)	1,0000	15,0000	0,084429	4,8000	1,0000	0,0270
P2(B1)	8,0000	-15,0000	-0,675428	1,8000	2,0000	0,0203
P2(B2)	8,0000	-10,0000	-0,450286	1,8000	2,0000	0,0203
P2(B3)	8,0000	-5,0000	-0,225143	1,8000	2,0000	0,0203
P2(B4)	8,0000	0,0000	0,000000	1,8000	2,0000	0,0203
P2(B5)	8,0000	5,0000	0,225143	1,8000	2,0000	0,0203
P2(B6)	8,0000	10,0000	0,450286	1,8000	2,0000	0,0203
P2(B7)	8,0000	15,0000	0,675428	1,8000	2,0000	0,0203
P2(C1)	8,0000	-15,0000	-0,675428	-4,2000	2,0000	-0,0473
P2(C2)	8,0000	-10,0000	-0,450286	-4,2000	2,0000	-0,0473
P2(C3)	8,0000	-5,0000	-0,225143	-4,2000	2,0000	-0,0473
P2(C4)	8,0000	0,0000	0,000000	-4,2000	2,0000	-0,0473
P2(C5)	8,0000	5,0000	0,225143	-4,2000	2,0000	-0,0473
P2(C6)	8,0000	10,0000	0,450286	-4,2000	2,0000	-0,0473
P2(C7)	8,0000	15,0000	0,675428	-4,2000	2,0000	-0,0473

Tableau de répartition du moment de torsion repris par chaque poteau pour le séisme sens transversal : - 4ème niveau (Plancher Haut 3ème étage)

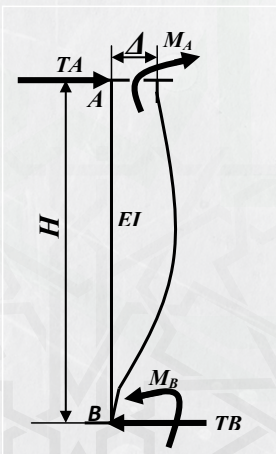
Poteaux	Ix	xi	Vty(T)	yi	Iy	Vty(T)
P1(A1)	1,0000	-15,0000	-0,079418	4,8000	1,0000	0,0254
P1(A2)	1,0000	-10,0000	-0,052945	4,8000	1,0000	0,0254
P1(A3)	1,0000	-5,0000	-0,026473	4,8000	1,0000	0,0254
P1(A4)	1,0000	0,0000	0,000000	4,8000	1,0000	0,0254
P1(A5)	1,0000	5,0000	0,026473	4,8000	1,0000	0,0254
P1(A6)	1,0000	10,0000	0,052945	4,8000	1,0000	0,0254

P1(A7)	1,0000	15,0000	0,079418	4,8000	1,0000	0,0254
P2(B1)	8,0000	-15,0000	-0,635342	1,8000	2,0000	0,0191
P2(B2)	8,0000	-10,0000	-0,423561	1,8000	2,0000	0,0191
P2(B3)	8,0000	-5,0000	-0,211781	1,8000	2,0000	0,0191
P2(B4)	8,0000	0,0000	0,000000	1,8000	2,0000	0,0191
P2(B5)	8,0000	5,0000	0,211781	1,8000	2,0000	0,0191
P2(B6)	8,0000	10,0000	0,423561	1,8000	2,0000	0,0191
P2(B7)	8,0000	15,0000	0,635342	1,8000	2,0000	0,0191
P2(C1)	8,0000	-15,0000	-0,635342	-4,2000	2,0000	-0,0445
P2(C2)	8,0000	-10,0000	-0,423561	-4,2000	2,0000	-0,0445
P2(C3)	8,0000	-5,0000	-0,211781	-4,2000	2,0000	-0,0445
P2(C4)	8,0000	0,0000	0,000000	-4,2000	2,0000	-0,0445
P2(C5)	8,0000	5,0000	0,211781	-4,2000	2,0000	-0,0445
P2(C6)	8,0000	10,0000	0,423561	-4,2000	2,0000	-0,0445
P2(C7)	8,0000	15,0000	0,635342	-4,2000	2,0000	-0,0445

