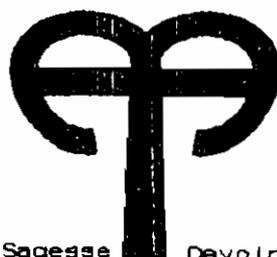


REPUBLIQUE DU SENEGAL

UNIVERSITE CHEIKH ANTA DIOP

ECOLE POLYTECHNIQUE DE THIES



DEPARTEMENT DU GENIE CIVIL

PROJET

GC.0166

DE

FIN D'ETUDES

en vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur de Conception

TITRE *ETUDE ET REALISATION DE TOITURE HYPAR DE TYPE
"HIPPED ROOF" EN BETON ARME*

AUTEURS : Latif ABDOULAYE
: Wilfried HOUETO

DIRECTEUR : M. Thomas AQUIN
Ing. M.Sc.A E.P.M CANADA

DATE : JUIN 1993

A mes parents

A mes frères

A ma soeur

A ma famille

A tous mes amis

A tous ceux qui me sont chers.

Wilfried

Latif

REMERCIEMENTS

Nous avons l'honneur de remercier sincèrement Monsieur Thomas AQUIN, notre directeur de projet, qui n'a ménagé aucun effort dans la réalisation de ce travail.

Nos remerciements vont également à tous les professeurs et techniciens de l'Ecole Polytechnique de Thiès.

Que chacun trouve ici l'expression de notre gratitude et franche reconnaissance.

SOMMAIRE

Cette étude se rapporte singulièrement aux voiles minces de type parabolöide hyperbolique ("hypar" dans le langage anglo-saxon) en forme de parapluie ("hipped roof").

L'ouvrage traite des toitures "hipped roof" depuis la conception jusqu'à la réalisation.

L'analyse structurale a été faite par le programme d'éléments finis IMAGES-3D sur lequel des tests ont été effectués au préalable.

Nous avons expérimenté la toiture en béton armé coulé sur place.

Une estimation budgétaire a été faite.

Des dispositions constructives émanant des résultats d'essais terminent la présente étude.

Les discussions et recommandations feront ressortir des suggestions pour l'étape de la vulgarisation de la présente forme de toiture.

LISTE DES ANNEXES

- A. Résultats d'analyse structurale
- B. - Table 1.22 de BARES
 - Schéma de ferrailage de la poutre de ceinture
 - Figure 1.3 :Evolution de la résistance en compression du béton en fonction du temps et des conditions de mûrissement.
 - Quelques vues des différentes étapes de construction.

LISTE DES FIGURES

<u>Figures</u>	<u>Page</u>
I-3.1 : Structure test d'éléments poutres et treillis ..	10
I-3.2 : Structure test d'élément membrane	12
II-2.1 : Courbe de fléchissement versus trame	28
II-2.2 : Courbe du moment fléchissant versus trame	29
II-2.3 : Courbe de l'effort tranchant versus trame	31
II-2.4 : Efforts dans les éléments poutres	33
II-2.5 : Efforts dans les éléments plaques	34
II-3.1 : Ferrailage pour coque (modèle)	39
II-3.2 : Ferrailage pour poutre de rive (modèle)	40
II-3.3 : Ferrailage pour poutre intérieure (modèle)	41
II-4.1 : Vues en plan et en élévation du modèle réduit ..	52
II-4.2 : Plan de coffrage	58
II-4.3 : Dispositions des armatures	60

TABLE DES NOTATIONS

fig	: figure
hypar	: désignation anglo-saxon du paraboloïde hyperbolique
max	: maximal, maximum
min	: minimal, minimum
ref	: référence, bibliographie
m	: mètre, unité de longueur
mm	: millimètre, unité de longueur
mm ²	: millimètre-carré, unité de section
N	: Newton, unité de force
KPa	: Kilo Pascal, unité de contrainte
MPa	: Méga Pascal, unité de contrainte
a, b	: dimensions d'un voile mince dans le plan, mm
f	: flèche de paraboloïde hyperbolique
k	: constante caractéristique d'un paraboloïde hyperbolique
h _f , t	: épaisseur de la dalle, mm
A _g	: section brute de béton, mm ²
A _s , A _{st}	: section d'armature, mm ²
M _x	: moment de flexion autour de l'axe x, N.m
M _y	: moment de flexion autour de l'axe y, N.m
M _z	: moment de flexion autour de l'axe z, N.m
M _f	: moment de flexion maximal, N.m
M _t	: moment de torsion maximal, N.m
T _{xy}	: contrainte de cisaillement maximale, N/mm ²
V _f	: effort tranchant, N
C	: effort de compression, N

F	: effort de traction, N
F_a	: tirant, N
d_z	: déplacement vertical, fléchissement suivant l'axe z
E	: module d'élasticité, MPa
μ	: coefficient de Poisson
f'_c	: résistance à la compression du béton, MPa
f_y	: limite élastique de l'armature, MPa
G	: module de cisaillement, MPa
$[K]$: matrice de rigidité de la structure
Tab	: table

LISTE DES TABLEAUX

<u>Tableau</u>	<u>Page</u>
I-3.1 Comparaison des réactions au point 1 (fig I-3.1)	11
I-3.2 Comparaison des efforts dans la poutre 1 (fig I-3.1).	
I-3.3 Comparaison des efforts dans l'élément treillis	12
I-3.4 Comparaison des réactions pour l'élément membrane ...	13
I-3.5 Comparaison des contraintes dans la membrane	
I-3.6 Comparaison des déplacements pour la membrane	
I-3.7 Comparaison des moments pour une plaque en flexion ..	15
I-3.8 Raffinement des moments pour une plaque en flexion ..	17

TABLE DES MATIERES

	Page
Remerciements	i
Sommaire	ii
Liste des annexes	iii
Liste des figures	iv
Liste des notations	v
Liste des tableaux	vii
Introduction	1
1ère Partie: Présentation du programme de calcul IMAGES-3D	
Chapitre 1: Procédure général de calcul par éléments finis	3
1.1 Idéalisaton et discrétisation de la structure	
1.2 Evaluation des propriétés des éléments .	
1.3 Résolution de la structure discrétisée .	
Chapitre 2: Aperçu général sur IMAGES-3D	5
Chapitre 3: Tests sur quelques cas de structures traitées par le programme de calcul	10
3.1 Exemple de calcul d'efforts dans des éléments poutres et treillis	
3.2 Exemple de calcul d'une membrane pure ..	12
3.3 Exemple d'une plaque en flexion	13
2ième Partie: Conception et réaligation du modèle réduit	
Chapitre 1: Rappel de quelques notions sur les hypars	18

Chapitre 2: Analyse structurale du modèle réduit ...	20
2.1 Paramètres d'entrée	
2.2 Cas de chargement	26
2.3 Convergence du modèle mathématique	27
2.4 Résultats d'analyse	33
Chapitre 3: Dimensionnement	38
3.1 Choix des armatures	
3.2 Combinaison de charges	41
3.3 Vérification des éléments de structure .	44
Chapitre 4: Réalisation	52
4.1 Béton utilisé.....	53
4.2 Coffrage	57
4.3 Disposition des armatures	59
4.4 Coulée du béton	60
4.5 Mûrissement du béton	61
4.6 Décoffrage	
Chapitre 5: Essais de charge	62
3ième Partie: Dispositions constructives pour le modèle en vraie grandeur	
Chapitre 1: Dimensionnement	65
Chapitre 2: Mise en oeuvre	66
Chapitre 3: Estimation budgétaire	69
Discussion et Recommandations	70
Conclusion	73
Bibliographie	74
Annexe A	
Annexe B	

INTRODUCTION

L'utilisation des voiles minces remonte à l'antiquité avec la construction des couvertures autoportantes, des basiliques et des cathédrales en génie civil et la construction navale en mécanique. Leur application dans les habitations économiques n'a pas connu un grand essor en Afrique en dépit des avantages structureaux offerts.

Dans le souci de vulgariser les structures spéciales que sont les voiles minces en Afrique, nous avons expérimenté les toitures "hypars" en forme de parapluie en béton armé.

Partant de l'étude théorique réalisée par Mr. Martial Missihoun dans son projet de fin d'étude intitulé "Calcul et Technologie des Voiles Minces, cas de dimensionnement en béton armé", et sur la base des résultats d'essais, nous avons formulé un ensemble de dispositions constructives.

L'étude est présentée en trois parties:

- la première partie est une présentation du programme de calcul IMAGES-3D: on y retrouve:
 - * en chapitre premier, la procédure générale de calcul par éléments finis;
 - * en chapitre 2, un aperçu général sur Images-3D et,
 - * en chapitre 3 quelques tests de validité sur ce dernier;
- la deuxième partie est intitulée: conception et réalisation du modèle réduit; elle est répartie en cinq chapitres:

- * le premier est un rappel des caractéristiques fondamentales des paraboloides hyperboliques;
 - * le deuxième chapitre traite de l'analyse structurale du modèle;
 - * le troisième chapitre en aborde le dimensionnement;
 - * le quatrième chapitre traite de sa réalisation.
 - * le cinquième chapitre aborde les essais de charge effectués sur le modèle;
- La troisième partie est intitulée: dispositions constructives pour le modèle en vraie grandeur; elle regroupe trois chapitres:
- * le premier intitulé dimensionnement, rassemble l'ensemble des paramètres de design pour le modèle en vraie grandeur;
 - * le deuxième intitulé mise en oeuvre, constitue une synthèse des dispositions pratiques inhérentes à la réalisation.
 - * le troisième chapitre constitue une estimation budgétaire d'une case 4 m x 4 m avec une toiture hyper.

1ère PARTIE:
PRESENTATION DU PROGRAMME DE
CALCUL IMAGES-3D

Elle comporte les trois étapes suivantes:

- idéalisation et discrétisation de la structure;
- évaluation des propriétés des éléments;
- résolution de la structure discrétisée.

1.1 Idéalisation et discrétisation de la structure

L'idéalisation est l'opération qui consiste à rattacher la structure réelle à un modèle connu de la mécanique des matériaux.

La discrétisation est l'opération qui consiste à sectionner fictivement la structure en éléments simples et à choisir le type de ces éléments.

1.2 Evaluation des propriétés des éléments

Les éléments finis sont reliés entre eux par des plans en trois (3) dimensions pour reconstituer la structure réelle. Pour ce faire, on s'efforce à respecter les conditions de compatibilité de déplacement et de définition de champ. Cette rubrique est présentée de manière détaillée dans la référence 1.

1.3 Résolution de la structure discrétisée

La méthode de résolution la plus utilisée est celle des déplacements. Elle permet d'obtenir des équations qui traduisent l'équilibre des noeuds: $\{F\} - [K]\{d\} = \{0\}$. $[K]$ est la matrice de rigidité de la structure, $\{F\}$ le vecteur forces appliquées et $\{d\}$ le vecteur déplacement. Une étude plus approfondie a été réalisée dans la référence 1. Toutefois,

nous rappelons ici les principales opérations de l'analyse:

- a) déterminer la matrice de rigidité de chaque élément dans un système propre à l'élément (système local);
- b) transformer la matrice du système local au système global relatif à la structure entière;
- c) superposer les matrices individuelles pour obtenir par assemblage la matrice de rigidité de la structure complète $[K]$;
- d) résoudre l'équation caractéristique $\{F\} - [K]\{d\} = \{0\}$.
- e) calculer les contraintes aux points désirés à partir des déplacements nodaux ainsi que les réactions aux appuis.

IMAGES-3D (Iterative Microcomputer Analysis of General Elastic Structures) est un programme d'analyse de structures par la méthode des éléments finis. En plus de la création et de la définition de la géométrie de la structure, il effectue pour cette dernière trois analyses: analyse statique, modale et dynamique.

Dépendamment du type de chargement que l'on a, on est appelé à choisir l'une des options ci-dessus citées.

Les différentes étapes d'une analyse sur IMAGES-3D peuvent se résumer en ces points:

- création/définition de la géométrie: dans cette partie, on est invité à:
 - * définir la géométrie;
 - * donner un titre au problème;
 - * définir les propriétés des matériaux;
 - * définir les noeuds (coordonnées x, y, z);
 - * définir les éléments (treillis, poutre, membrane, membrane + plaque en flexion, plaque en flexion)
 - * générer au besoin des noeuds et des éléments;
 - * définir les propriétés des sections;
 - * définir les restraints.
- analyse statique:
 - * définition des charges (concentrée, de gravité, d'inertie, etc);
 - * assemblage de la matrice de rigidité;

- * calcul des déplacements;
- * calcul des efforts, des contraintes et des réactions;

Il est important de mentionner ici que pour la résolution de l'équilibre statique $[K]\{d\} = \{F\}$, IMAGES-3D utilise un algorithme de colonne active pour stocker la matrice de rigidité $[K]$ sous forme compacte. Pour de grands systèmes, cette matrice est divisée en petits blocs. En vue de minimiser l'espace occupé, IMAGES-3D utilise une sous routine de renumérotation. La matrice de rigidité est décomposée sous forme triangulaire suivant la méthode de CHOLESKY, $[K] = [L][L]^T$ et les déplacements sont calculés en résolvant les équations:

$$[L]\{Y\} = \{F\}$$

et $[L]^T\{d\} = \{Y\}$ où

$\{Y\}$ est un vecteur auxiliaire.

Pour des systèmes non linéaires, la méthode de résolution utilisée est celle de NEWTON-RAPHTON résumée comme suit:

$$\{d\}^{i+1} = \{d\}^i + \{\delta d\}^i \text{ avec}$$

$$\{\delta d\}^i = [K_t(\{d\}^i)]^{-1} (\{F\} - P(\{d\}^i)) \text{ où}$$

$[K_t(\{d\}^i)]$ est la matrice de rigidité tangente à l'itération i ;

$\{d\}^i$, le vecteur déplacement nodal à l'itération i ;

$\{\delta d\}^i$, l'incrément de $\{d\}^i$;

$\{F\}$, le vecteur force appliquée et

$P(\{d\}^i)$, le vecteur force interne à l'étape i .

- analyse modale:

- * définition des forces;

- * assemblage de la matrice de rigidité;
- * calcul des fréquences et des modes propres représentatifs. Pour ce faire IMAGES-3D utilise le processus de tridiagonalisation sans condensation des masses avec les deux formulations suivantes: celle dite " Subspace Itération " ou celle de Lanczos. L'équation à résoudre lors d'une analyse modale est la suivante:

$$([K] - (w^2/g [W]) \{X\} = 0$$
 où
 - g est l'accélération de la gravité;
 - w, la fréquence;
 - [W], la matrice de masse;
 - {X}, le vecteur déformation.

- analyse dynamique:

* analyse dynamique ("time history analysis")

Elle n'est réalisée que si auparavant, l'analyse modale a été faite. L'analyse est faite par le processus de superposition des modes. Pour une charge dynamique donnée et sa fonction de temps définie sous forme de force ou d'accélération, le programme calcule la réponse transitoire de la structure en termes de déplacements nodaux, de vitesses, d'accélération, d'efforts et de contraintes.

L'équation à résoudre est la suivante:

$$[M]\{\ddot{u}(t)\} + [C]\{\dot{u}(t)\} + [K]\{u(t)\} = \{P(t,X,Y,Z)\}$$
 où,

[M] = matrice de masse

[C] = matrice d'amortissement

[K] = matrice de flexibilité

$\{P(t,X,Y,Z)\}$ = fonction de charge variable du temps

$\{u(t)\}$ = vecteur déplacement

$\{\dot{u}(t)\}$ = vecteur vitesse

$\{\ddot{u}(t)\}$ = vecteur accélération.

Mais, connaissant les modes, l'équation qui précède est découplée comme suit:

$$\ddot{a}_i(t) + 2\mu_i \omega_i \dot{a}_i(t) + \omega_i^2 a_i(t) = Q_i(t), \quad i = 1, \dots, m \quad \text{où}$$

μ_i est le rapport d'amortissement,

$$Q_i(t) = [\phi_i^T P(t)] / [\phi_i^T M \phi_i];$$

Ce nouvel ensemble d'équations détermine dans le temps les déplacements, les vitesses, et les accélérations qui sont retournés au système original. C'est alors que sont calculés les efforts et les contraintes dans la structure.

* analyse sismique:

L'analyse sismique n'est aussi faite que si les modes sont définis. Elle est basée sur la technique de superposition des modes comme l'analyse précédente.

Pour chaque mode, et suivant chacune des directions du système global (translation), le programme calcule un facteur de participation défini comme suit:

$$PF_{ij} = \{ \sum_{k=1}^n (X_{kj})_i W_{kj} \} / GW_i$$

i = mode , j = direction , k = noeud

n = nombre de noeuds

$(X_{kj})_i$ = composante du vecteur déformation pour le mode i correspondant au noeud k dans la direction j

W_{kj} = poids correspondant au noeud k dans la direction j

$GW_i = \{X\}_i^T [W] \{X\}$ = poids généralisé pour le mode i

avec

$[W]$ = matrice de poids

$[X]_i$ = vecteur déformation pour le mode i .

Le poids modal effectif du mode i dans la direction j se calcule dès lors comme suit:

$$EMW_{ij} = GW_i * PF_{ij} * PF_{ij}$$

La somme de cette grandeur permet de savoir si suffisamment de modes ont été pris en compte pour prédire de façon adéquate la réponse structurale.

Pour un spectre donné, IMAGES-3D calcule les déplacements nodaux et les accélérations dus au séisme. Une première étape consiste à trouver pour le mode i et dans la direction j les déplacements généralisés Q_{ij} définis par:

$$Q_{ij} = [PF_{ij} A_{ij} g] / w_i^2 \quad \text{où}$$

A_{ij} = accélération dans la direction j pour le mode i et pour le spectre donné.

Pour chaque mode, les déplacements suivants les directions X , Y , Z doivent être combinés pour en donner un déplacement global Q_{ic} . Ce sont ces déplacements qui seront stockés et utilisés pour le calcul des efforts et des contraintes.

Pour notre part, seule une analyse statique a été effectuée. Ainsi donc, tous les résultats d'analyse figurant dans cet ouvrage sont consécutifs à des sollicitations statiques.

TESTS SUR QUELQUES CAS DE STRUCTURES
TRAITEES PAR LE PROGRAMME DE CALCUL

Les logiciels qui nous sont soumis sont pour la plupart des boites noires dans lesquelles nous introduisons des données et il nous en sort des résultats. Or la norme nationale du CANADA (CAN3-A23.3-M84) pour le calcul des ouvrages en béton armé, permet en son article 19.2.3, l'utilisation des méthodes d'analyse expérimentale ou numérique lorsque l'on peut prouver que ces méthodes constituent un procédé de calcul sûr.

C'est dans cette optique que nous avons effectué des études comparatives sur quelques cas de structures vis à vis du logiciel de calcul, IMAGES-3D et des méthodes analytiques.

3.1 Exemple de calcul d'efforts dans des éléments poutre et treillis

a) Formulation

La structure étudiée est montrée ci-dessous (fig.I-3.1).

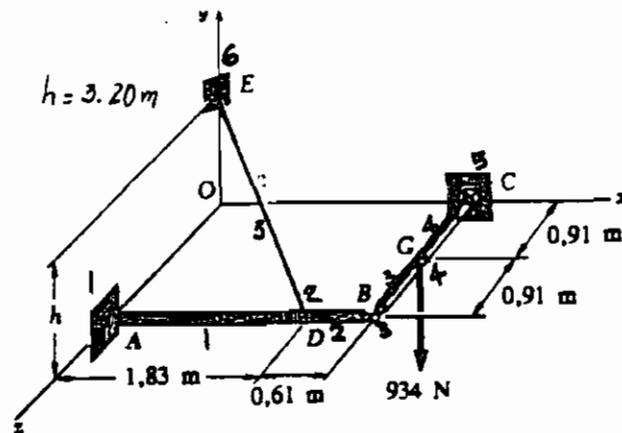


Figure I-3.1 Structure test munie d'éléments poutre et treillis

b) Etude comparative

Des résultats d'analyse, nous reconstituons le tableau comparatif suivant:

* Au niveau des réactions, au point 1 par exemple

Réactions (N)	Valeur théorique	Valeur IMAGES-3D	Différence (%)
Rx	356.1	356.1	0
Ry	155.7	155.7	0
Rz	88.5	88.5	0
Mx	0	0	-
My	0	0	-
Mz	0	0	-

Tableau I-3.1 Comparaison des réactions obtenues au point 1 de la structure de la figure I-3.1

* Au niveau des poutres, poutre n°4 par exemple

Efforts (N)	Valeur théorique	Valeur IMAGES-3D	Différence (%)
Fx	265.6	265.6	0
Fy	467	467	0
Fz	0	0	-
Mx	0	0	-
My	0	0	-
Mz	0	0	-

Tableau I-3.2 Comparaison des efforts dans la poutre n° 4 de la structure de la figure I-3.1

* Au niveau du treillis, réactions au noeud 6

Effort (N)	Valeur théorique	Valeur IMAGES-3D	Différence(%)
Tx	356.1	356.1	0
Ty	622.7	622.7	0
Tz	354.1	354.1	0
T	800.0	800.0	0

Tableau I-3.3 Comparaison des efforts dans l'élément treillis de la figure I-3.1

2.2.2 Exemple de calcul d'une membrane pure

a) Formulation

La structure étudiée est schématisée comme suit:

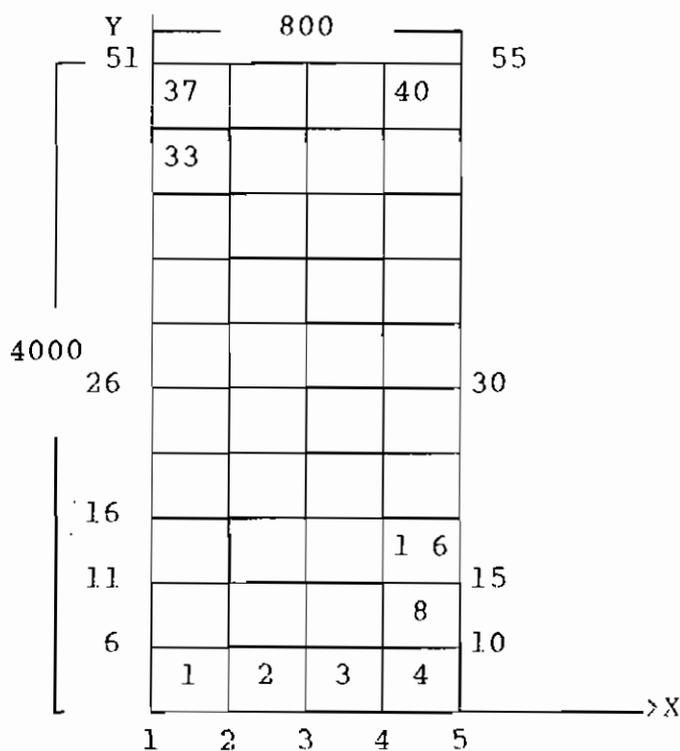


Figure I-3.2 Structure test d'élément membrane

Forces appliquées: suivant y, 8000 N aux noeuds 52, 53, 54. et 4000 N aux noeuds 51 et 55. Les dimensions de la plaque sont: $t = 40 \text{ mm}$, $L = 8000 \text{ mm}$, $l = 4000 \text{ mm}$. La structure est rotulée aux noeuds 1, 2, 3, 4, 5.

b) Etude comparative

* Au niveau des réactions, noeud n°3 par exemple

Réactions (N)	Valeur théorique	Valeur IMAGES-3D	Différence (%)
Rx	0	0	-
Ry	8000	8000	0
Rz	0	0	-
Mx	0	0	-
My	0	0	-
Mz	0	0	-

Tableau I-3.4. Comparaison des réactions pour l'élément membrane

* Au niveau des contraintes principales dans toutes les sections transversales

Sigma (MPa)	Valeur théorique	Valeur IMAGES-3D	Différence (%)
1	0	0	-
2	1	1	0

Tableau I-3.5 Comparaison des contraintes pour la membrane

* Au niveau des déplacements, translation suivant l'axe Y en mm

Noeuds	Valeur théorique	Valeur IMAGES-3D	Différence (%)
51---->55	0.160	0.160	0
26---->30	0.080	0.080	0
6---->10	0.016	0.016	0
1---->5	0	0	-

Tableau I-3.6 Comparaison des déplacements dans la membrane

2.2.3 Exemple d'une plaque en flexion

a) Formulation

Le test a été effectué sur une dalle rectangulaire en béton armé, simplement appuyée sur les quatre cotés. Les dimensions de la dalle sont les suivantes: épaisseur $h = 175$ mm, longueur $b = 5000$ mm la largeur $a = 4000$ mm, le module d'élasticité du béton $E = 25000$ N/mm² et le coefficient de poisson $\mu = 0.15$. La structure est symétrique, symétriquement chargée; il suffit d'en étudier le quart. Seul le poids propre a été pris en considération comme chargement. Le maillage utilisé (IMAGES-3D) est une trame de 4x4.

Les résultats fournis par IMAGES-3D ont été comparés à ceux calculés à partir des tables de BARES (Tab 1.22 Annexe 2).

b) Etude comparative

1) Notation

q = charge surfacique en N/mm²

Φ = rapport de la largeur de dalle à sa longueur

w_i = flèche de la structure au point i en mm

M_{xi} = moment dans la direction x au point i (BARES),

= moment autour de l'axe y au point i (IMAGES-3D) en N.m / m

M_{yj} = moment dans la direction y au point j (BARES),

= moment autour l'axe x au point i (IMAGES) en N.m / m

k_i = coefficient fourni par la table de BARES pour les flèches

t_i = coefficient fourni par la table de BARES pour les moments

M_x

c_j = coefficient fourni par la table de BARES pour les moments

M_y

2) Formules

$$w_i = k_i * q * a^4 / E * h^3$$

$$M_{xi} = t_i * q * a^2$$

$$M_{xj} = c_j * q * b^2$$

NOTE Les numérotations utilisées ne sont pas identiques. Les correspondances sont les suivantes:

Numéros Table 1.22 de BARES	Correspondance IMAGES-3D
1	9
2	8
4	6
5	5

3) Tableau comparatif

		Valeur (Bares)	Valeur IMAGES-3D	Différence (%)
Flèche (mm)	w1	0.557	0.547	1.8
	w2	0.401	0.388	3.2
	w4	0.412	0.391	5.1
	w5	0.300	0.278	7.3
Moment (N.mm)	Mx1	4028	3990	1
	Mx2	3197	3194	0
	Mx 4	2973	2812	5.4
	Mx5	2400	2308	3.8
	My1	2771	2690	2.9
	My2	2009	1886	6.1
	My4	2431	2484	2.2
	My5	1782	1790	0.5

Tableau I-3.7 Comparaison des moments pour une plaque en flexion

Exemple de calcul

Valeurs théoriques

Pour un béton de densité $d = 23450 \text{ N/m}^3$, on a :

$$q = 23450 \text{ N/m}^3 * 0.175 \text{ m} = 4120 \text{ N/m}^2 = 0.00412 \text{ N/mm}^2$$

Au point n°1

$\Phi = a / b = 4000 / 5000 = 0.8$ et $\mu = 0.15$; sur la table 1.22 de BARES, on lit $k_1 = 0.0708$, $t_1 = 0.0611$, $c_1 = 0.0269$.

$$w_1 = k_1 * q * a^4 / E * h^3$$

alors, $w_1 = 0.0708 * 0.00412 * 4000^4 / 25000 * 1753^3 = 0.557 \text{ mm}$

$$M_{x1} = t_1 * q * a^2 = 0.0611 * 0.00412 * 4000^2 = 4028 \text{ N.m/m}$$

$$M_{y1} = c_1 * q * b^2 = 0.0269 * 0.00412 * 5000^2 = 2771 \text{ N.m/m}$$

Valeurs issues de IMAGES-3D

Les flèches sont lues directement sur les résultats.

Les moments sont en N.m. Nous les rapportons au mètre linéaire. Ainsi au noeud n°9, on lit: $M_y = 2494 \text{ N.m}$ et $M_x = 1345 \text{ N.m}$; ses longueur et largeur tributaires sont respectivement 0.625 m ($5000/8$) et 0.500 m ($4000/8$). Au mètre linéaire, nous avons :

$$M_y = 2494 / 0.625 = 3990 \text{ N.m/m}$$

et

$$M_x = 1345 / 0.500 = 2690 \text{ N.m/m}$$

c) Raffinement de la solution obtenue par

IMAGES-3D

Il est évident que plus le maillage est grand c'est à dire les éléments beaucoup plus petits, plus l'on devrait se rapprocher des valeurs réelles des efforts et des déplacements dans la structure. On parle alors de convergence.

Le tableau qui suit illustre parfaitement cette convergence.

Une trame de 8×8 a été analysée et les correspondances entre

les numérotations sont les suivantes.

n° table 1.22 de Bares	n°IMAGES-3D trame 4x4	n°IMAGES-3D trame 8x8
1	9	25
2	8	3
4	6	15
5	5	13

Tableau relatif au raffinement

		Table Bares	IMAGES-3D trame 4x4	IMAGES-3D trame 8x8
Flèche (mm)	w1	0.557	0.547	0.557
	w2	0.401	0.388	0.399
	w3	0.412	0.391	0.406
	w4	0.300	0.278	0.292
Moment (N.mm)	Mx1	4028	3990	4019
	Mx2	3197	3194	3194
	Mx4	2973	2812	2933
	Mx5	2400	2308	2383
	My1	2771	2690	2740
	My2	2009	1886	1981
	My4	2431	2484	2436
	My5	1782	1790	1784

Tableau I-3.8 Raffinement de la solution obtenue par IMAGES-3D pour la plaque en flexion

Une analyse minutieuse des tableaux ci-dessus confectionnés nous permet de dire que le programme de calcul IMAGES-3D constitue un procédé de calcul sûr. Et ceci en utilisant un maillage rudimentaire. Nous l'utilisons donc pour l'analyse structurale de la présente étude.

2ème PARTIE :
CONCEPTION ET REALISATION DU
MODELE REDUIT

RAPPEL DE QUELQUES NOTIONS SUR LES HYPARS

Dans les constructions de toitures l'intérêt porté aux hypars est dû au fait qu'ils présentent plusieurs avantages à savoir:

- Economie de matériaux de construction,
- simplicité structurale,
- caractère esthétique.
- permet de couvrir des surfaces nécessitant de grands dégagements entre appuis dans toutes les directions comme les garages, les entrepôts, etc...

Définition de la surface

La double courbure que présente la surface de l'hypar est définie de deux manières : soit comme une surface de translation, soit comme un parallélogramme gauche. Dans le premier cas la surface se présente comme le mouvement d'une parabole verticale ayant une courbure vers le haut sur une autre parabole dont la concavité est tournée vers le bas (Voir Figure)

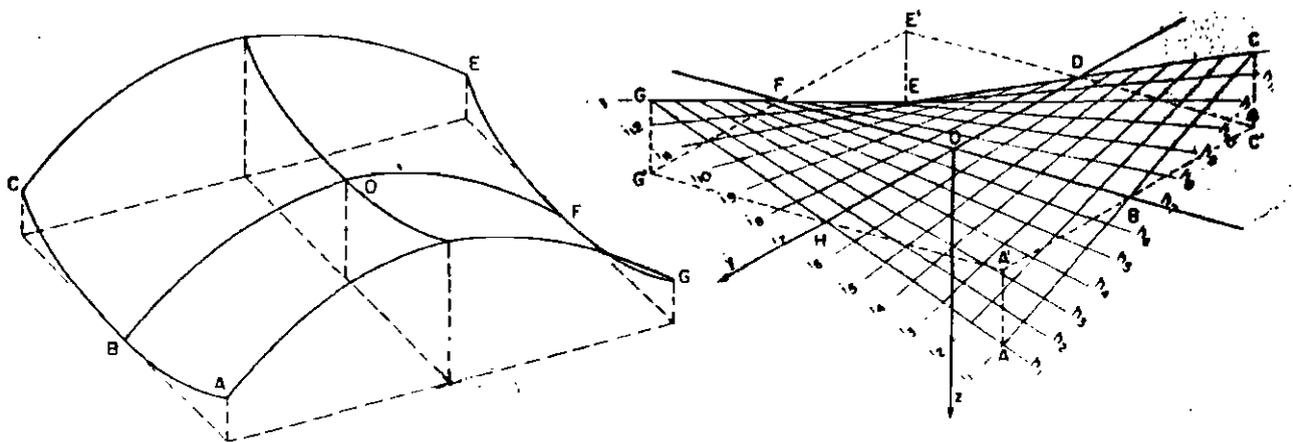


Fig. 2. Surface definitions.

Forme structurale

L'hyperboloïde fait partie d'une variété de formes engendrées par la surface définie plus haut. En considérant la figure de la page précédente nous remarquons que les lignes de la crête sont horizontales et forment une croix. La toiture s'incline vers le bas à chaque coin sur des poteaux.

Construction

Bien que la double courbure de la surface donne une apparence compliquée l'hyperboloïde reste une forme simple d'autant plus que la surface est définie par l'intersection de deux systèmes de lignes droites.

Par ailleurs les contraintes sont faibles dans les toitures hyperboloïdes d'où nous n'aurons besoin que d'un minimum d'épaisseur de béton.

Géométrie

Dans un repère orthogonal $Oxyz$ l'équation des hyperboloïdes est de la forme $z=kxy$.

Pour ce qui est des détails sur l'équation, voir référence 1.

ANALYSE STRUCTURALE DU MODELE REDUIT

Nous avons choisi le programme d'analyse structurale IMAGES-3D non pas parce qu'il n'existe pas des méthodes analytiques d'analyse, mais parce que celle dont nous disposons ne décrit pas exactement le modèle réalisé.

En effet, nous disposons de formules toutes faites dans le manuel " HANDBOOK OF CONCRETE ENGINEERING " pour le calcul des efforts dans les toitures hypars de type "hipped roof" soutenues aux quatre coins par des colonnes tandis que notre modèle est supporté sur toute sa périphérie. Les conditions de rive ne sont donc pas identiques.

2.1 Paramètres d'entrée

a) Dimensions de la toiture

Le modèle réduit est en demie grandeur. Les dimensions du modèle en vraie grandeur étant de 4000 mm x 4000 mm (Réf.1), celles du modèle réduit sont d'environ 2000 mm x 2000 mm. Pour des contraintes de constructions, nous avons choisi des dimensions de 2200 mm x 2200 mm en plan. Cependant, les dimensions nettes de la dalle au nu des appuis sont de 1940 mm x 1940 mm.

b) Epaisseur de la dalle,

D'après l'article 12.11.2.1 du CAN3-A23.3-M84, l'enrobage minimal dans le cas des voiles minces est de 15 mm. En utilisant des barres de 3 mm, on devrait avoir une épaisseur minimale t égale à $2 * 15 + 3 = 33$ mm. Aussi, l'épaisseur de dalle choisie pour le modèle en vraie grandeur en tenant compte

du même article est de 50 mm (Réf.1). En demie grandeur, on a $t = 25$ mm. Dans le souci de ne pas trop s'écarter des deux valeurs ci-dessus mentionnées et pour des raisons du fini de la dalle, le choix de l'épaisseur s'est porté sur $t \approx 30$ mm.

c) Flèche f

Pour assurer un bon bétonnage, une pente pas trop grande est recommandée. Il s'est avéré qu'une pente de 40% constitue un maximum pour amenuiser le ressuage qui est sans doute la plus grande menace à laquelle est sujette le béton lors de sa coulée. Appliquée au modèle réduit, cette pente nous impose alors une dénivelée maximale f égale à $40\% * C$ où C est le côté de l'hypar. Ainsi, $f = 970 * 0.4 = 388$ mm qu'on arrondit à 390 mm. D'où $f \approx 390$ mm.

d) Section des poutres

Dans les voiles minces, les efforts de flexion à transmettre ne sont pas très importants.

Ainsi, pour les poutres de rive, on préconise une section de $150 \times 150 \text{ mm}^2$ pour le modèle en vraie grandeur. Ces dimensions tiennent compte de la largeur du mur d'assise (les agglos). Pour une section de 22500 mm^2 en vraie grandeur correspond une section de 5625 mm^2 pour le modèle réduit. Le mur d'assise a pour largeur 140 mm. Il suit que la profondeur de la poutre devrait être égale à 40 mm. Seulement pour des contraintes de construction, nous arrivons en définitive à une profondeur de 107 mm. La section de la poutre de rive considérée est de $140 \times 107 \text{ mm}^2$.

Quant aux poutres intérieures, il est prévu une section de $100 \times 100 \text{ mm}^2$ en vraie grandeur. La demie grandeur de cette dernière est évaluée à 2500 mm^2 , soit une section carrée de $50 \times 50 \text{ mm}^2$ environ. Pour avoir un beau fini, nous avons dû ajuster la partie centrale de la toiture. Les dimensions de la poutre se sont retrouvées légèrement augmentées. En lieu et place de $50 \text{ mm} \times 50 \text{ mm}$, nous avons mesuré $70 \text{ mm} \times 85 \text{ mm}$. La section entière de la poutre est en définitive $70 \times 85 \text{ mm}^2$.

e) Le module d'élasticité E et le coefficient de poisson μ

Nous utilisons ici les valeurs usuelles fournies pour le béton armé: $E = 25000 \text{ MPa}$ et $\mu = 0.18$. On considère la section de béton non fissurée comme il l'est indiqué à l'article 19.2.1 de la référence 2.

f) Evaluation des sections des poutres et des moments d'inertie requis par le programme IMAGES-3D.

IMAGES-3D évalue le poids propre de la dalle en fonction des dimensions de cette dernière qui lui sont fournies à savoir, le côté et l'épaisseur ainsi que les moments d'inertie des éléments plaques. Pour éviter de dédoubler des données, nous lui fournissons par déduction les valeurs complémentaires aussi bien en terme de sections que de moments d'inertie.

Ainsi donc, pour la poutre de rive considérée comme une poutre en " Γ " montrée ci-dessous les données suivantes ont été fournies:

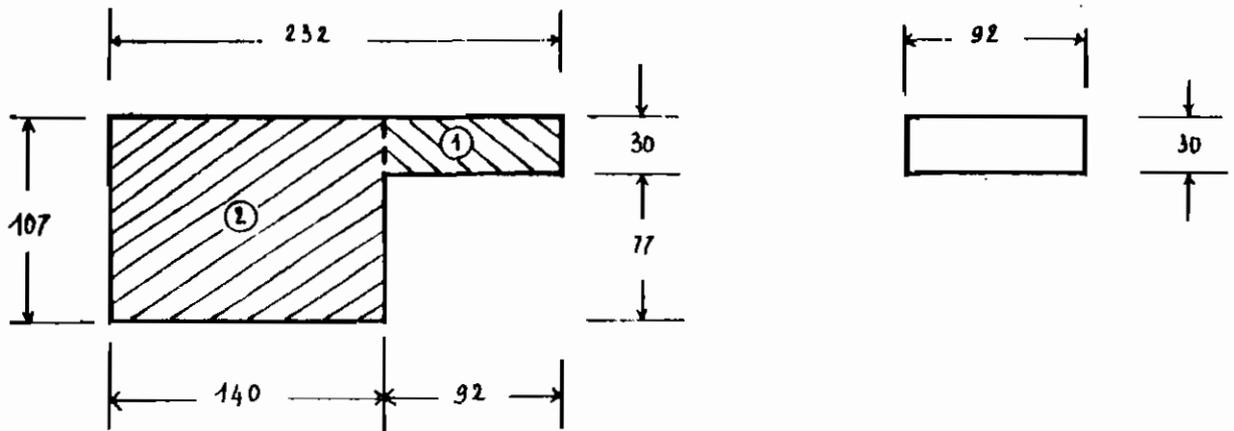
* Choix de la table de compression

La référence 2, en son article 8.10.3 exige que la largeur utile du porte-à-faux des poutres dont la table ne déborde que d'un seul côté ne soit pas supérieure à:

a) $1/12$ de la portée de la poutre = $1/12 * 2334.2 = 194.5$ mm

b) 6 fois l'épaisseur de la dalle = $6 * 30 = 180$ mm

Il vient que la largeur utile reste inférieure à $(180 + 140)$ soit 320 mm. Nous avons choisi $b = 232$ mm.



Section: $107 * 140 = 14980$ mm² # 15000 mm².