ANNEXE V : VERIFICATION DES DEFORMATIONS – Article 8.4 RPS 2011 : (Méthode pour le calcul du déplacement relatif)

Calcul de déplacement latéral

Barre encastrée - Déplacement relatif (Δ) :



$$M(x) = T_A . x - M_A$$

Equation de la rotation :

$$\theta(x) = \frac{1}{EI}\int M(x)\,dx$$

$$\theta(x) = \frac{T_A}{2EI}x^2 - \frac{M_A}{EI}x + \theta_0$$

$$\theta(x) = \frac{T_A}{2EI}x^2 - \frac{M_A}{EI}x$$

Avec θ(x=0) = 0

Figure 78c : Annexe V -Méthode calcul - Déplacement relatif latéral - Poteau encastré

Equation de déformation :

$$f(x)=\int\theta(x)\,dx$$

$$f(x)=\frac{T_A}{6EI}x^3-\frac{M_A}{2EI}x^2+f_0 \qquad f(x)=\frac{T_A}{6EI}x^3-\frac{M_A}{2EI}x^2+\Delta$$

$$f(x=0)=\Delta \Rightarrow f_0=\Delta$$

Pour :

x=H : La rotation est nulle → $M_A=T_A*\frac{H}{2}$

x=H : Le déplacement est nul → $f(x=H)=0$

$$0=\frac{T_A}{6EI}H^3-\frac{M_A}{2EI}H^2+\Delta$$

D'où le déplacement relatif (Δ) est égal à : $\Delta=\frac{T_A H^3}{12EI}$

Formulation pour le calcul des flèches:

Pour le calcul du déplacement pour N niveaux et en considérant bien les relations donnant les moments statiques successifs, on obtient la formulation : $f_N=\left\{C_N^1 P_1+\sum_{E=2}^{N} C_N^E P_E\right\}\frac{H^3}{6EI_n}$

Où :

Pour le niveau N=1

$C_N^1=2+(N-1)$

c-2) Pour les niveaux supérieurs à N=1

$$C_N^E=C_N^1+C_N^{E-1}+\sum_{I=2}^{E}6(N-I=1)$$

Avec :

N : Niveau de calcul de la flèche

E : Variant de 1 à N pour déterminer l'effet de la charge PE au niveau de calcul N.

Remarque :

Si : (N-I+1)=0 on prendra : $C_N^E=C_N^1+C_N^{E-1}+1$

Les valeurs négatives de 6(N-I+1) ne sont pas prises en compte.

Le problème peut-il être traité manuellement,sans difficulté et sans avoir à tracer le diagramme des moments, ni à calculer des moments statiques.

En outre, cette formulation peut être introduite dans un petit programme qui fournirait les flèches totales et relatives.

Application

Tableau pour la détermination de la flèche pour 10 niveaux

Charges	Niv1	Niv2	Niv3	Niv4	Niv5	Niv6	Niv7	Niv8	Niv9	Niv10
P1	2	5	8	11	14	17	20	23	26	29
P2	5	16	28	40	52	64	76	88	100	112
P3	8	28	54	81	108	135	162	189	216	243
P4	11	40	81	128	176	224	272	320	368	416
P5	14	52	108	176	250	325	400	475	550	625
P6	17	64	135	224	325	432	540	648	756	864
P7	20	76	162	272	400	540	686	833	980	1127
P8	23	88	189	320	475	648	833	1024	1216	1408
P9	26	100	216	368	550	756	980	1216	1458	1701
P10	29	112	243	416	625	864	1127	1408	1701	2000

Remarque :

Tous les coefficients du tableau sont à multiplier par : $\frac{H^3}{6EIn}$