Moments d'inertie:

autour de l'axe z

pour la poutre en " Γ ", $I_{\Gamma} = 1.8E7$ mm⁴

pour la portion de dalle, $I_d = 0.02E7$ mm⁴

$I_{zz} = (1.8 - 0.02)E7$ mm⁴ # $1.8E7$ mm⁴

$I_{zz} = 1.8E7$ mm⁴.

autour de l'axe y

pour la poutre en " I ", $I_I = 5.8E7 \text{ mm}^4$

pour la portion de dalle, $I_d = 0.2E7 \text{ mm}^4$

$$I_{yy} = (5.8 - 0.2)E7 \text{ mm}^4 = 5.6E7 \text{ mm}^4.$$

$$\underline{I_{yy} = 5.6E7 \text{ mm}^4.}$$

Quant aux poutres intérieures, considérées comme des poutres en " T " dont la section est montrée ci-dessous, les données suivantes ont été fournies:

* Choix de la table de compression

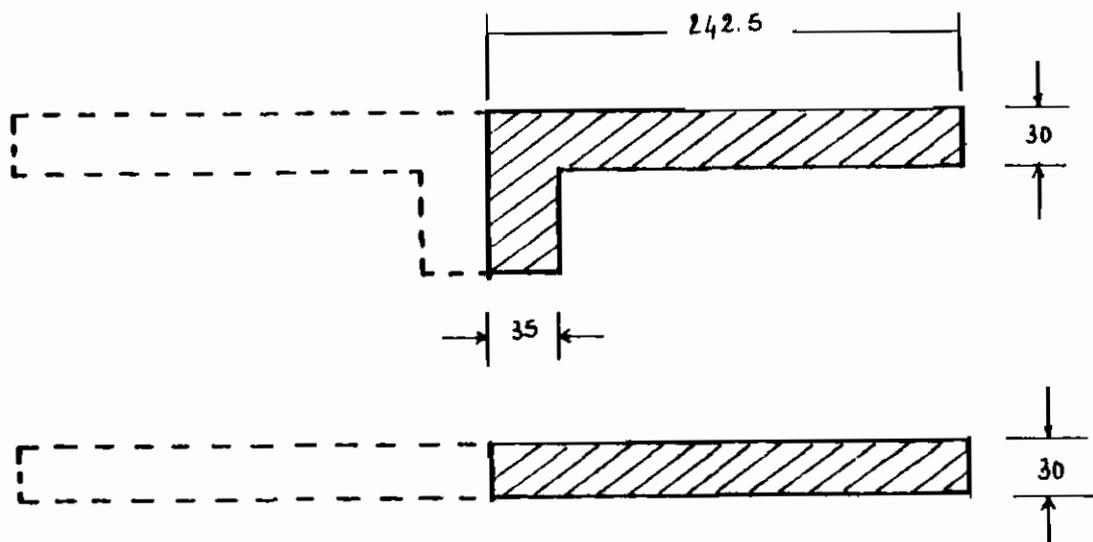
La référence 2 en son article 8.10.2 exige que la largeur utile b à retenir pour le calcul d'une poutre symétrique en T ne soit pas supérieure à 0.4 de la portée d'une poutre simple et, le porte-à-faux de la table de part et d'autre de l'âme ne soit pas supérieur à 12 fois l'épaisseur de la dalle.

$$0.4 * \text{portée} = 0.4 * 1940 \text{ mm} = 776 \text{ mm}$$

$$12 * h_f = 12 * 30 = 360 \text{ mm}$$

Nous avons $b = 485 \text{ mm}$. La largeur du porte-à-faux est:

$(485 - 70)/2$ qui est égal à 207.5 mm , inférieure à 360 mm.



Demie Section: 35 * 55 = 1925 mm²; Section : 2 * 1925 = 3850 mm²

Moments d'inertie:

autour de l'axe z

pour la poutre en " T ", $I_T = 7.56E6 \text{ mm}^4$

pour la portion de dalle, $I_d = 1.12E6 \text{ mm}^4$

$I_{zz} = (7.56 - 1.12)E6 \text{ mm}^4 = 6.4E6 \text{ mm}^4$

$I_{zz} = 6.4E6 \text{ mm}^4$

Pour une demie section, $I_{zz} = 3.2E6 \text{ mm}^4$

autour de l'axe y

$I_{yy} = 1.6E6 \text{ mm}^4$

Pour une demie section, $I_{yy} = 1.32E7 \text{ mm}^4$

g) Choix des autres paramètres requis par le programme

Ils concernent exclusivement les poutres. Dans cette rubrique, toutes les sections de poutres sont considérées comme rectangulaires telles que mentionnées au paragraphe d) .

* La constante de torsion J

Elle est donnée pour les sections minces rectangulaires par la formule: $J = (1/3) * b * t^3$ où, t est la petite dimension et b la grande dimension. Ainsi, nous avons obtenu:

- pour les poutres de rive, $J = (1/3) * 140 * 107^3 = 5.72E7 \text{ mm}^4$

$J = 5.72E7 \text{ mm}^4$

- pour les poutres intérieures:

à section entière, $J = (1/3) * 70 * 55^3 = 3.88E6 \text{ mm}^4$

$J = 3.88E6 \text{ mm}^4$

à demie section, $J = (1/3) * 55 * 35^3 = 7.86E5 \text{ mm}^4$

$J = 7.86E5 \text{ mm}^4$

* Distance de la fibre extrême à l'axe neutre pour la flexion autour des axes y et z C_y et C_z

Pour les poutres de rive, $C_y = 70 \text{ mm}$ et $C_z = 53.5 \text{ mm}$

Quant aux poutres intérieures:

sur la section entière, on a $C_y = 35 \text{ mm}$ et $C_z = 27.5 \text{ mm}$

sur la demie section, on a $C_y = 17.5 \text{ mm}$ et $C_z = 27.5 \text{ mm}$

* Facteurs SF_y et SF_z pour tenir compte des déformations dues au cisaillement

Pour des sections rectangulaires, on recommande:

$$SF_y = SF_z = 1.2 \text{ (Réf 6).}$$

* Facteurs SSF_y et SSF_z pour calculer le cisaillement maximum

On recommande de prendre pour des poutres rectangulaires la valeur suivante: $SSF_y = SSF_z = 1.5$ (Réf.6). Le programme calcule le cisaillement maximum de la manière suivante:

$$\text{suivant l'axe y, } V_{\max} = V_y * SSF_y / A$$

$$\text{suivant l'axe z, } V_{\max} = V_z * SSF_z / A \text{ où A est la section de}$$

poutre.

2.2 Cas de chargement

Nous avons simulé quatre (4) cas de chargement:

- 1) la charge de gravité: c'est le poids propre de la toiture, la charge permanente.
- 2) une surcharge uniforme de 1 KPa sur la toiture;
- 3) une surcharge concentrée unitaire (1 KN) au centre de la toiture;
- 4) une surcharge concentrée unitaire (1 KN) au milieu d'un panneau de la toiture.

Pour les trois premiers cas de chargement, la structure symétrique est symétriquement chargée; on s'est contenté d'en étudier le quart. Quant au dernier cas de chargement, la sollicitation est débalançée; toute la structure a été analysée à cet effet.

2.3 Convergence du modèle mathématique et choix du maillage

S'il est clair que l'amenuisement du maillage fournit des résultats plus précis, il n'en demeure pas moins que nous ne devons systématiquement recourir à une pléthore de mailles d'autant plus qu'à partir d'un maillage donné, l'erreur relative que l'on commet est inférieure à 10% : on parle à ce moment de convergence du modèle. C'est justement le maillage en question que nous nous sommes permis de rechercher à travers les pages qui suivent. Pour ce faire, nous avons analysé la structure sous les cas de chargement 1) et 3) pour des maillages de 4x4, 6x6, 8x8, 10x10, et 16x16. Ce qui correspond pour un panneau aux trames 2x2, 3x3, 4x4, 5x5 et 8x8. Puis nous avons tracé les graphiques du fléchissement, du cisaillement et du moment fléchissant versus trame.

2.3.1 Courbe de fléchissement versus trame

Elle montre les variations du fléchissement au milieu de la dalle.

(Voir page suivante.)

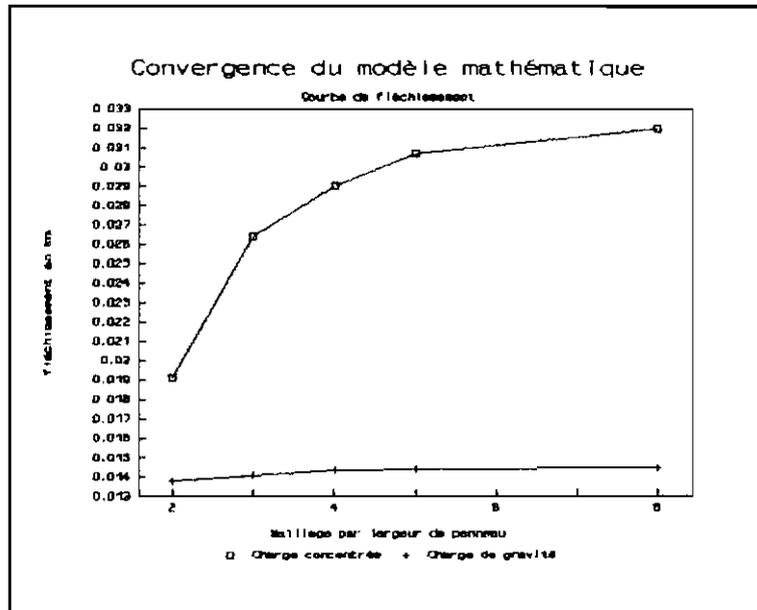


Figure II-2.1 Courbe de fléchissement versus trame

Remarque

Pour une trame de 8x8, la courbe tend déjà vers une asymptote horizontale. Une comparaison rapide du fléchissement obtenu pour une trame de 4x4 fait ressortir:

- pour la charge de gravité, une erreur relative de 3% et
- pour la charge concentrée au milieu de la structure, une erreur de 10% par rapport à la trame 8x8.

2.3.2 Courbe du moment fléchissant versus trame

Elle montre les variations du moment fléchissant au milieu de la structure. (Voir page suivante)

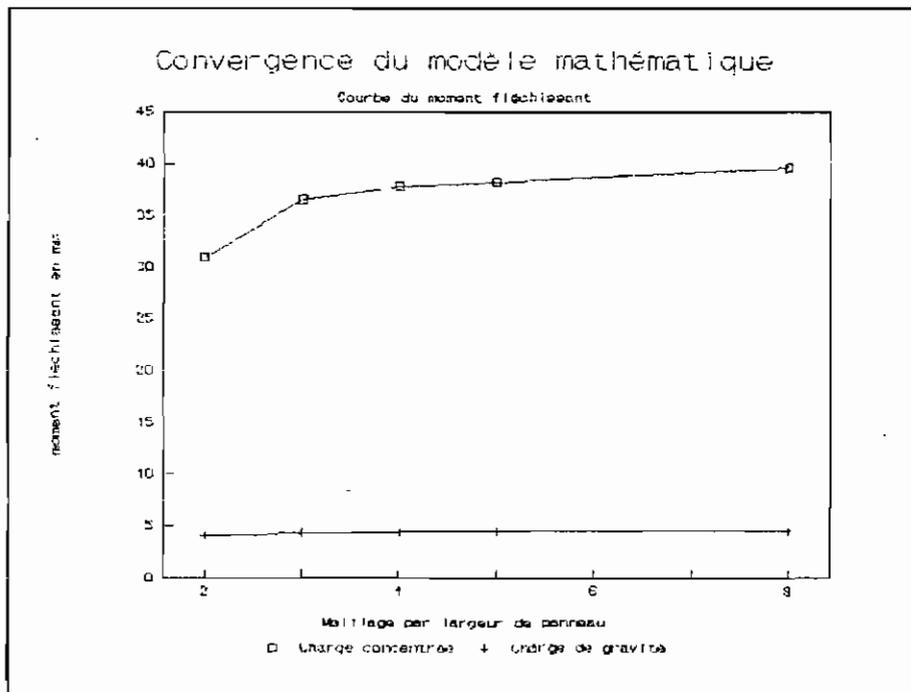


Figure II-2.2 Courbe du moment fléchissant versus trame

Exemple de calcul

Les valeurs de moments au centre de la dalle sur une section en T sont obtenus par addition du moment transmis par la dalle jusqu'à concurrence de la table b ($b = 242.5$ mm pour un panneau) et celui transmis par la poutre adjacente.

Dans le cas d'une trame de 4x4, la section de poutre en T reprend les efforts des noeuds 24 et 25. L'élément dalle qui transmet de moment aux noeuds 24 et 25 est la plaque n° 16. Quant à la poutre adjacente, c'est la poutre 12. Ainsi donc, nous avons les résultats suivants:

- pour une charge concentrée de 4 KN au milieu de la toiture soit 1 KN sur chaque panneau:
- * moment transmis par la plaque 16 au noeud 25 = 47020 N.mm
- * moment transmis par la plaque 16 au noeud 24 = 22880 N.mm

* moment transmis par la poutre 12 au noeud 25 = 81260 N.mm
au total,

$$M_f = 47020 + 22880 + 81260 = 151160 \text{ N.mm} = 151.2 \text{ N.m}$$

Pour une charge de 250 N au noeud 25 pour un panneau,

$$M_f = 151.2 / 4 = 37.8 \text{ N.m} , \quad \underline{M_f} = \underline{37.8 \text{ N.m}}$$

- pour la charge de gravité:

* moment transmis par la plaque 16 au noeud 25 = 551.5 N.mm

* moment transmis par la plaque 16 au noeud 24 = 209.6 N.mm

* moment transmis par la poutre 12 au noeud 25 = 3638.0 N.mm

au total,

$$\underline{M_f} = \underline{4.4 \text{ N.m}} .$$

Remarque

L'erreur relative sur les moments pour une trame de 4x4 est de 5% par rapport à la trame 8x8 aussi bien pour la charge de gravité que pour la charge concentrée.

2.3.3 Courbe de l'effort tranchant vertical versus trame

Elle montre les variations de l'effort tranchant vertical. à l'extrémité de la nervure centrale. L'effort tranchant est obtenu en prenant l'intensité de la résultante des réactions s'exerçant sur la section critique (section en T, à l'intersection de la nervure centrale et de la poutre de rive). (Voir page suivante).

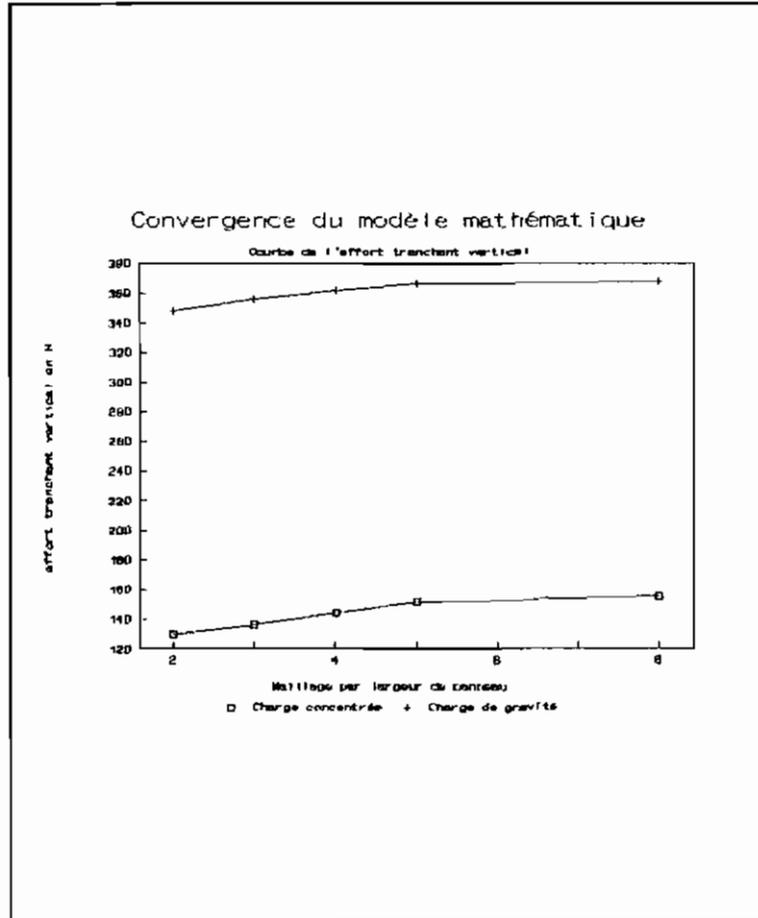
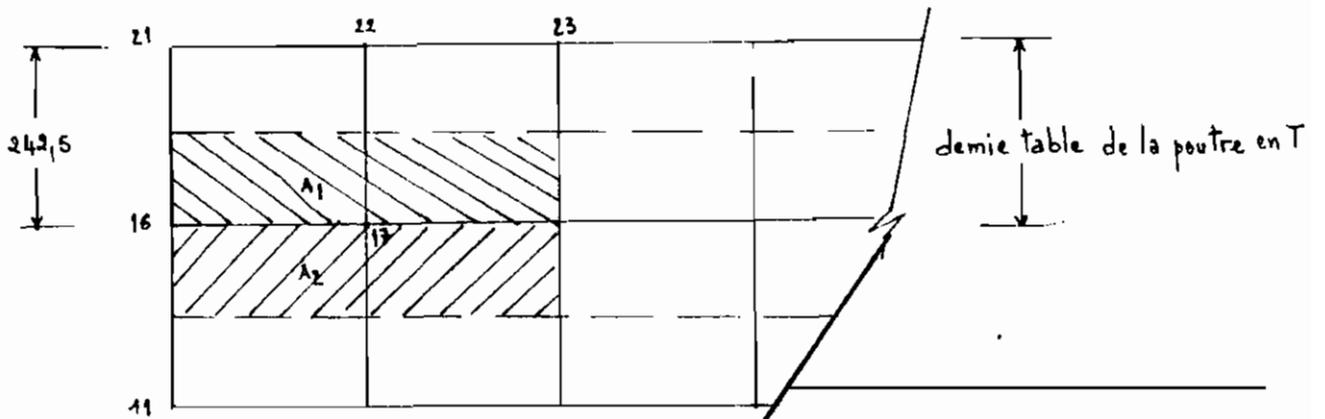


Figure II-2.3 Courbe de l'effort tranchant vertical versus trame
Exemple de calcul

Nous calculons ici pour un maillage de 4x4, le cisaillement à l'extrémité de la nervure centrale dû à la charge de gravité et à la charge concentrée.

coupe de dalle



- pour la charge de gravité

$$\text{réaction au noeud 21} = 294.7 \text{ N}$$

réaction au noeud 16 = 135 N : elle est conséquente aux sollicitations des surfaces tributaires A_1 et A_2 qui peuvent être prises comme égales. On se permet alors d'imputer la moitié de la réaction au noeud 16 à la section de poutre concernée, soit $135 / 2 = 67.5 \text{ N}$.

Nous obtenons en définitive comme effort tranchant vertical

$$V = 294.7 + 67.5 = 362.2 \text{ N} ; \quad \underline{V} \underline{=} \underline{362.2 \text{ N}}$$

- pour la charge concentrée de 1 KN au centre de la de la structure

$$\text{réaction au noeud 21} = 561.3 / 4 = 140.33 \text{ N}$$

$$\text{réaction au noeud 16} = 0.5 * 31.51 / 4 = 3.94 \text{ N}$$

$$\text{au total, } V = 140.33 + 3.94 = 144.3 \text{ N} ; \quad \underline{V} \underline{=} \underline{144.3 \text{ N}}$$

Remarque

Les variations cessent d'être prononcées avec une trame de 8x8. C'est dire qu'on tend vers une asymptote horizontale. En effet, les erreurs relatives obtenues pour la trame 4x4 sont de 2.7% pour la charge de gravité et de 9% pour la charge concentrée.

Il ressort de tout ce qui précède que les erreurs que l'on commet sur les efforts dans la structure sont inférieures à 10% si l'on considère un maillage de 4x4 pour le quart de panneau soit un 8x8 pour toute la structure. Ceci par rapport à un maillage de 8x8 pour le quart ou de 16x16 pour toute la structure.

La précision étant suffisante avec un maillage de 4x4 par panneau, nous avons analysé notre structure avec ce dernier.

2.4 Résultats d'analyse

Nous présentons en annexe 1 les résultats à trois (3) cas de chargement: la charge de gravité, la surcharge de 1KN au milieu de la structure et la surcharge de 1 KN au milieu d'un panneau de la structure. Les efforts dûs à la surcharge uniforme de 1 KPa se déduisent de ceux consécutifs à la charge de gravité.

Pour chaque cas de charge, nous pouvons lire:

- les déplacements nodaux;
- les efforts dans les poutres;
- les contraintes dans les éléments plaques et
- les réactions aux appuis.

2.4.1 Conventions de signes

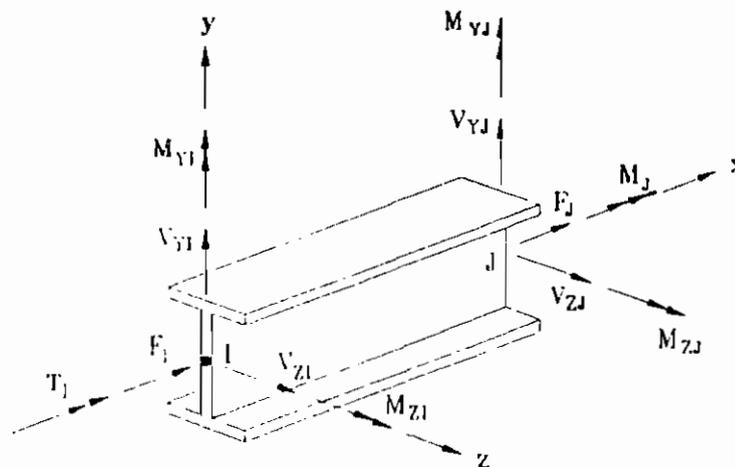


Figure II-2.4 Efforts dans les éléments poutres

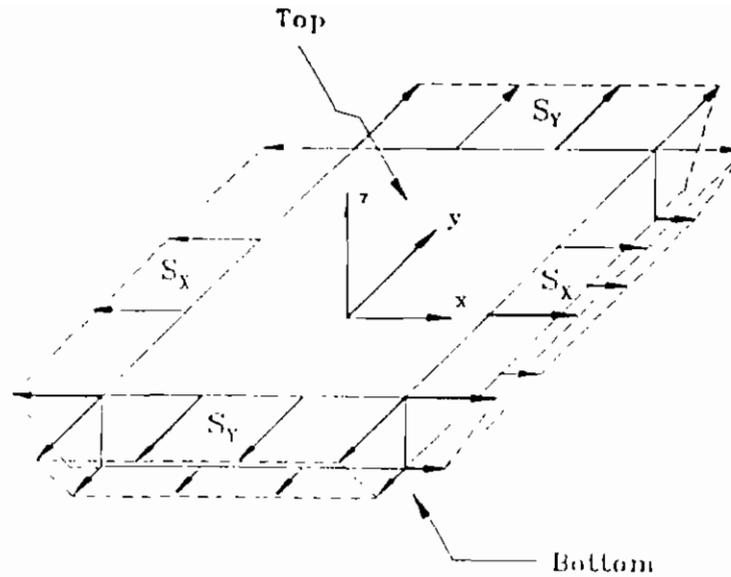


Figure II-2.5 Efforts dans les éléments plaques sollicités en flexion

2.4.2 Sollicitations critiques

a) Cas de chargement 1)

* Poutres de rive

Effort de traction	:	$F = 480.2 \text{ N}$
Tirant	:	$F_a = 270 \text{ N}$
Torsion	:	$M_t = 8.55 \text{ N.m}$

* Poutres intérieures

Effort de compression	:	$C = 72.8 \text{ N}$
Moment fléchissant	:	$M_f = 4.4 \text{ N.m}$
Cisaillement vertical	:	$V_f = 362.2 \text{ N}$

* Coque

Moment fléchissant	:	$M_f = 0.47 \text{ N.m}$
Fléchissement au centre	:	$d_z = 14.35 \text{ } \mu\text{m}$
Fléchissement au 1/4 point	:	$d_z = 7.43 \text{ } \mu\text{m}$
Contr. de cisaillement max	:	$T_{xy} = 0.04773 \text{ N/mm}^2$
$V_{\text{max}} = T_{xy} * 242.5 * 30$:	$V_{\text{max}} = 347.2 \text{ N}$

b) Cas de charge 2)

Explicitement, on ne peut simuler ce cas de chargement par analyse directe sur la structure en présence, de part sa géométrie.

En effet le Code National du Bâtiment du CANADA stipule que la charge unitaire de 1 KN est par mètre carré horizontal de dalle.

Cependant, nous faisons l'approximation suivante: nous considérons la surface comme elle apparaît et lui appliquons une surcharge de 1 KN par mètre carré de toiture. Or la charge de gravité qui tient compte de la géométrie de la toiture peut se calculer sous forme de charge surfacique w :

w = épaisseur de la dalle que multiplie la densité du béton en négligeant le poids des nervures. On trouve $w = 0.03\text{m} * 23.5 \text{ KN/m}^3$ soit $w = 0.7 \text{ KN/m}^2$. Dès lors que nous disposons des deux charges surfaciques et des efforts critiques pour la charge de gravité, les efforts critiques dûs à la surcharge de 1 KN/m^2 s'obtiennent aisément par une simple proportionnalité. Le rapport de proportionnalité k est le rapport des deux charges surfaciques:

$$k = 1 / 0.7 = 1.43 ;$$

$$k = \underline{1.43}$$

Nous reproduisons ci-dessous les efforts critiques dus à la surcharge uniforme de 1 KPa sur la toiture.

* Poutres de rive

Effort de traction	:	$F = 686.4 \text{ N}$
Tirant	:	$F_d = 386.1 \text{ N}$
Torsion	:	$M_t = 12.23 \text{ N.m}$

* Poutres intérieures

Effort de compression : $C = 104.1 \text{ N}$
Moment fléchissant : $M_f = 6.3 \text{ N.m}$
Cisaillement : $V_f = 517.9 \text{ N}$

* Coque

Moment fléchissant : $M_f = 0.67 \text{ N.m}$
Fléchissement au centre : $d_z = 21 \text{ }\mu\text{m}$
Fléchissement au 1/4 point : $d_z = 10.63 \text{ }\mu\text{m}$
Contr. de cisaillement max : $T_{xy} = 0.06825 \text{ N/mm}^2$
 $V_{\text{max}} = 496.5 \text{ N}$

c) Cas de chargement 3)

* Poutres de rive

Effort de traction : $F = 357.8 \text{ N}$
Tirant : $F_a = 222.3 \text{ N}$
Torsion : $M_t = 8.4 \text{ N.m}$

* Poutres intérieures

Effort de compression : $C = 55.6 \text{ N}$
Moment fléchissant : $M_f = 37.8 \text{ N.m}$
Cisaillement : $V = 144.3 \text{ N}$

* Coque

Moment fléchissant : $M_f = 2.7 \text{ N.m}$
Fléchissement au centre : $d_z = 29 \text{ }\mu\text{m}$
Fléchissement au 1/4 point : $d_z = 3 \text{ }\mu\text{m}$
Contr. de cisaillement max : $T_{xy} = 0.01 \text{ N/mm}^2$
 $V_{\text{max}} = 72.8 \text{ N}$

d) Cas de chargement 4)

* Poutres de rive

Effort de traction	:	$F = 348.2 \text{ N}$
Tirant	:	$F_a = 280.4 \text{ N}$
Torsion	:	$M_t = 26.3 \text{ N.m}$

* Poutres intérieures

Effort de compression	:	$C = 211.7 \text{ N}$
Moment fléchissant	:	$M_f = 9.85 \text{ N.m}$
Cisaillement	:	$V_f = 145 \text{ N}$

* Coque

Moment fléchissant	:	$M_f = 36.6 \text{ N.m}$
Fléchissement au centre	:	$d_z = 3.2 \text{ }\mu\text{m}$
Fléchissement au 1/4 point	:	$d_z = 62.1 \text{ }\mu\text{m}$
Contr. de cisaillement max	:	$T_{xy} = 0.1786 \text{ N/mm}^2$ $V_{\text{max}} = 1299.3 \text{ N}$

DIMENSIONNEMENT

3.1 Choix des armatures

3.1.1 Armatures de la coque

Les sollicitations en flexion sont faibles. Néanmoins, il est indiqué dans le code et repris dans la référence 1 que, pour tenir compte des tractions, du retrait, et des variations de température, nous utiliserons de l'armature minimale dans les deux directions.

Suivant le Building Code (ACI 138), le pourcentage minimal fixé est égal à 0.4% de la section brute de la dalle. Pour le modèle en vraie grandeur, la section d'armatures ainsi calculée est: $A_s = 200 \text{ mm}^2/\text{m}$. En demie grandeur, nous avons prévu donc $A_s = 100 \text{ mm}^2$. En termes de barres, nous avons choisi des fils de fer de 3 mm de diamètre soit de section égale à 7 mm^2 . On a besoin de $100 / 7 = 14$ barres de 3 mm de diamètre et ce sur une largeur de 1 m autrement dit par panneau de dalle. Nous les espaçons de 70 mm (Voir fig.II-3.1).

Le fil de 3 mm de diamètre que nous avons retenu est lisse. L'ancrage de ce dernier dans la poutre de rive a été réalisé par des barres de 8 mm de diamètre longues de 60 mm chacune.

En effet, l'essai de traction réalisé sur le fil de 3 mm a montré qu'il fallait un effort moyen ultime de 2962.6 N à la rupture. Pour développer la contrainte de 24 MPa, celle du béton, la section d'armature requise est la suivante:

$$A_s = 2962.6 / 24 = 123.44 \text{ mm}^2$$

En écrivant que $A_s = \pi * D * l$, on trouve la longueur requise:

soit $l = A_s / \pi * D$;

$$A_s = 123.44 \text{ mm}^2$$

$$D = 8 \text{ mm}$$

$$l = 123.44 / 3.14 * 8 = 4.9 \text{ mm} ; \text{ nous avons pris } l = 60 \text{ mm} .$$

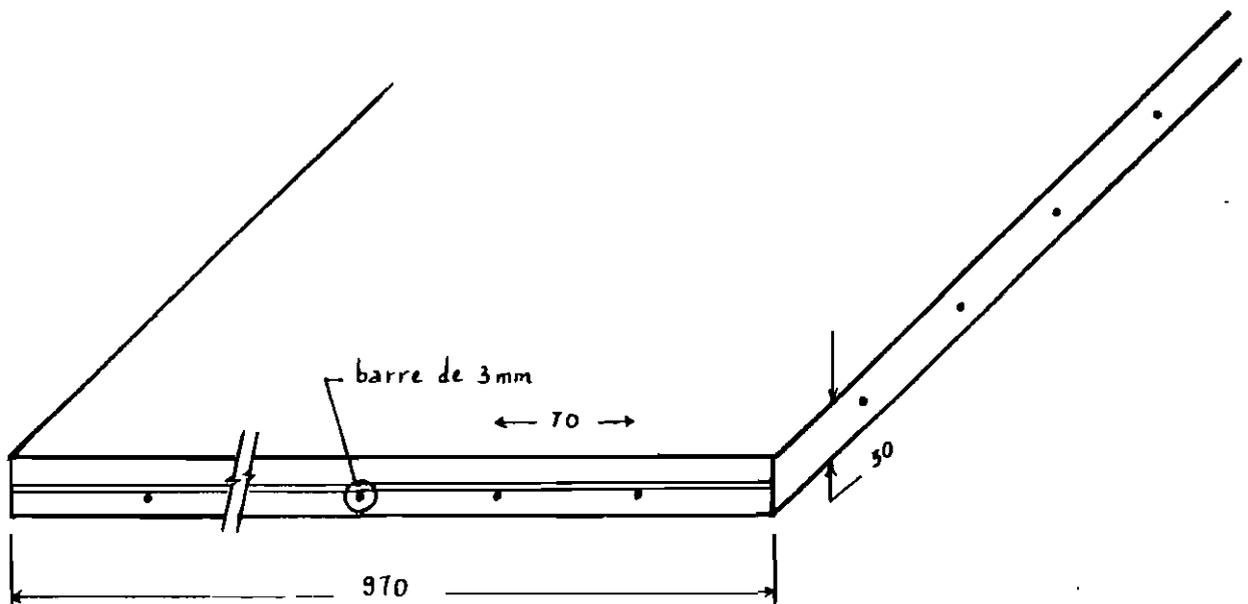


Figure II-3.1 Ferrailage pour coque

3.1.2 Armatures des poutres de rive

Elles assurent la répartition et la transmission efficace des charges. Elles sont sollicitées axialement. Les efforts sont minimes. On requiert l'armature minimale A_{min} qui est égale à 1% de la section brute de la poutre. On prévoit une armature $A_s = 225 \text{ mm}^2$ en vraie grandeur (Réf.1). Nous avons prévu une section d'armature $A_s = 112.5 \text{ mm}^2$. Pour des barres de 6 mm de diamètre deux (2) sont normalement suffisantes. Seulement

pour des raisons d'assemblage nous utilisons quatre (4) barres de 6 mm. Les étriers ne sont pas nécessaires. Nous utilisons des fils de fer de 2 mm de diamètre pour attacher les barres. Ils sont espacés de 150 mm (Voir fig.II-3.2).

Les barres de 6 mm ne sont pas prévues dans la norme canadienne. On recommande dans cette dernière de prévoir au moins une longueur d'ancrage de 300 mm.

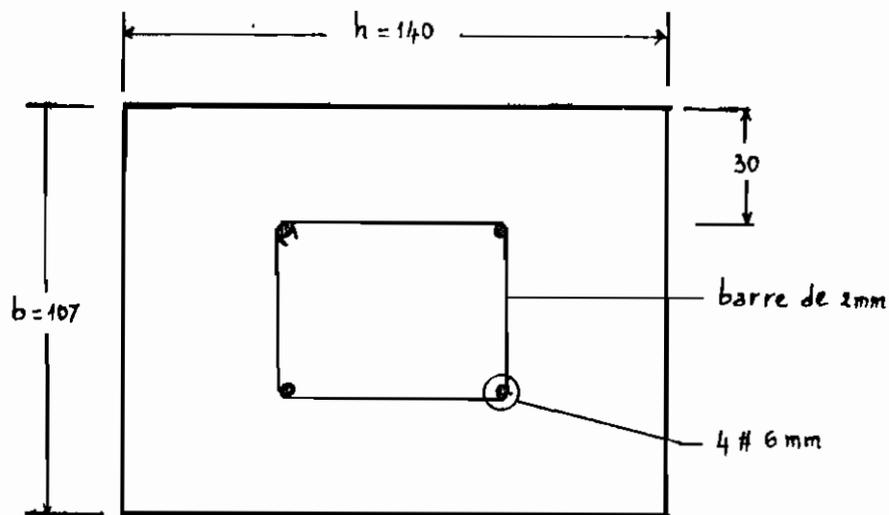


Figure II-3.2 Ferrailage pour poutre de rive

NOTE

Pour transmettre les efforts de la poutre de rive au tirant, nous avons utilisé des crochets en \cap placés aux extrémités des poutres de rive.

3.1.3 Armatures des poutres intérieures

Il est prévu dans la référence 1 une section d'armatures de 100 mm^2 . En demie grandeur, nous avons prévu une section de 50 mm^2 . Ce qui correspond à deux (2) barres de 6 mm. Pour des raisons d'attache, nous prenons quatre (4) barres de 6 mm. Nous utilisons les fils de fer de 2mm de diamètre pour attacher les barres (Voir fig.II-3.3).

La longueur d'ancrage des barres requise (ref 2) est de 100 mm. Nous avons prévu une longueur de 120 mm.

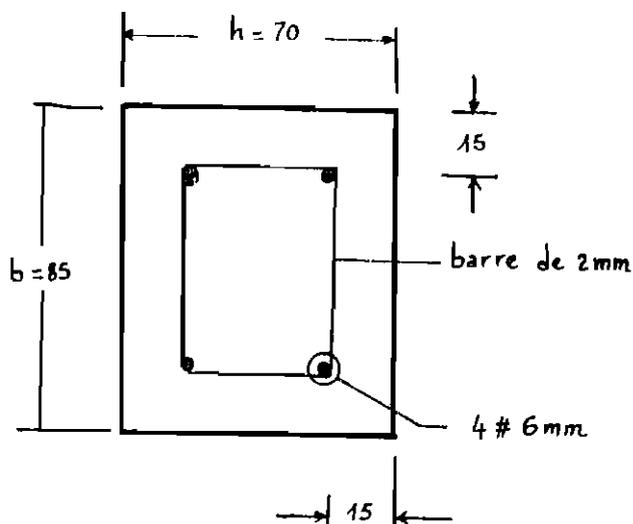


Figure II-3.3 Ferrailage pour poutre intérieure

3.2 Combinaison de charges

Le code canadien recommande de dimensionner la toiture en considérant le poids propre de la toiture, une charge uniformément distribuée de 1 KPa plus une charge concentrée de 1 KN placée au point le plus défavorable. Cela nous conduit à opérer un choix parmi les deux combinaisons de charge pondérées suivantes:

- a) poids propre + charge concentrée 1.3 KN au centre de la toiture + charge uniformément répartie de 1 KPa.
- b) poids propre + charge concentrée de 1.3 KN au milieu d'un panneau + la charge uniforme de 1 KPa.

Soient D, la charge permanente et L, la surcharge:

D symbolise le cas de charge 1);

L symbolise l'expression:

$$1.3 * \text{cas 3}) + \text{cas 2}) \text{ pour la combinaison a), et}$$

$$1.3 * \text{cas 4}) + \text{cas 2}) \text{ pour la combinaison b).}$$

Les efforts pondérées sont fournies par l'expression:

$$1.25D + 1.5L .$$

Nous obtenons les résultats suivants:

* Poutres de rives

Combinaison a)

Efforts	D	L	1.25D + 1.5L
Traction (N)	480	1152	2328
Tirant (N)	270	674.7	1349.6
Torsion(N.m)	8.55	23.15	45.4

Combinaison b)

Efforts	D	L	1.25D + 1.5L
Traction (N)	480	1139.4	2309
Tirant (N)	270	750.3	1463
Torsion(N.m)	8.55	46.4	80.3

* Poutres intérieures

Combinaison a)

Efforts	D	L	1.25D + 1.5L
Compression (N)	72.76	176.3	355.4 * 2 = 710.8
Moment (N.m)	4.4	55.44	88.7 * 2 = 177.4
Cisaillement (N)	362	705.3	1510.4 * 2 = 3020.8

Combinaison b)

Efforts	D	L	1.25D + 1.5L
Compression (N)	72.76	379	659.5 * 2 = 1319.3
Moment (N.m)	4.4	19.1	34 * 2 = 68
Cisaillement (N)	362	706.2	1512 * 2 = 3024

Note Le facteur 2 qui multiplie les valeurs dans la troisième colonne transfère les efforts de la demie à la section entière dans les poutres intérieures.

Les moments sont toujours en N.m et les forces en N.

* Coque

Combinaison a)

Efforts	D	L	1.25D + 1.5L
Moment (N.m)	0.47	4.2	6.9
Cisaillement (N)	347.2	591.1	1320.7

Combinaison b)

Efforts	D	L	1.25D + 1.5L
Moment (N.m)	0.47	48.3	73
Cisaillement (N)	347.2	2185.6	3712.4

PARAMETRES DE DESIGN

Poutres de rive

Effort de traction : 2328 N
 Tirant : 1463 N
 Torsion : 81 N.m

Poutres intérieures

Effort de compression : 1320 N
 Moment fléchissant : 178 N.m
 Effort tranchant : 3024 N
 Cisaillement : $3024 \text{ N} / 11125 \text{ mm}^2 = 0.272 \text{ MPa}$.

Coque

Moment fléchissant : 73 N.m
 Effort tranchant : 3712 N
 Cisaillement : $3712 \text{ N} / 7275 \text{ mm}^2 = 0.51 \text{ MPa}$.

3.3 Vérification des éléments de structure

3.3.1 Poutres de rive

a) Vérification de l'armature de cisaillement en \cap

Les poutres de rive sont sollicitées par des efforts de traction. Nous avons repris ces derniers par des tirants.

L'armature qui consiste en un crochet en \cap reprend les efforts de traction aux extrémités des poutres de rive. La résistance en cisaillement de cette section d'armature est donnée par l'expression suivante:

$$F_r = \phi_s * f_y$$

$$F_r = 0.85 * 400 = 340 \text{ MPa}$$

Le cisaillement $V = F / A = 2328 \text{ N} / 14980 \text{ mm}^2 = 0.16 \text{ MPa} < F_r$

b) Vérification de la fissuration

Le béton a une résistance très faible à la traction. On estime sa résistance en traction par l'expression suivante:

$f_r = 0.6 \sqrt{f'_c}$ pour un béton de densité normale.

Pour $f'_c = 24 \text{ N/mm}^2$, $f_r = 0.6 * \sqrt{24} = 2.94 \text{ N/mm}^2$ soit 2.94 MPa.

La contrainte dans la poutre est égale à : $F/A = 0.16 \text{ MPa}$.

$f_r = 2.94 \text{ MPa} > F/A = 0.16 \text{ MPa}$.

La section de béton n'est donc pas fissurée.

c) Vérification de la torsion

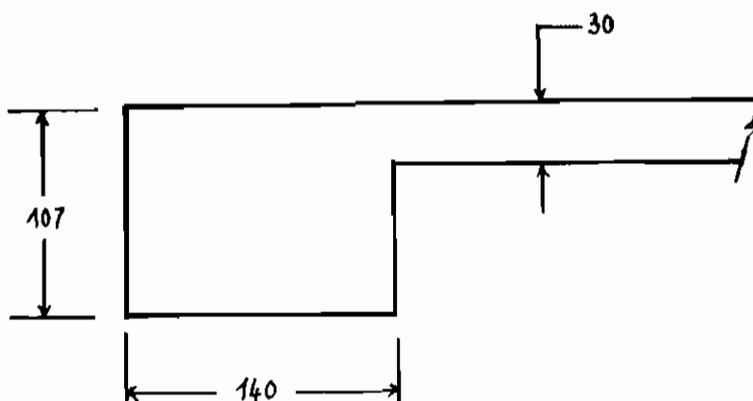
D'après l'article 11.2.4.1 du CAN3-A23.3-M84, on ne tiendra compte des effets de torsion que si la valeur du moment de torsion T_f déterminé selon une analyse de rigidité fondée sur les sections non fissurées excède $0.25 T_{cr}$

où $T_{cr} = (A_c^2 / p_c) * 0.4 * \phi_c \sqrt{f'_c}$

avec T_{cr} la résistance à la torsion pure causant la fissuration

en N.mm,

A_c l'aire délimitée par le périmètre externe de la section de béton incluant l'aire des trous le cas échéant en mm² et P_c le périmètre externe de la section de béton.



$$A_c = (107 * 140) = 14980 \text{ mm}^2$$

$$P_c = 2(107 + 140) = 494 \text{ mm}^2$$

alors,

$$T_{cr} = (14980^2 / 494) * 0.4 * 0.6 * \sqrt{24} = 534089 \text{ N.mm}$$

$$0.25 T_{cr} = 0.25 * 534089 = 133522 \text{ N.mm} > M_t = 81000 \text{ N.mm}.$$

On néglige donc les effets de torsion.

3.3.2 Poutres intérieures

a) Vérification de la résistance à la compression

La résistance pondérée maximale à l'effort de compression centré est donnée par l'expression qui suit:

$$P_{rmax} = 0.8[0.85 \phi'_c * f'_c * (A_g - A_{st}) + \phi_s * f_y * A_{st}];$$

$A_g = 3850 \text{ mm}^2$ et $A_{st} = 113 \text{ mm}^2$ et on trouve:

$$P_{rmax} = 0.8[0.85 * 0.6 * 24 * (3850 - 113) + 0.85 * 400 * 113]$$

$$P_{rmax} = 67329 \text{ N} > P_f = 1320 \text{ N}.$$

b) Vérification du moment fléchissant

La poutre est considérée comme une poutre en " T " dont les dimensions sont les suivantes:

largeur effective b de la table de compression:	b = 485 mm
épaisseur h_f de la dalle	: $h_f = 30$ mm
largeur b_v de la nervure	: $b_v = 70$ mm
hauteur utile d	: d = 70 mm

Le moment équilibré par la table de compression utile à l'état ultime noté M_{ref} est donné par la formule suivante:

$$M_{ref} = 0.85 \phi_c * f'_c * b * h_f (d - h_f/2);$$

l'application numérique nous donne:

$$M_{ref} = 0.85 * 0.6 * 24 * 485 * 30 (70 - 30/2) = 9795 \text{ N.m} .$$

Le moment de référence M_{ref} est nettement supérieur au moment fléchissant pondéré maximum $M_f = 177.5 \text{ N.m}$; la section de poutre travaille en flexion comme une section rectangulaire $b * d$.

Calculons alors la capacité en flexion de la section $b * d$:

le pourcentage d'acier noté ρ est le suivant: $\rho = A_s / b * d$

$$A_s = 56.5 \text{ mm}^2, \text{ alors } \rho = (56.5 / 485 * 70) = 0.00166$$

le moment résistant M_r est donné par l'expression qui suit:

$$M_r = 0.85 A_s * f_y (d - A_s * f_y / 1.2 f'_c * b)$$

$$M_r = 0.85 * 56.5 * 400 (70 - 56.5 * 400 / 1.2 * 24 * 485)$$

$M_r = 1314 \text{ N.m} > M_f = 177.5 \text{ N.m}$. La poutre a une capacité suffisante en flexion.

c) Vérification du cisaillement vertical

D'après l'article 11.3.4.3 du CAN3-A23.3-M84, pour des pièces soumises à la compression axiale, l'effort tranchant

pondéré V_c auquel le béton sans armature de cisaillement résiste est donné par la formule:

$$V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f'_c} (1 - 3 N_f / A_g f'_c) b_v * d ;$$

N_f est l'effort de compression centré en (N) considéré comme négatif.

Pour la section de poutre étudiée,

$$A_g = 30 * 485 + 55 * 70 = 18400 \text{ mm}^2;$$

$b_v = 70 \text{ mm}$; N_f est négligeable à la section critique, $N_f = 0$

$$V_c = 0.2 * 0.6 * \sqrt{24} * 70 * 70 = 2880.6 \text{ N}$$

$$V_c = 2880.6 \text{ N};$$

La résistance pondérée à l'effort de cisaillement V_s fournie par l'armature d'âme est donnée par l'expression:

$V_s = \phi_s A_v f_y d / s$ où, A_v est la section d'armature cisailée, et s l'espacement de cette dernière; dans ce cas ci, on a:

$$A_v = 6.28 \text{ mm}^2 \text{ (fil de 2mm de diamètre),}$$

$$s = 150 \text{ mm,}$$

$$d = 70 \text{ mm et}$$

$$V_s = 0.85 * 6.28 * 400 * 70 / 150 = 996 \text{ N.}$$

La résistance pondérée au cisaillement V_r est égale à:

$$V_r = V_s + V_c = 2880.6 + 996 = 3876.6 \text{ N}; V_r = 3962 \text{ N} > V_f = 3024 \text{ N.}$$

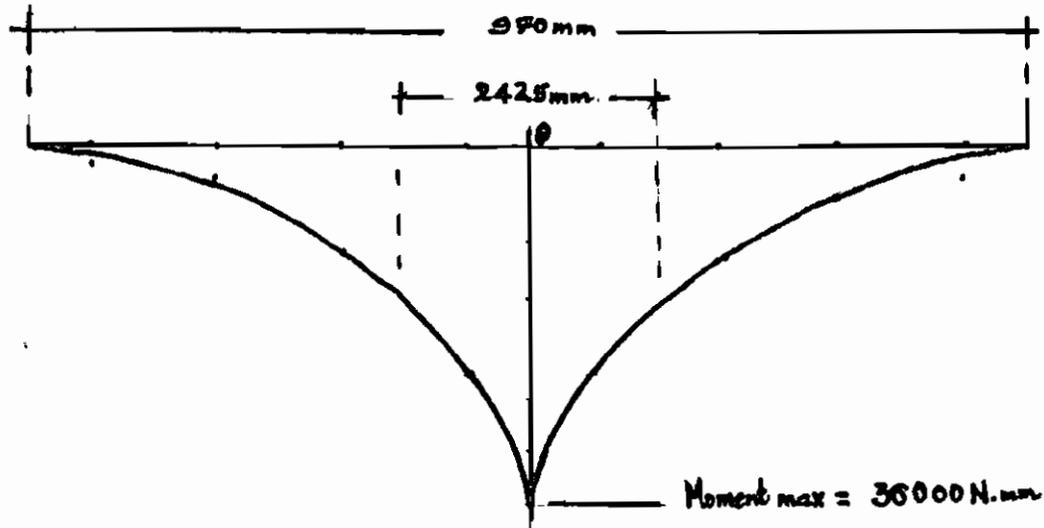
2.3.3 Coque

a) Vérification du moment fléchissant

* Choix de la largeur de bande

Traçons le diagramme des moments autour de l'axe y sur une bande de largeur de 242.5 mm et pour une charge concentrée

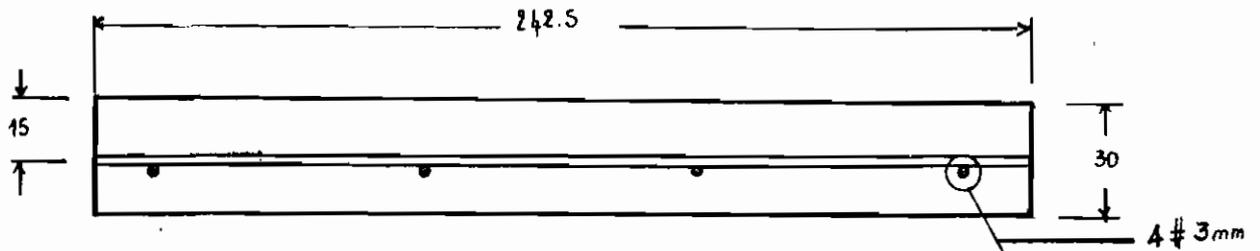
de 1 KN au milieu d'un panneau. Les valeurs des moments considérés sont celles d'une trame de 8x8 en N.mm
 Sur l'étendue d'un panneau, on a le diagramme suivant:



Remarque: Les moments positifs les plus importants s'exercent sur une largeur de bande de 242.5 mm; au delà de cette largeur, les valeurs des moments positifs chutent considérablement par rapport à la valeur maximale et deviennent même négligeables. Nous faisons l'hypothèse que le moment fléchissant positif est essentiellement repris par la largeur de bande de 242.5 mm. Autrement, on aurait pu considérer la dalle dans deux directions ($l/L > 0.5$) et prendre pour largeur de bande la valeur de la bande centrale égale $l/2 = 970/2 = 485$ mm. La capacité en flexion de la dalle s'en verrait augmentée.

* Vérification du moment fléchissant

La section de dalle est la suivante:



$$A_s = 3.14 * 3^2 * 4 / 4 = 28.3 \text{ mm}^2$$

$$\rho = A_s / b * d = 28.3 / 242.5 * 15 = 0.0078$$

Le moment résistant M_r est donné par la formule:

$$M_r = 0.85 \rho f_y (1 - \rho f_y / 1.2 f'_c) * b * d^2 ;$$

$$M_r = 0.85 * 0.00784 * 400 (1 - 0.0078 * 400 / 1.2 * 24) 242.5 * 15^2$$

$$M_r = 129 \text{ N.mm} > M_f = 73 \text{ N.mm} .$$

b) Vérification du flambage de la coque

* Vérification du produit kt

Suivant les recommandations du manuel "HANDBOOK OF CONCRETE ENGINEERING" concernant les voiles minces, le produit kt ne doit pas être inférieur à 0.003,

avec $k = f / a*b$, f étant la flèche; a , b les cotés de la toiture et t l'épaisseur de la coque:

$$f = 390 \text{ mm}, \quad a=b= 970 \text{ mm}, \quad t = 30\text{mm}$$

$$\text{alors, on a: } kt = (f/a*b)*t = (390/970^2) * 30 = 0.012 > 0.003.$$

Ceci étant, nous vérifions le flambage.

* Flambage de la coque

La contrainte critique de flambage dans une paraboloïde hyperbolique est donnée par la formule de REISSNER suivante:

$$\sigma_{cr} = 2E(kt)^2 / \sqrt{3(1-\mu^2)};$$

avec $E = 25000 \text{ N/mm}^2$ et $\mu = 0.18$, on obtient:

$$\sigma_{cr} = 2 * 25000 * (0.0124)^2 / \sqrt{3(1-0.18^2)} = 4.5 \text{ N/mm}^2$$

La contrainte normale maximale est: $\sigma = M y / I$;

$$\sigma = 36600 * 23.89 / 1.6 e7 = 1 \text{ MPa} < 4.5 \text{ MPa}$$

Il n'y a donc pas de risque de flambement de la coque.

c) Vérification du cisaillement dans la coque

Le béton sans armature de cisaillement reprend une partie

de l'effort tranchant pondéré noté V_c dont l'expression est la suivante: $V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f'_c} * b * d$ pour un béton de densité normale;

la largeur est prise égale à $b = 500 \text{ mm}$ ($1000 \text{ mm} / 2$)

$d=15 \text{ mm}$

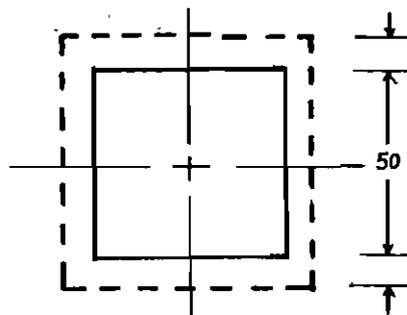
$$V_c = 0.2 * 0.6 * \sqrt{24} * 500 * 15$$

$$V_c = 4500 \text{ N} > V_f = 3712.4 \text{ N}.$$

d) Vérification de la résistance à l'effort tranchant de poinçonnement

Nous avons une toiture sur laquelle peut se retrouver un ouvrier, particulièrement au centre d'un panneau. Dans ce cas, la rupture de la dalle peut survenir par poinçonnement autour d'un appui ou d'une charge concentrée (un outil qui tombe sur un panneau de toiture) suivant une pyramide ou un cône tronqué.

Supposons que la charge concentrée requise par le code de 1.3 KN s'applique sur une surface de $50 * 50 \text{ mm}^2$ (un outil de l'ouvrier qui tombe en milieu d'un panneau). La section critique est située à une distance de $d/2$ de la périphérie de l'appui (voir figure ci-dessous).



Le périmètre de la section de la section critique b_0 est égal à: $b_0 = 4 (50 + 15) = 260 \text{ mm}$;

Le béton résiste jusqu'à concurrence de V_c .

$V_c = (1 + 2/\beta_c) * 0.2 * \phi_c \sqrt{f'_c} b_0 d \leq 0.4 \phi_c \sqrt{f'_c}$ à l'effort tranchant de poinçonnement;

$\beta_c = 1$ (rapport des côtés de l'appui) et $(1 + 2/\beta_c) = 3 > 2$.

Alors, $V_c = 0.4 \phi_c \sqrt{f'_c} b_0 d$;

$V_c = 0.4 * 0.6 * \sqrt{24} * 260 * 15 = 4585 \text{ N} > V_f = 1300 \text{ N}$.

Supposons que ce soit l'ouvrier lui même qui soit debout au milieu d'un panneau occupant une surface d'appui de 250 mm * 250 mm. Le périmètre de la section critique devient:

$b_0 = 4(250 + 15) = 1060 \text{ mm}$. V_c qui, toutes choses étant égales par ailleurs constitue une fonction linéaire croissante de b_0 devient environ quatre fois plus grand: $V_c = 18707 \text{ N}$.

REALISATION

Comme nous l'avons dit la réalisation a été faite en modèle réduit (demie grandeur).

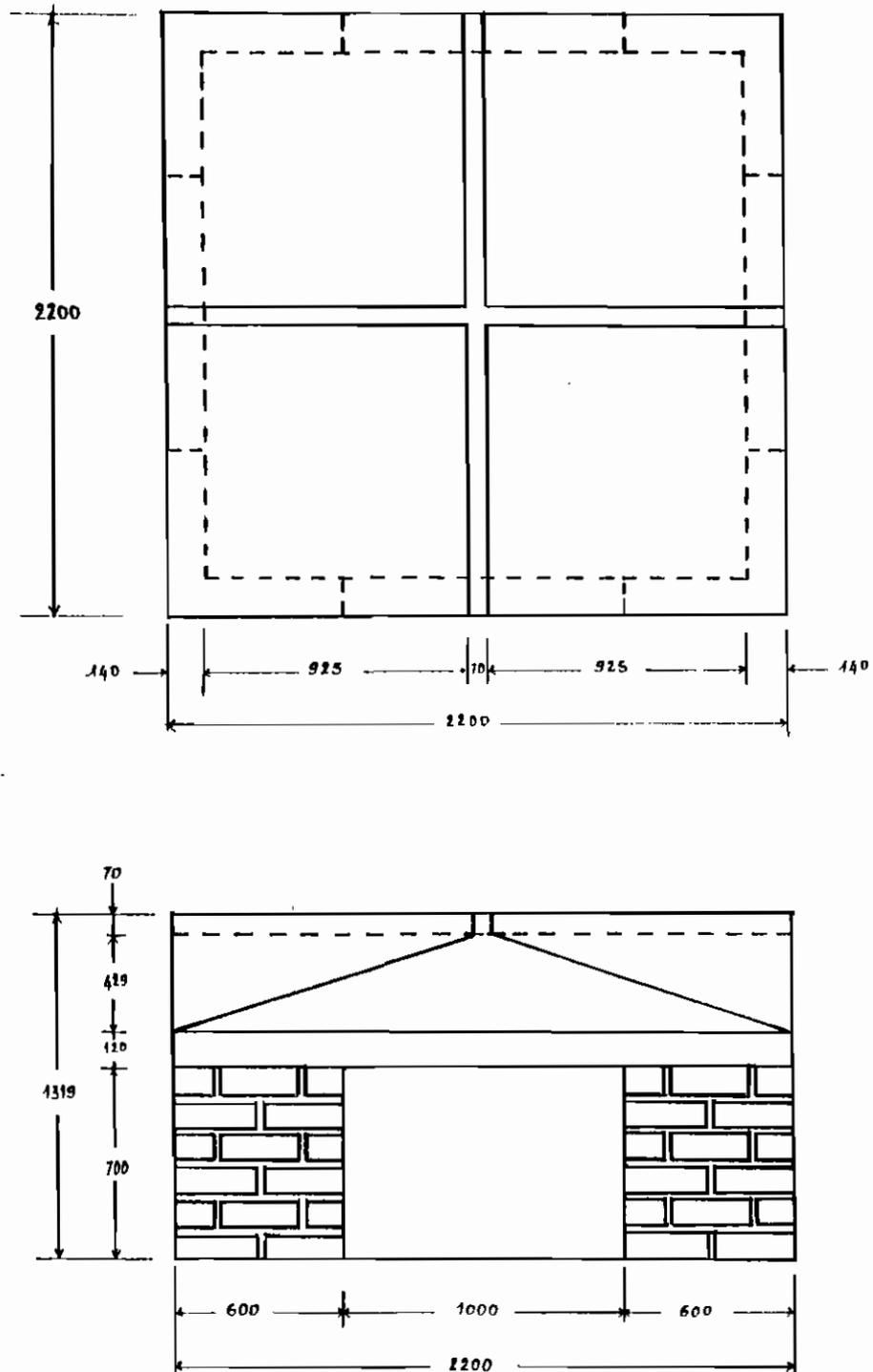


Figure II-4.1 : Vues en plan et en élévation du modèle réduit.

4.1 Béton utilisé

Nous avons utilisé le ciment CPA 325, des agrégats 5/15 étant donné la faible épaisseur de la dalle et du sable fin de plage. L'eau de gâchage étant celle du robinet. Le mélange a été fait à partir des résultats obtenus après un calcul basé sur la méthode des masses (Réf 8).

Les différentes étapes de ce calcul sont:

* Choix de l'affaissement

D'après le tableau 6, pour les dalles, poutres et murs armés le maximum est de 100 mm et le minimum de 50 mm; d'où nous avons pris une valeur de 80 mm.

* Choix de D

D est la dimension du plus gros agrégat. Compte de ce que nous disposons D=15 mm.

La référence PCA impose une dimension maximale égale à la moitié de l'épaisseur de la dalle.

Ici $e/2=30/2=15$ mm; ce qui convient bien.

* Quantité d'eau de gâchage

D'après le tableau 7, on a:

Affaissement 80-100		=>	pour D=14 mm	E=215 l
Sans air entrainé				

pour D=20 mm E=200 l

$$\text{alors } E = 215 - (215 - 200)(14 - 15)/(14 - 20)$$

$$\text{soit } \underline{E = 212.5 \text{ kg/m}^3} \text{ de béton.}$$

* Détermination du rapport eau/ciment (E/C)

Nous avons pris (E/C) = 0.45 étant donné la qualité de béton dont nous avons besoin.

* Teneur en ciment

Connaissant E/C et E on en déduit C.

$$E/C = 212.5/C=0.45 \Rightarrow C = 212.5/0.45$$

soit $C = \underline{472.2 \text{ kg/m}^3}$ de béton.

* Estimation de la quantité de gros granulats

Le module de finesse M_f du sable est connu (voir TP sur module de finesse) soit $M_f = 1.1$.

Le tableau 8 donne :

	$M_f = 2.40$	$M_f = 2.60$
Pour D = 14 mm	$V = 0.60\text{m}^3$	$V = 0.58\text{m}^3$
Pour D = 20 mm	$V = 0.66\text{m}^3$	$V = 0.64\text{m}^3$

Par interpolation pour D = 15 mm on a :

$$V = 0.61\text{m}^3 \qquad V = 0.59\text{m}^3$$

Et par extrapolation pour $M_f = 1.1$ on trouve $V = \underline{0.74\text{m}^3}$

Ce qui correspond à une masse de gros granulat de $0.74 * 1532.4$ soit $\underline{1134.0 \text{ kg}}$.

(1532.4 kg/m^3 est la masse volumique sèche du gros granulat).

* Détermination de la masse du granulat fin

Ceci a été fait par déduction. En effet le tableau 9 nous donne approximativement la masse de 1 m^3 de béton pour D = 15mm.

$$\text{Pour D = 14 mm} \quad \rho = 2315.0 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Pour D = 20 mm} \quad \rho = 2355.0 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Soit pour D = 15 mm} \quad \rho = 2321.7 \text{ kg/m}^3$$

Connaissant les masses des autres constituants on a la masse du granulat fin:

$$2321.7 - (212.5 + 472.2 + 1134.0) = \underline{503.0 \text{ kg}}$$

Par ailleurs les valeurs du tableau 9 sont approximatives parce que calculées pour un dosage de 330 kg de ciment par m³ et 170 litres d'eau. On peut apporter une correction comme suit:
-Pour chaque différence de 5 kg dans la quantité d'eau (pour un affaissement de 80 à 100 mm) on corrige la masse par m³ de 8 kg en sens contraire.

Ici on a E=212.5 l; la différence est alors de:

$$212.5 - 170 = 42.5 \text{ l.}$$

$$42.5/5 = 8.5 \Rightarrow \text{Masse de béton corrigé} = 2321.7 - 8.5 * 8 \\ = 2253.7 \text{ kg/m}^3$$

-Pour une différence de 20 kg dans le dosage en ciment on corrige la masse par m³ de 3 kg dans le même sens. Ainsi on a:

$$472.2 - 330 = 142.2 \text{ kg.}$$

$$142.2 / 20 = 7.1 \Rightarrow C = 472.2 + 7.1 * 3 \\ \Rightarrow C \approx \underline{493.5 \text{ kg/m}^3}.$$

Les nouvelles proportions sont alors:

Eau	212.5 kg
Ciment	493.5 kg
Gros granulat	1134.0 kg
Granulat fin	503.0 kg

2343.0 kg : béton de densité normale.

Des essais ont été effectués après avoir fait le mélange à l'aide de la bétonnière.

4.1.1. Affaissement

Juste après le mélange nous avons procédé au test de l'affaissement au cône; ce qui donne une valeur de 76 mm.

On a ainsi une incertitude de $(80 - 76) * 100 / 80 = 5\%$ qui une valeur acceptable.

4.1.2. Résistance à la compression

Nous avons confectionné aussitôt après trois cylindres témoins. Ces cylindres ont été trempés dans l'eau pendant un certain nombre de jours. Ensuite nous passons à la presse. Les résultats obtenus ont été comparés aux valeurs théoriques.

On a:

* Après 33 jours:

	essai n°1	essai n°2	moyenne
effort de rupture en kg	428	410	419

La résistance en compression est $\sigma_c = F / A$

$$F = 419 * 9.81 = 4110.4 \text{ N}$$

et $A = \pi D^2 / 4 = 3.14 * 15^2 = 176.625 \text{ mm}^2$

Alors $\sigma_c = 4110.4 / 176.625 \Rightarrow \underline{\sigma_c = 23.3 \text{ MPa}}$.

La résistance normalisée à 28 jours est de:

$$23.3 * 100 / 102 = \underline{22.8 \text{ MPa}}.$$

* Après 36 jours on a une valeur de 454 kg comme effort de rupture.

D'où une résistance de $\underline{\sigma_c = 25.2 \text{ MPa}}$.

La résistance normalisée à 28 jours est de:

$$25.2 * 100 / 103 = \underline{24.5 \text{ MPa}}.$$

En définitive, la résistance en compression du béton utilisé est de: $(22.8 + 24.5) / 2 = 23.7 \text{ MPa}$.

On prend $f'_c = 24 \text{ MPa}$.

NB: La résistance normalisée à 28 jours a été trouvée à partir de la figure 1.3 de l'annexe B.

4.2 Coffrage

Le coffrage des poutres ne pose aucun problème. Nous avons utilisé des planches pour les poutres de rive ainsi que pour les pour celles en croix.

Le coffrage de la dalle est composé de contreplaqué de 5 mm d'épaisseur et de planchettes de 30 mm.

Compte tenu du gauchissement de la surface, la réalisation de ce coffrage demande une certaine délicatesse; la forme devant être très précise. En effet un écart de quelques millimètres peut excentrer les efforts de membrane régnant dans la structure au point de créer des contraintes dangereuses et même provoquer un phénomène de voilement capable de détruire la construction. Pour cela nous avons tout d'abord fait le plan du coffrage (Voir page suivante).

Des calculs précis ont été effectués. On a:

Dimensions en plan = $1100 - 140 - 35 = 925$ mm.

Sur le plan incliné on a : $[925^2 + (925 * 0.39)^2]^{1/2} = 993$ mm.

Les dimensions de chaque partie du coffrage sont:

$925 / 3 = 308$ mm ; $993 / 3 = 331$ mm pour les petits côtés.

L'autre côté commence à 925 mm et augmente chaque fois de $(993 - 925) / 3 = 23$ mm.

Le contreplaqué a servi de surface de contact et les planchettes de cadres et aussi de raidisseurs qui sont disposés aux 1/3 et 2/3 d'un côté. Ces derniers contribuent au maintien de la surface gauche qui a tendance à se redresser. Ils servent également à rendre la surface de contact rigide. Cette rigidité des coffrages est indispensable afin d'éviter des déformations

visibles que pourrait créer la poussée du béton.

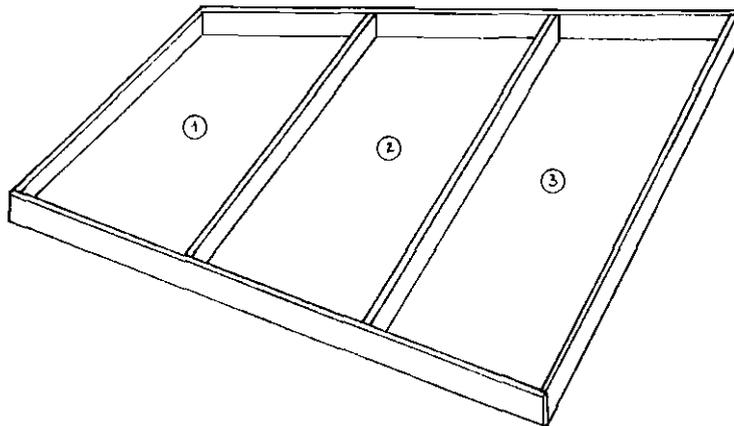
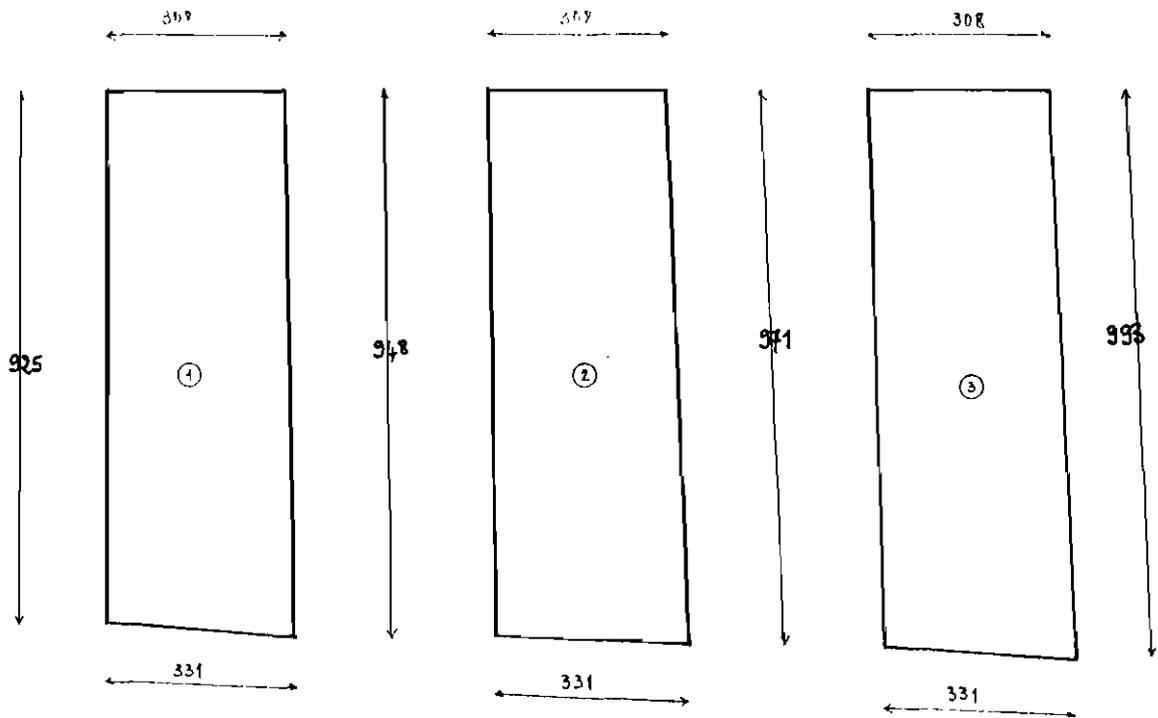


Figure II-4.2 : Plans du coffrage.

Les éléments constituant le coffrage sont assemblés de la façon suivante en se basant sur les dimensions du plan:

Quatre cadres ont été réalisés.

On place ensuite les raidisseurs.

Le contreplaqué a été découpé; pour chaque cadre il faut assembler trois parties car la torsion d'un contreplaqué de grande dimension causerait plus de problèmes.

Tous ces éléments ont été assemblés avec des clous.

4.3 Disposition des armatures

Dans la dalle les armatures sont prévues pour reprendre toutes les tractions dangereuses du béton. Théoriquement les barres devraient être disposées suivant les trajectoires des contraintes principales; cette méthode, économique du point de vue de la consommation d'acier, nécessite une main d'oeuvre excessive, chaque barre devant être façonnée au moyen d'un gabarit. En pratique nous avons disposé les armatures suivant un réseau sensiblement orthogonal qui est plus facile à exécuter.

La pose des armatures est une opération minutieuse. Ainsi tous les 70 mm (vue en plan) le long des bords nous avons fixé des clous; ceci nous a permis de poser les barres et de les attacher au points d'intersection avec du fil de fer de 1 mm. Afin de soutenir ces barres à une certaine hauteur, en tenant compte de l'enrobage, nous avons prévu des "chaises" en acier de 6 mm et de 30 mm de long. Le réseau obtenu est montré par la figure suivante:

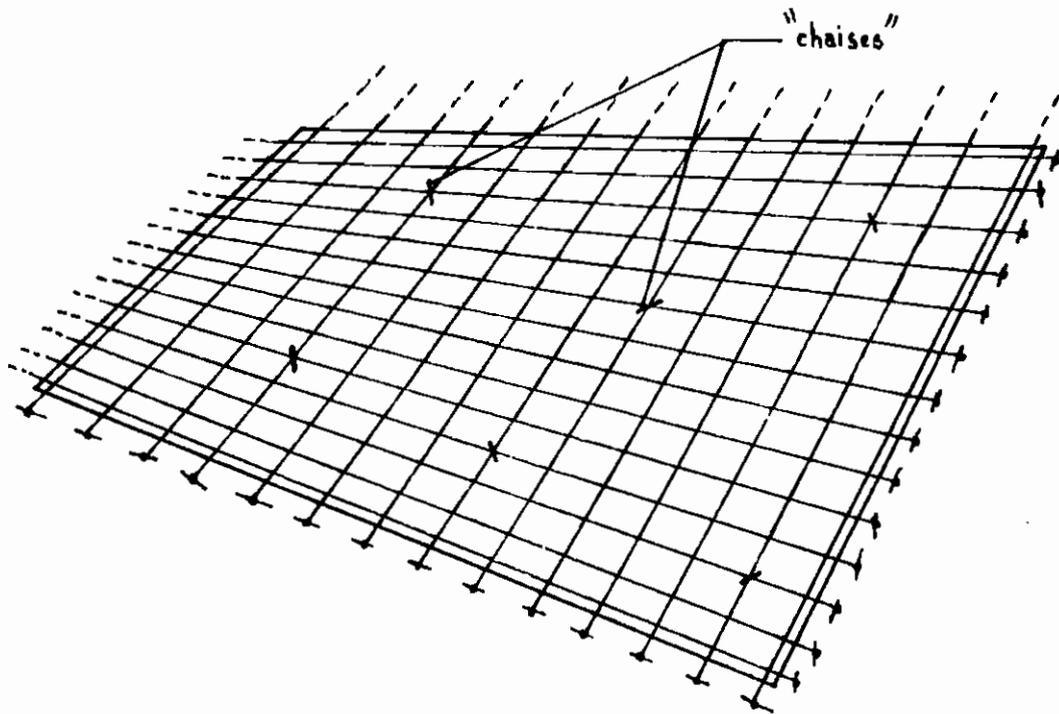


Figure II-4.3 :Disposition des armatures de la dalle.

4.4 Coulée du béton

La coulée du béton a été faite avec une attention particulière. Nous avons mis le béton en place autant que possible symétriquement et en progressant des parties basses vers le sommet. En outre, il est essentiel qu'il ne se produise lors du bétonnage aucune poche, ni aucune surépaisseur, ce qui entraînerait des irrégularités dans la répartition des charges, de sorte que le poids propre ne serait plus exactement celui qui a été prévu dans les calculs. Alors pour éviter les défauts de résistance, d'étanchéité ou d'aspect nous disposons d'une barre d'acier qui a servi de vibreur et également d'un dispositif en forme de manivelle, dont le bout mesure 30 mm, qui permet de vérifier en tout point l'épaisseur requise.

Par ailleurs, au cours du bétonnage, de petits tubes ont été placés au centre et au milieu du quart de la structure tout en prenant des précautions pour éviter des concentrations de contraintes. L'ouverture laissée par la présence des tubes nous permettra par la suite d'effectuer certains cas de chargement sans difficultés majeures.

4.5 Mûrissement du béton

Le mûrissement appelé aussi "cure" est une étape importante dans la phase du bétonnage. C'est l'étape où s'effectue l'hydratation du ciment. Donc les soins apportés à cette opération influent sur la qualité du béton et sur sa durabilité. Il s'en suit une amélioration de la résistance mécanique et de l'imperméabilité du béton. Ceci exige donc des conditions favorables de température et d'humidité.

Alors, compte tenu de la forme de notre toiture, nous avons procédé par la méthode de mûrissement des toiles imbibées. Ainsi à partir du deuxième jour nous l'avons couverte d'un tissu blanc qu'on arrose deux fois par jour et ceci pendant sept jours. Ce tissu est suffisamment propre et nous veillons à ce que l'arrosage s'effectue de telle sorte que l'eau ne soit pas projetée avec force au risque d'endommager la surface.

4.6 Décoffrage

Le décoffrage est une opération délicate qui doit être exécuté avec beaucoup de soins. Il s'agit d'enlever les bois de coffrage en évitant qu'il se produise une augmentation des charges en certains points. Il pourrait en effet en résulter un poiçonnement du voile.

ESSAIS DE CHARGE

Les essais de charges doivent être effectués de manière à ne pas mettre en danger la vie des personnes.

Ainsi, après le mûrissement du béton nous avons procédé au chargement de notre structure afin d'étudier son comportement. Nous nous sommes basés sur les résultats du modèle mathématique pour choisir les situations les plus critiques. Ainsi trois cas de chargement ont été effectués:

- chargement uniforme;
- charge concentrée au centre de la structure;
- charge concentrée au milieu du quart de la structure.

Nous avons prévu des micromètres d'une précision de 1/100 mm pour comparer les déplacements obtenus à ceux trouvés avec le modèle mathématique. Ces micromètres sont installés sur des bancs et fixés par supports.

Cas 1 : Chargement uniforme

La norme canadienne prévoit une surcharge de 1 kN/m² pour les toitures. Il s'agira alors de convertir cette surcharge en nombre de briques "lateroc" (dont nous disposons sur place) que nous devons répartir uniformément sur notre surface. Les calculs se présentent de la façon suivante:

Poids d'une brique = 7.75 kg;

Surface utile totale = 4 * (0.97)² = 3.8 m²;

0.97 m étant la mesure, dans le plan, du côté du quart de la structure.

Charge totale = 1 kN/m² * 3.8 m² = 387.4 kg;

Nombre de briques = $387.4/7.75 = 50$ briques.

Un quadrillage a été effectué sur la toiture pour nous permettre de déposer ces briques de façon plus ou moins uniforme.

Deux micromètres sont placés sous la toiture (au centre et au milieu du quart de la structure). Les mesures faites sont:

Noeud N°25 : 2.0 soit 0.020 mm;

Noeud N°13 : 1.2 soit 0.012 mm.

Les valeurs obtenues du modèle mathématique sont les suivantes:

Noeud N°25 : 0.021 mm;

Noeud N°13 : 0.011 mm.

L'écart est de:

Noeud N°25 : $(0.021 - 0.020) * 100 / 0.021 = 4.8\%$;

Noeud N°13 : $(0.012 - 0.011) * 100 / 0.011 = 9.1\%$.

Cas 2 : Charge concentrée au centre

Pour ce cas de chargement, nous avons fait passer par l'anneau placé lors du bétonnage une barre. Cette barre est bloquée à son extrémité supérieure par un mécanisme simple (caoutchouc + plaquette métallique). A l'extrémité inférieure nous avons fixé une plaque métallique sur laquelle nous déposons des masses plates de 10 kg chacune. Nous avons supposé un chargement correspondant au poids d'un ouvrier qui monte sur le toit avec une caisse d'outils. Ainsi nous avons placé 15 plaques de 10 kg soit une masse totale de 150 kg. L'expérience a été répétée une deuxième fois. Nous avons fait deux lectures sur le micromètre placé juste en dessous du point du chargement. Les valeurs lues sont : 4.8 et 4.6 centièmes de mm. La valeur moyenne est de $(4.8 + 4.6) / 100 = 0.047$ mm.

Cette valeur rapportée à un chargement de 4000 N (4000 N représente la valeur théorique de 1000 N sur le quart de la structure) nous donne : $0.047 * (4000 / 150 * 9.81) = 0.1278 \text{ mm}$.
Le résultat obtenu sur le modèle mathématique est: 0.1153 mm .
L'écart est de: $(0.1278 - 0.1153) * 100 / 0.1153 = 10.8\%$

Cas 3 : Charge concentrée au milieu du quart

Le même dispositif nous a permis de placer la même charge de 150 kg. Pour assurer la verticalité des charges ce dispositif a été tordu légèrement dans sa partie supérieure. Ici aussi nous avons effectué deux fois le chargement. Les lectures faites sont : 9.5 et 10.0. La moyenne est de 9.75
soit $9.75/100 = 0.0975 \text{ mm}$.

En rapportant cette valeur à un chargement de 1000 N, on a :
 $0.0975 * (1000 / 150 * 9.81) = 0.0663 \text{ mm}$.

Le résultat obtenu sur le modèle mathématique est de 0.0621 mm .
L'écart sur cette valeur est de: $(0.0663 - 0.0621) * 100 / 0.0621$
soit 6.8%

En béton armé un écart de 15% reste faible par rapport à l'incertitude des mesures des sollicitations.

En conclusion nous pouvons dire que les mesures faites sur les micromètres sont en conformité avec les résultats obtenus par le modèle mathématique.

3ème PARTIE :
DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES
POUR LE MODELE EN VRAIE
GRANDEUR

DIMENSIONNEMENT

Il est apparu que le modèle construit est surdimensionné. A partir des résultats du modèle mathématique et de ceux d'essais, nous retenons pour une toiture hyper reposant sur un mur de 4 m x 4 m les données suivantes:

1.1 Poutres de ceinture (anneau de tension)

Section de béton : $A_g = 120 \text{ mm} \times 120 \text{ mm}$
Section d'armatures : $A_s = 4$ barres de 6 mm de diamètre
Etriers : barres de 6 mm de diamètre
Espacement des étriers : 150 mm

1.2 Poutres de rive

Section de béton : $A_g = 120 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$
Section d'armatures : $A_s = 4$ barres de 8 mm de diamètre
Etriers : Barres de 6 mm espacées de 150 mm.
Enrobage : 40 mm

1.3 Poutres intérieures

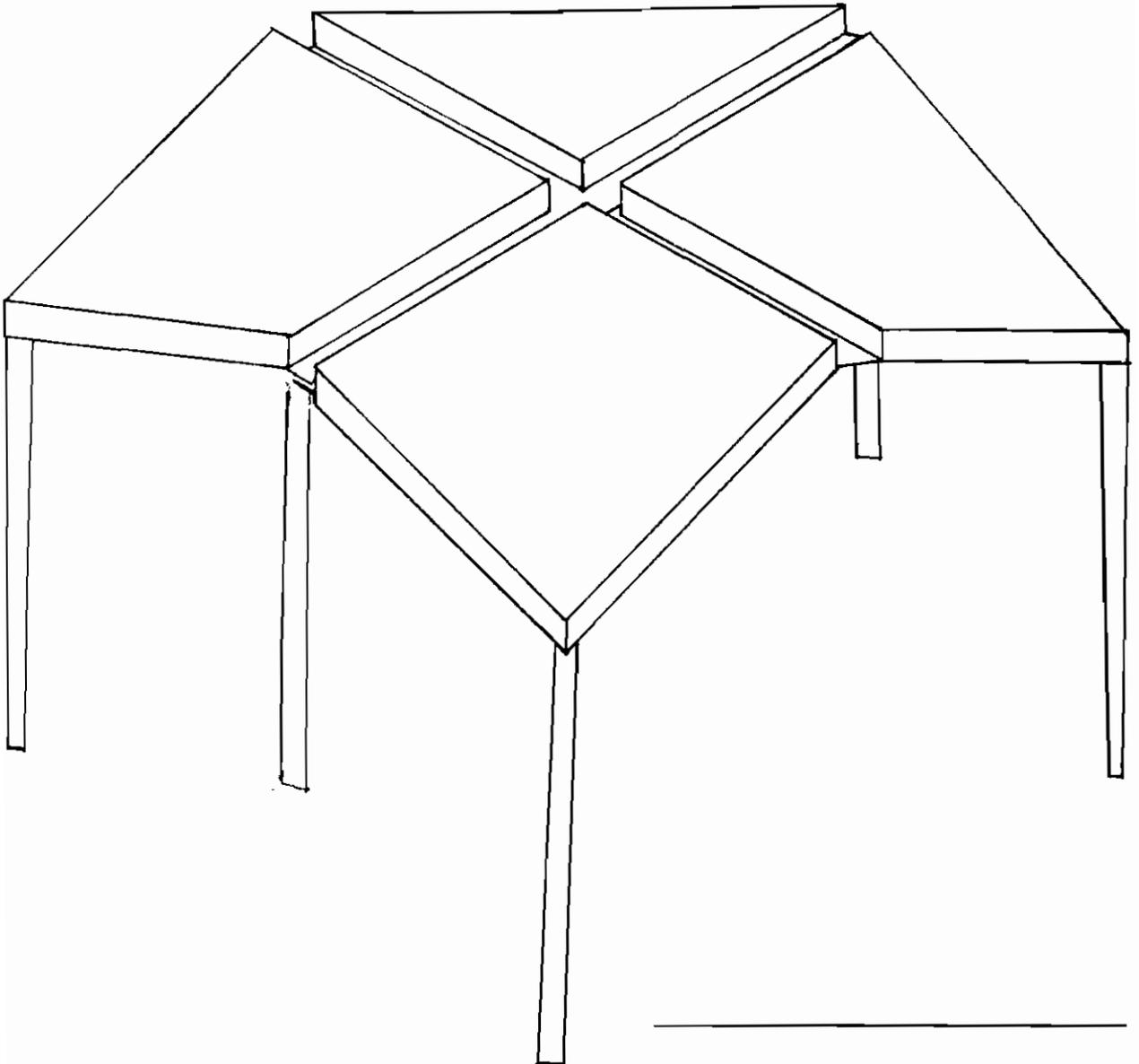
Section de béton : $A_g = 100 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$
Section d'armatures : $A_s = 4$ barres de 6 mm de diamètre
Etriers : barres de 6 mm de diamètre
Espacement des étriers : 100 mm
Enrobage : 20 mm

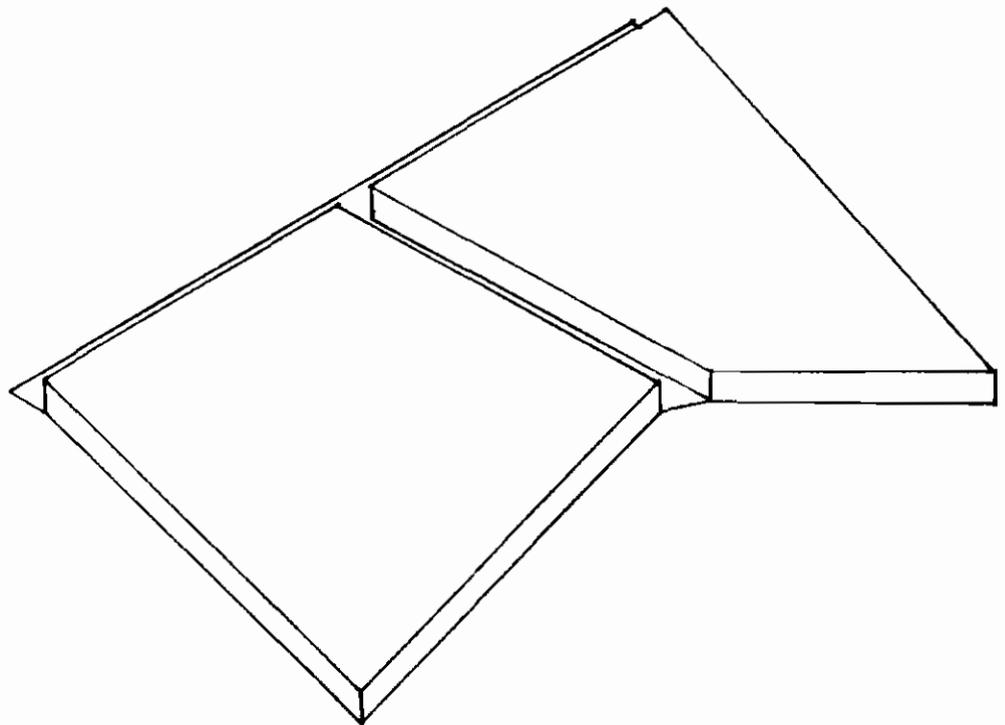
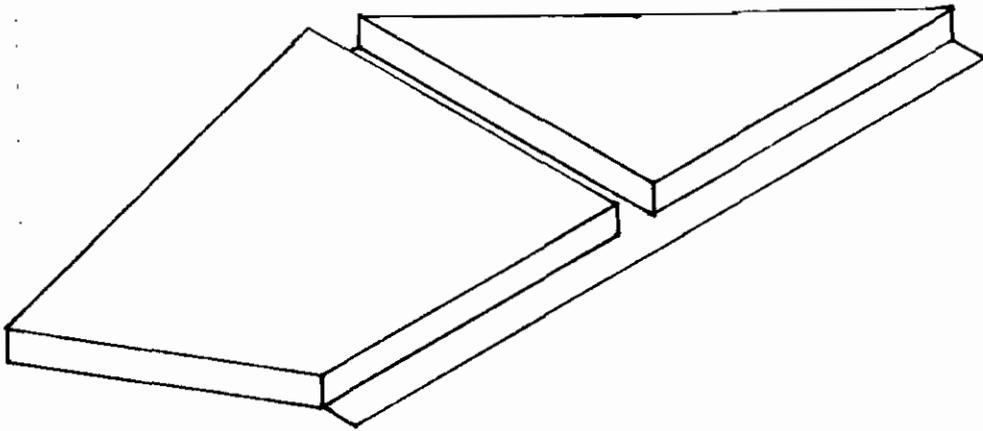
1.4 Coque

Epaisseur : 50 mm
Armature longitudinale : barres de 6 mm de diamètre
Espacement des barres : 145 mm

2.1 Coffrage

Le coût de coffrage a une incidence réduite sur le coût de revient s'il est possible de le réutiliser de nombreuses fois. Pour cela, il serait bon d'utiliser un coffrage métallique autoportant, démontable, bien réglé et bien rigide comme le montre le plan ci-dessous. La pente maximale est fixée à 40%.





2.2 Ferrailage

Compte tenu des difficultés rencontrées (attache des barres, maintien de ces dernières à mi-épaisseur, temps de pose élevé) il est préférable que le ferrailage de la coque soit réalisé au moyen d'un treillis métallique soudé. Une telle armature est plus rigide. Le pourcentage géométrique d'armature totale A_s dans chaque direction doit valoir 0.3% au moins de la section de béton. De plus l'espacement entre deux barres parallèles ne doit pas dépasser trois (3) fois l'épaisseur de la dalle.

2.3 Bétonnage

Etant donné la faible épaisseur des voiles, la plus grande dimension des granulats (D) est ordinairement fixé à 22 mm (Réf.3). D'autre part un béton raide est mieux adapté à la forme du coffrage. On bétonnera autant que possible symétriquement et en progressant des parties basses vers le sommet.

ESTIMATION BUDGETAIRE

Estimation budgétaire d'une case 4 m x 4 m avec une toiture hypar incluant l'achat de matériaux, le transport et la main d'oeuvre.

DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	PRIX UNITAIRE	MOTANT
I. Béton armé				
- Fondation		1.600		128000
- Poutres	m3	0.462	80000	36960
- Toiture		0.800		64000
II. Mur de géobéton ou brique de ciment recouvert de crépis	m ²	40	4000	160000
III. Menuiserie métallique				
- Portes		1	50000	50000
- Fenêtres		1	20000	20000
IV. Accessoires du toit				
- Imperméabilisation				50000
- Chaume				25000
V. Coffrage				
- Location + installation du coffrage hypar réutilisable				40000
			Sous total	573960
Contingence + profit de l'entrepreneur (environ 20%)				126040
TOTAL				700000

DISCUSSION ET RECOMMANDATIONS

Après la présente étude, il serait indispensable de faire ressortir certaines remarques:

1. La très grande rigidité de la toiture sous les charges de service: la norme (Réf 2) admet (1 / 180) comme flèche maximale soit (1940 / 180) = 10.8 mm; nous avons obtenu une flèche maximale de 0.064 mm imputable à la surcharge de service.
2. La correspondance quasi-parfaite entre les valeurs de fléchissements et d'efforts du modèle physique versus le modèle mathématique implique:
 - Le niveau de convergence (obtenu du modèle mathématique très rapidement) excellent (Référence trame 6 x 6 sur l'ensemble de la toiture).
 - Une exécution **excellente** du modèle physique.
3. L'étude approximative obtenue à partir des formules théoriques des hypars (voir annexe C) diffère sensiblement du modèle mathématique (IMAGES-3D) principalement à cause des conditions de frontières: les formules théoriques imposent un déplacement nul aux quatre coins seulement alors que la réalité veut que tout le périmètre soit supporté verticalement.
4. La charge théorique de flambement égale 4 fois celle obtenue.
5. L'effort critique est l'effort de cisaillement à la section critique entre la nervure centrale et les poutres de rive.

Pour cela nous recommandons que des études théoriques (IMAGES-3D) supplémentaires soient faites afin de:

1. diminuer la flèche; ceci faciliterait la mise en place du

béton minimisant le problème de ressuage.

2. d'étudier à fond un coffrage réutilisable:

- facilité de montage et de démantèlement;
- robustesse;
- ajustable à cause des défauts de construction;
- transport.

3. de trouver l'armature la mieux adaptée d'entre l'armature conventionnelle et les treillis métalliques soudés.

4. d'obtenir une parfaite imperméabilisation et un bon système d'attache du chaume contre l'arrachement dû au vent.

5. d'initier un programme de formation des ouvriers concernant les domaines suivants:

- le mûrissement du béton;
- le chevauchement des armatures;
- le dosage du béton et du mortier;
- les travaux de nivellement (le niveau à corde suffit largement).

Seulement il est important de noter que les essais ont eu lieu au laboratoire où les conditions optimales sont réunies. Nous avons par exemple le mûrissement réalisé à 100% sous l'humidité; ce qui n'est pas toujours le cas sur le chantier. Aussi n'allons-nous pas constater que de nombreuses simulations de comportement, intéressantes et probantes d'ailleurs, n'ont pas pu être réalisées : nous citons en exemple le cas d'un affaissement de support qui mettrait en évidence le niveau fissuration dans la structure.

Par ailleurs la toiture présente quelques signes de

surdimensionnement. C'est ce^{que} montre une photo de l'annexe D où, même avec un chargement uniforme équivalent à deux hauteurs de briques (environ une surcharge de 4 KPa), les micromètres nous indiquent que nous sommes toujours dans la phase élastique. Nous gagnerons alors en matériaux en optimisant les dimensions des pièces sur le modèle mathématique.

CONCLUSION

Au terme de ce travail de fin d'études, force est de reconnaître que la phase de l'expérimentation est achevée.

Le modèle mathématique ayant prouvé sa fiabilité, des études théoriques supplémentaires (IMAGES-3D) devront être effectuées afin d'optimiser le prototype.

Aussi, le présent travail nous a-t-il permis de nous familiariser avec le programme IMAGES-3D.

BIBLIOGRAPHIE

- 1 - MARTIAL MISSIHOUN, " Calcul et technologie des voiles minces, cas de dimensionnement en béton armé ", Ecole Polytechnique de Thiès, Août 1992.
- 2 - C.S.A, " Calcul des ouvrages en béton dans les bâtiments ", A.C.N.O.R , 1984.
- 3 - A.PADUART, " Les voiles minces en béton armé ", Presses Universitaires de Bruxelles, 1969.
- 4 - A.BAZERGUI, T.BUI-QUOC, A.BIRON, G.McINTYRE, C.LABERGE, " Résistance des matériaux ", Ecole Polytechnique de Montréal, 1985, 1987.
- 5 - P.C.A, " Elementary Analysis of Hyperbolic Paraboloid Shell" Publication Ciment Portland Association, 1960.
- 6 - Celestial Software, " IMAGES-3D, User's Manual ", Celestial Software.
- 7 - SCHNOBRICH, W.C, " Analysis of Hipped Roof Hyperbolic Paraboloid Structure ", Journal of the Structural Division of A.S.C.E, 97 (ST 7), July 1972.
- 8 - IBRAHIMA CISSE, " Notes de cours de Technologie de béton ", Ecole Polytechnique de Thiès, 1991, 1992.
- 9 - ARAM SAMIKIAN, " Béton armé, Calcul aux états limites, Théorie et Pratique ", 2^e édition, GAETAN MORIN.
- 10- N.M. DEHOUSSE & R. ARNOULD, " Les modèles réduits de structures en génie civil ", DUNOD, 1971.
- 11- A.C.I, " Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-71) ", Septembre 1977.

ANNEXE A

===== I M A G E S 3 D =====
 = Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
 =====

SOLVE DISPLACEMENTS Version 2.0 07/01/90

Modele RDM, 2m x 2m, Hypar 4 x 4

L O A D C A S E 1

CHARGEMENT DE GRAVITE

APPLIED LOAD VECTOR

Node	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
1	-.1422E-14	-.1422E-14	-.1038E+03	-.1862E+04	.1862E+04	.0000E+00
2	-.2845E-14	.0000E+00	-.1151E+03	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
3	-.2845E-14	.0000E+00	-.1146E+03	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
4	-.2845E-14	.0000E+00	-.1143E+03	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
5	-.1422E-14	.0000E+00	-.6261E+02	-.2217E+03	-.1862E+04	.0000E+00
6	.0000E+00	-.2845E-14	-.1151E+03	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
7	.0000E+00	.0000E+00	-.4513E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
8	.0000E+00	.0000E+00	-.4416E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
9	.0000E+00	.0000E+00	-.4357E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
10	.0000E+00	.0000E+00	-.3265E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
11	.0000E+00	-.2845E-14	-.1146E+03	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
12	.0000E+00	.0000E+00	-.4416E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
13	.0000E+00	.0000E+00	-.4317E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
14	.0000E+00	.0000E+00	-.4256E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
15	.0000E+00	.0000E+00	-.3215E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
16	.0000E+00	-.2845E-14	-.1143E+03	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
17	.0000E+00	.0000E+00	-.4357E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
18	.0000E+00	.0000E+00	-.4256E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
19	.0000E+00	.0000E+00	-.4194E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
20	.0000E+00	.0000E+00	-.3184E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
21	.0000E+00	-.1422E-14	-.6261E+02	.1862E+04	.2217E+03	.0000E+00
22	.0000E+00	.0000E+00	-.3265E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
23	.0000E+00	.0000E+00	-.3215E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
24	.0000E+00	.0000E+00	-.3184E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
25	.0000E+00	.0000E+00	-.2135E+02	.2217E+03	-.2217E+03	.0000E+00

==== I M A G E S 3 D =====
 = Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
 =====

SOLVE DISPLACEMENTS Version 2.0 07/01/90

Modele RDM, 2m x 2m, Hypar 4 x 4

L O A D C A S E 1

CHARGEMENT DE GRAVITE

DISPLACEMENTS

Node	T r a n s l a t i o n s			/	R o t a t i o n s		
	X	Y	Z		X	Y	Z
1	-.6974E-03	-.6980E-03	.0000E+00	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
2	-.7438E-03	-.1067E-02	.0000E+00	/	-.3116E-05	-.3740E-07	-.2131E-05
3	-.6176E-03	-.1109E-02	.0000E+00	/	-.7297E-05	.2869E-06	-.1607E-05
4	-.3478E-03	-.4224E-03	.0000E+00	/	-.1133E-04	.5699E-06	-.4421E-06
5	.0000E+00	.8811E-03	.0000E+00	/	-.1424E-04	.0000E+00	.0000E+00
6	-.1066E-02	-.7445E-03	.0000E+00	/	.3744E-07	.3117E-05	.2130E-05
7	-.7986E-03	-.7993E-03	-.1370E-02	/	-.6350E-05	.6349E-05	.0000E+00
8	-.3679E-03	-.5965E-03	-.3160E-02	/	-.1711E-04	.7821E-05	.0000E+00
9	-.7205E-04	-.1028E-03	-.4360E-02	/	-.2384E-04	.2356E-05	.0000E+00
10	.0000E+00	.8711E-03	-.4632E-02	/	-.2161E-04	.0000E+00	.0000E+00
11	-.1108E-02	-.6182E-03	.0000E+00	/	-.2872E-06	.7297E-05	.1606E-05
12	-.5958E-03	-.3684E-03	-.3160E-02	/	-.6836E-05	.1753E-04	.0000E+00
13	.9153E-04	.9111E-04	-.7433E-02	/	-.1683E-04	.1683E-04	.0000E+00
14	.2847E-03	.2516E-03	-.9502E-02	/	-.1795E-04	-.6135E-06	.0000E+00
15	.0000E+00	.6865E-03	-.9425E-02	/	-.1774E-04	.0000E+00	.0000E+00
16	-.4209E-03	-.3481E-03	.0000E+00	/	-.5705E-06	.1133E-04	.4419E-06
17	-.1021E-03	-.7237E-04	-.4361E-02	/	-.1667E-05	.2390E-04	.0000E+00
18	.2519E-03	.2845E-03	-.9502E-02	/	.9668E-06	.1793E-04	.0000E+00
19	.2948E-03	.2948E-03	-.1236E-01	/	-.5112E-05	.5111E-05	.0000E+00
20	.0000E+00	.3666E-03	-.1297E-01	/	-.1088E-04	.0000E+00	.0000E+00
21	.8827E-03	.0000E+00	.0000E+00	/	.0000E+00	.1424E-04	.0000E+00
22	.8719E-03	.0000E+00	-.4632E-02	/	.0000E+00	.2161E-04	.0000E+00
23	.6866E-03	.0000E+00	-.9425E-02	/	.0000E+00	.1774E-04	.0000E+00
24	.3666E-03	.0000E+00	-.1297E-01	/	.0000E+00	.1088E-04	.0000E+00
25	.0000E+00	.0000E+00	-.1435E-01	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
26	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
27	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
28	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
29	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00

===== I M A G E S 3 D =====
 = Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
 =====

SOLVE BEAM LOADS/STRESSES Version 2.0 07/01/90

Modele RDM, 2m x 2m, Hypar 4 x 4

Load Case 1:CHARGEMENT DE GRAVITE

BEAM LOADS AND/OR STRESSES

LLoads	Node	Axial	Y-Shear	Z-Shear	Torsion	Y-Bending	Z-Bending
Stress	Node	Axial	Y-Shear	Z-Shear	Torsion	Y-Bending	Z-Bending
Stress	Node	Maximum	Minimum	Cmb. Shear			
BEAM NO. 1							
LLoads	1	.7895E+02	.4039E+02	-.8744E+02	.8546E+04	.1595E+05	.1490E+04
LLoads	2	-.4458E+02	.4509E+02	.8744E+02	-.8546E+04	.6908E+04	-.2105E+04
BEAM NO. 2							
LLoads	2	-.1509E+03	.4548E+02	-.3219E+02	.8538E+04	-.7141E+04	.2779E+04
LLoads	3	.1852E+03	.4000E+02	.3219E+02	-.8538E+04	.1555E+05	-.2062E+04
BEAM NO. 3							
LLoads	3	-.3420E+03	.4059E+02	.8899E+01	.7677E+04	-.1551E+05	.2068E+04
LLoads	4	.3763E+03	.4489E+02	-.8899E+01	-.7677E+04	.1319E+05	-.2630E+04
BEAM NO. 4							
LLoads	4	-.4458E+03	.5321E+02	.3683E+02	.5866E+04	-.1310E+05	.2248E+04
LLoads	5	.4802E+03	.3227E+02	-.3683E+02	-.5866E+04	.3474E+04	.4872E+03
BEAM NO. 5							
LLoads	1	.7912E+02	.4038E+02	.8738E+02	-.8547E+04	-.1593E+05	.1489E+04
LLoads	6	-.4475E+02	.4510E+02	-.8738E+02	.8547E+04	-.6908E+04	-.2106E+04
BEAM NO. 6							
LLoads	6	-.1510E+03	.4548E+02	.3217E+02	-.8539E+04	.7141E+04	.2779E+04
LLoads	11	.1853E+03	.4000E+02	-.3217E+02	.8539E+04	-.1555E+05	-.2062E+04
BEAM NO. 7							
LLoads	11	-.3423E+03	.4059E+02	-.8897E+01	-.7677E+04	.1551E+05	.2069E+04
LLoads	16	.3767E+03	.4489E+02	.8897E+01	.7677E+04	-.1319E+05	-.2630E+04
BEAM NO. 8							
LLoads	16	-.4462E+03	.5322E+02	-.3681E+02	-.5866E+04	.1310E+05	.2249E+04
LLoads	21	.4806E+03	.3227E+02	.3681E+02	.5866E+04	-.3475E+04	.4893E+03
BEAM NO. 9							
LLoads	5	.1981E+01	.1529E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.3842E+04
LLoads	10	-.1981E+01	-.4321E+01	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	-.1464E+04
BEAM NO. 10							
LLoads	10	.3665E+02	.6238E+01	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	-.9635E+03
LLoads	15	-.3665E+02	.4733E+01	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.1146E+04
BEAM NO. 11							
LLoads	15	.6347E+02	.7950E+01	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	-.1743E+04
LLoads	20	-.6347E+02	.3020E+01	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.2341E+04
BEAM NO. 12							
LLoads	20	.7276E+02	.7723E+01	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	-.3096E+04
LLoads	25	-.7276E+02	.3247E+01	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.3638E+04

BEAM NO. 13

LLoads 21 .2142E+01 .1529E+02 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .3842E+04
 LLoads 22 -.2142E+01 -.4323E+01 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 -.1464E+04

ECOLE POLYTECHNIQUE DE MONTREAL S/N:801651 06/19/93
 Run ID=LO49840 08:57:39

===== I M A G E S 3 D =====
 = Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
 =====

SOLVE BEAM LOADS/STRESSES Version 2.0 07/01/90

Modele RDM, 2m x 2m, Hypar 4 x 4

Load Case 1:CHARGEMENT DE GRAVITE

LLoads	Node	Axial	Y-Shear	Z-Shear	Torsion	Y-Bending	Z-Bending
Stress	Node	Axial	Y-Shear	Z-Shear	Torsion	Y-Bending	Z-Bending
Stress	Node	Maximum	Minimum	Cmb. Shear			

BEAM NO. 14

LLoads 22 .3676E+02 .6238E+01 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 -.9839E+03
 LLoads 23 -.3676E+02 .4732E+01 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .1146E+04

BEAM NO. 15

LLoads 23 .6350E+02 .7950E+01 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 -.1743E+04
 LLoads 24 -.6350E+02 .3020E+01 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .2341E+04

BEAM NO. 16

LLoads 24 .7276E+02 .7722E+01 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 -.3095E+04
 LLoads 25 -.7276E+02 .3248E+01 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .3638E+04

BEAM NO. 17

LLoads 1 -.2696E+03 .0000E+00 .1168E+02 .0000E+00 -.5663E+04 .0000E+00
 LLoads 28 .2696E+03 .0000E+00 -.1168E+02 .0000E+00 -.5663E+04 .0000E+00

BEAM NO. 18

LLoads 1 -.2698E+03 .0000E+00 -.1167E+02 .0000E+00 .5659E+04 .0000E+00
 LLoads 29 .2698E+03 .0000E+00 .1167E+02 .0000E+00 .5659E+04 .0000E+00

===== I M A G E S 3 D =====
 = Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
 =====

SOLVE PLATE LOADS/STRESSES Version 2.0 07/01/90

Modele RDM, 2m x 2m, Hypar 4 x 4

Load Case 1:CHARGEMENT DE GRAVITE

PLATE LOADS AND/OR STRESSES

GLoads	Node	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Stress	Surf	Sigma X	Sigma Y	Tau XY	Sigma 1	Sigma 2	Angle
Stress		Shear XZ	Shear YZ				
PLATE 1							
GLoads	1	.1357E+03	.1357E+03	.7981E+02	-.8427E+03	.8429E+03	.8129E-01
GLoads	2	.1144E+03	-.1021E+03	.8143E+01	-.5402E+03	.7791E+03	.8406E+02
GLoads	7	-.1478E+03	-.1480E+03	-.9602E+02	-.5669E+03	.5669E+03	.1886E-01
GLoads	6	-.1024E+03	.1144E+03	.8059E+01	-.7789E+03	.5403E+03	-.8395E+02
Stress	TOP	-.9540E-02	-.3389E-02	-.2796E-01	.2166E-01	-.3459E-01	-48.1
				Von Mises =	.4915E-01		
Stress	MID	-.1168E-01	-.4111E-02	-.3438E-01	.2689E-01	-.4248E-01	-48.1
				Von Mises =	.6042E-01		
		.2189E-02	.1959E-02				
Stress	BOT	-.1382E-01	-.4832E-02	-.4079E-01	.3171E-01	-.5037E-01	-48.1
				Von Mises =	.7189E-01		
PLATE 2							
GLoads	2	.1007E+03	.1573E+03	.7554E+02	.4604E+03	-.1054E+03	.1355E+03
GLoads	3	.1373E+03	-.8076E+02	.3131E+02	.2904E+03	-.2324E+02	.9634E+02
GLoads	8	-.1278E+03	-.1587E+03	-.8549E+02	-.1358E+03	.2316E+03	.3919E+01
GLoads	7	-.1102E+03	.8210E+02	-.2136E+02	.2264E+03	.1310E+03	.1126E+03
Stress	TOP	-.8071E-03	-.1644E-02	-.2459E-01	.2336E-01	-.2581E-01	-44.5
				Von Mises =	.4261E-01		
Stress	MID	-.3884E-02	-.1031E-01	-.3371E-01	.2676E-01	-.4096E-01	-42.3
				Von Mises =	.5908E-01		
		.1837E-03	-.7045E-03				
Stress	BOT	-.6961E-02	-.1898E-01	-.4283E-01	.3028E-01	-.5623E-01	-41.0
				Von Mises =	.7603E-01		
PLATE 3							
GLoads	3	.3822E+02	.1218E+03	.3098E+02	.5235E+03	.2968E+02	.1887E+03
GLoads	4	.1265E+03	-.4072E+02	.3971E+02	.1508E+03	.9516E+02	.6740E+02
GLoads	9	-.7447E+02	-.1245E+03	-.4232E+02	-.5363E+03	.1430E+03	-.1764E+02
GLoads	8	-.9026E+02	.4336E+02	-.2837E+02	-.3985E+02	.2430E+03	-.1364E+02
Stress	TOP	.5031E-02	.6198E-02	-.1705E-01	.2268E-01	-.1145E-01	-46.0
				Von Mises =	.3008E-01		
Stress	MID	.5497E-02	-.1063E-01	-.2319E-01	.2198E-01	-.2712E-01	-35.4
				Von Mises =	.4260E-01		
		.4091E-03	-.1166E-03				
Stress	BOT	.5962E-02	-.2746E-01	-.2933E-01	.2301E-01	-.4451E-01	-30.2
				Von Mises =	.5945E-01		

GLoads	Node	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Stress	Surf	Sigma X	Sigma Y	Tau XY	Sigma 1	Sigma 2	Angle
Stress		Shear XZ	Shear YZ				
PLATE 4							
GLoads	4	-.2543E+02	.6868E+02	.7981E+01	.1563E+04	-.4765E+03	.5258E+03
GLoads	5	.1085E+03	-.3881E+02	.5935E+02	.2896E+04	-.3792E+03	.9998E+03
GLoads	10	-.7390E+01	-.5528E+02	-.3093E+02	.2404E+04	-.1043E+03	.8405E+03
GLoads	9	-.7565E+02	.2543E+02	-.3640E+02	.9633E+03	-.1658E+03	.5134E+02
Stress	TOP	.1518E-01	.1147E-01	-.1271E-01	.2617E-01	.4801E-03	-40.8
				Von Mises =	.2593E-01		
Stress	MID	.1425E-01	-.4090E-02	-.1306E-01	.2104E-01	-.1087E-01	-27.5
				Von Mises =	.2810E-01		
		-.8983E-03	-.6588E-02				
Stress	BOT	.1333E-01	-.1965E-01	-.1340E-01	.1808E-01	-.2441E-01	-19.5
				Von Mises =	.3694E-01		
PLATE 5							
GLoads	6	.1576E+03	.1010E+03	.7572E+02	.1056E+03	-.4605E+03	-.1355E+03
GLoads	7	.8184E+02	-.1101E+03	-.2142E+02	-.1309E+03	-.2266E+03	-.1126E+03
GLoads	12	-.1584E+03	-.1278E+03	-.8543E+02	-.2233E+03	.1488E+03	-.3910E+01
GLoads	11	-.8102E+02	.1370E+03	.3113E+02	.2339E+02	-.2904E+03	-.9627E+02
Stress	TOP	-.5591E-02	.3093E-02	-.2416E-01	.2330E-01	-.2580E-01	-50.1
				Von Mises =	.4253E-01		
Stress	MID	-.1569E-01	.1451E-02	-.3271E-01	.2670E-01	-.4094E-01	-52.3
				Von Mises =	.5901E-01		
		-.6875E-03	.2397E-03				
Stress	BOT	-.2580E-01	-.1908E-03	-.4127E-01	.3021E-01	-.5620E-01	-53.6
				Von Mises =	.7596E-01		
PLATE 6							
GLoads	7	.1761E+03	.1760E+03	.9367E+02	.4714E+03	-.4714E+03	.4818E-02
GLoads	8	.6739E+02	-.5622E+02	.1008E+01	-.3618E+02	-.4797E+03	-.2196E+02
GLoads	13	-.1871E+03	-.1873E+03	-.9567E+02	.2202E+02	-.2196E+02	.1505E-01
GLoads	12	-.5638E+02	.6744E+02	.9922E+00	.4810E+03	.8957E+01	.2195E+02
Stress	TOP	-.2021E-01	-.1768E-01	-.2138E-01	.2467E-02	-.4036E-01	-46.7
				Von Mises =	.4165E-01		
Stress	MID	-.2062E-01	-.1653E-01	-.3455E-01	.1604E-01	-.5319E-01	-46.7
				Von Mises =	.6277E-01		
		-.7899E-03	-.7445E-03				
Stress	BOT	-.2103E-01	-.1537E-01	-.4773E-01	.2961E-01	-.6602E-01	-46.7
				Von Mises =	.8479E-01		
PLATE 7							
GLoads	8	.1507E+03	.1715E+03	.6870E+02	.2118E+03	.5129E+01	-.1003E+02
GLoads	9	.5196E+02	-.2880E+02	.5753E+01	-.2934E+03	-.5194E+03	-.1211E+02
GLoads	14	-.1719E+03	-.1739E+03	-.6827E+02	.1081E+03	-.5270E+03	-.1974E+02
GLoads	13	-.3070E+02	.3119E+02	-.6179E+01	.4475E+03	.3322E+03	.1625E+03
Stress	TOP	-.3791E-01	-.2807E-01	-.2350E-01	-.8985E-02	-.5700E-01	-50.9
				Von Mises =	.5308E-01		
Stress	MID	-.1890E-01	-.1927E-01	-.2862E-01	.9533E-02	-.4771E-01	-44.8
				Von Mises =	.5312E-01		
		-.5766E-03	-.4080E-03				
Stress	BOT	.1049E-03	-.1047E-01	-.3374E-01	.2897E-01	-.3933E-01	-40.5
				Von Mises =	.5938E-01		

GLoads	Node	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Stress	Surf	Sigma X	Sigma Y	Tau XY	Sigma 1	Sigma 2	Angle
Stress		Shear XZ	Shear YZ				
PLATE 8							
GLoads	9	.9816E+02	.1279E+03	.2940E+02	-.1336E+03	.6323E+03	-.1889E+02
GLoads	10	.1275E+02	.2061E+02	.7334E+01	.2362E+02	.4111E+03	.2660E+02
GLoads	15	-.1302E+03	-.1324E+03	-.3125E+02	.2807E+03	.6649E+03	.1040E+03
GLoads	14	.1925E+02	-.1611E+02	-.5485E+01	.1885E+03	.7109E+03	-.2618E+02
Stress	TOP	-.1893E-01	-.2767E-01	-.1762E-01	-.5141E-02	-.4146E-01	-38.0
					Von Mises =	.3914E-01	
Stress	MID	-.1657E-01	-.1982E-01	-.1553E-01	-.2580E-02	-.3382E-01	-42.0
					Von Mises =	.3260E-01	
		.1911E-02	-.3150E-03				
Stress	BOT	-.1421E-01	-.1198E-01	-.1344E-01	.3923E-03	-.2659E-01	-47.4
					Von Mises =	.2678E-01	
PLATE 9							
GLoads	11	.1221E+03	.3877E+02	.3125E+02	-.2978E+02	-.5238E+03	-.1888E+03
GLoads	12	.4309E+02	-.9034E+02	-.2846E+02	-.2404E+03	.5332E+02	.1363E+02
GLoads	17	-.1242E+03	-.7435E+02	-.4225E+02	-.1275E+03	.5404E+03	.1765E+02
GLoads	16	-.4092E+02	.1259E+03	.3945E+02	-.9528E+02	-.1506E+03	-.6734E+02
Stress	TOP	.4507E-02	.6646E-02	-.1700E-01	.2261E-01	-.1145E-01	-46.8
					Von Mises =	.3002E-01	
Stress	MID	-.1289E-01	.7675E-02	-.2225E-01	.2191E-01	-.2712E-01	-57.4
					Von Mises =	.4254E-01	
		-.9630E-04	.4146E-03				
Stress	BOT	-.3028E-01	.8705E-02	-.2751E-01	.2293E-01	-.4450E-01	-62.7
					Von Mises =	.5938E-01	
PLATE 10							
GLoads	12	.1717E+03	.1507E+03	.6874E+02	-.1726E+02	-.2111E+03	.1003E+02
GLoads	13	.3106E+02	-.3061E+02	-.6187E+01	-.3322E+03	-.4476E+03	-.1626E+03
GLoads	18	-.1738E+03	-.1720E+03	-.6827E+02	.5249E+03	-.1184E+03	.1975E+02
GLoads	17	-.2895E+02	.5190E+02	.5719E+01	.5276E+03	.2785E+03	.1209E+02
Stress	TOP	-.2979E-01	-.3622E-01	-.2378E-01	-.9011E-02	-.5700E-01	-41.1
					Von Mises =	.5307E-01	
Stress	MID	-.2134E-01	-.1685E-01	-.2851E-01	.9507E-02	-.4770E-01	-47.3
					Von Mises =	.5309E-01	
		-.4283E-03	-.5614E-03				
Stress	BOT	-.1290E-01	.2520E-02	-.3325E-01	.2895E-01	-.3932E-01	-51.5
					Von Mises =	.5935E-01	
PLATE 11							
GLoads	13	.1868E+03	.1867E+03	.6487E+02	-.1374E+03	.1373E+03	-.5981E-03
GLoads	14	-.1780E+02	.2367E+02	-.4366E+01	-.4890E+03	-.9662E+03	-.2467E+02
GLoads	19	-.1926E+03	-.1926E+03	-.5615E+02	.5106E+03	-.5105E+03	.9960E-02
GLoads	18	.2362E+02	-.1774E+02	-.4358E+01	.9757E+03	.4699E+03	.2467E+02
Stress	TOP	-.5851E-01	-.5766E-01	-.1909E-01	-.3899E-01	-.7718E-01	-45.6
					Von Mises =	.6684E-01	
Stress	MID	-.3003E-01	-.2897E-01	-.2393E-01	-.5564E-02	-.5344E-01	-45.6
					Von Mises =	.5089E-01	
		-.7368E-03	-.7207E-03				
Stress	BOT	-.1562E-02	-.2797E-03	-.2877E-01	.2786E-01	-.2970E-01	-45.6
					Von Mises =	.4986E-01	

GLoads	Node	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Stress	Surf	Sigma X	Sigma Y	Tau XY	Sigma 1	Sigma 2	Angle
Stress		Shear XZ	Shear YZ				
PLATE 12							
GLoads	14	.1705E+03	.1664E+03	.3556E+02	.1924E+03	.7823E+03	-.4736E+02
GLoads	15	-.1009E+03	.1055E+03	-.2613E+01	.3163E+03	.6427E+03	.7999E+02
GLoads	20	-.1836E+03	-.1771E+03	-.2931E+02	.8300E+03	.8117E+03	.1659E+03
GLoads	19	.1140E+03	-.9475E+02	-.3639E+01	.8606E+03	.1112E+04	.1856E+03
Stress	TOP	-.4555E-01	-.5338E-01	-.6401E-02	-.4196E-01	-.5697E-01	-29.3
				Von Mises =	.5114E-01		
Stress	MID	-.3934E-01	-.3706E-01	-.1002E-01	-.2812E-01	-.4828E-01	-48.3
				Von Mises =	.4200E-01		
		.2816E-02	-.1881E-02				
Stress	BOT	-.3313E-01	-.2073E-01	-.1363E-01	-.1196E-01	-.4191E-01	-57.2
				Von Mises =	.3739E-01		
PLATE 13							
GLoads	16	.6884E+02	-.2481E+02	.8258E+01	.4769E+03	-.1563E+04	-.5259E+03
GLoads	17	.2528E+02	-.7584E+02	-.3648E+02	.1282E+03	-.9679E+03	-.5137E+02
GLoads	22	-.5516E+02	-.7222E+01	-.3088E+02	.1045E+03	-.2404E+04	-.8406E+03
GLoads	21	-.3895E+02	.1079E+03	.5911E+02	.3796E+03	-.2897E+04	-.9999E+03
Stress	TOP	.1104E-01	.1554E-01	-.1261E-01	.2610E-01	.4826E-03	-50.1
				Von Mises =	.2586E-01		
Stress	MID	-.4527E-02	.1462E-01	-.1271E-01	.2096E-01	-.1086E-01	-63.5
				Von Mises =	.2802E-01		
		-.6603E-02	-.7894E-03				
Stress	BOT	-.2010E-01	.1370E-01	-.1281E-01	.1800E-01	-.2440E-01	-71.4
				Von Mises =	.3686E-01		
PLATE 14							
GLoads	17	.1279E+03	.9829E+02	.2945E+02	-.5283E+03	.1489E+03	.1890E+02
GLoads	18	-.1620E+02	.1930E+02	-.5486E+01	-.7145E+03	-.1746E+03	.2617E+02
GLoads	23	-.1323E+03	-.1302E+03	-.3125E+02	-.6648E+03	-.2808E+03	-.1039E+03
GLoads	22	.2054E+02	.1260E+02	.7286E+01	-.4112E+03	-.2343E+02	-.2658E+02
Stress	TOP	-.2810E-01	-.1853E-01	-.1751E-01	-.5166E-02	-.4146E-01	-52.6
				Von Mises =	.3914E-01		
Stress	MID	-.2020E-01	-.1622E-01	-.1548E-01	-.2600E-02	-.3382E-01	-48.7
				Von Mises =	.3260E-01		
		-.2915E-03	.1915E-02				
Stress	BOT	-.1231E-01	-.1391E-01	-.1346E-01	.3760E-03	-.2659E-01	-43.3
				Von Mises =	.2678E-01		
PLATE 15							
GLoads	18	.1664E+03	.1705E+03	.3556E+02	-.7860E+03	-.1769E+03	.4737E+02
GLoads	19	-.9477E+02	.1141E+03	-.3638E+01	-.1112E+04	-.8606E+03	-.1856E+03
GLoads	24	-.1771E+03	-.1836E+03	-.2931E+02	-.8117E+03	-.8299E+03	-.1659E+03
GLoads	23	.1055E+03	-.1009E+03	-.2612E+01	-.6428E+03	-.3162E+03	-.7998E+02
Stress	TOP	-.5348E-01	-.4545E-01	-.6344E-02	-.4196E-01	-.5697E-01	-61.1
				Von Mises =	.5114E-01		
Stress	MID	-.3721E-01	-.3919E-01	-.1004E-01	-.2811E-01	-.4828E-01	-42.2
				Von Mises =	.4200E-01		
		-.1859E-02	.2830E-02				
Stress	BOT	-.2094E-01	-.3293E-01	-.1373E-01	-.1195E-01	-.4191E-01	-33.2
				Von Mises =	.3740E-01		
PLATE 16							
GLoads	19	.1733E+03	.1733E+03	.2148E+02	-.2591E+03	.2591E+03	.1494E-02
GLoads	20	-.1658E+03	.1679E+03	-.2300E+01	-.7522E+02	-.2095E+03	-.1431E+02
GLoads	25	-.1753E+03	-.1753E+03	-.1688E+02	.5515E+03	-.5513E+03	.9984E-02
GLoads	24	.1679E+03	-.1658E+03	-.2302E+01	.2096E+03	.7538E+02	.1432E+02

GLoads	Node	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Stress	Surf	Sigma X	Sigma Y	Tau XY	Sigma 1	Sigma 2	Angle
Stress		Shear XZ	Shear YZ				
Stress	TOP	-.6194E-01	-.6195E-01	.2613E-02	-.5933E-01	-.6456E-01	44.9
					Von Mises = .6211E-01		
Stress	MID	-.4691E-01	-.4691E-01	-.1156E-02	-.4575E-01	-.4806E-01	-45.1
					Von Mises = .4695E-01		
		-.3620E-03	-.3615E-03				
Stress	BOT	-.3188E-01	-.3186E-01	-.4925E-02	-.2695E-01	-.3680E-01	-45.1
					Von Mises = .3299E-01		

ECOLE POLYTECHNIQUE DE MONTREAL S/N:801651 08/19/93

Run ID=LO49840 09:05:28

===== I M A G E S 3 D =====

= Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =

=====

SOLVE PLATE LOADS/STRESSES Version 2.0 07/01/90

Modele RDM, 2m x 2m, Hypar 4 x 4

Load Case 1:CHARGEMENT DE GRAVITE

MAXIMUM STRESS SUMMARY FOR PLATES
WITHIN SPECIFIED RANGE 1- 16

Maximum (absolute) Stress = .8479E-01 at Plate 6

Plate	Sigma X	Sigma Y	Tau XY	Von Mises
6	-.2103E-01	-.1537E-01	-.4773E-01	.8479E-01

===== I M A G E S 3 D =====
 = Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
 =====

SOLVE REACTIONS

Version 2.0 07/01/90

Modele RDM, 2m x 2m, Hypar 4 x 4

Load Case 1:CHARGEMENT DE GRAVITE

REACTIONS

Node	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
1	.0000E+00	.0000E+00	.2254E+03	.2627E+04	-.2635E+04	.1091E+02
2	.0000E+00	.0000E+00	.1178E+03	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
3	.0000E+00	.0000E+00	.1011E+03	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
4	.0000E+00	.0000E+00	.1350E+03	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
5	.5420E+03	.0000E+00	.2948E+03	.0000E+00	-.8665E+03	.2035E+04
6	.0000E+00	.0000E+00	.1178E+03	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
7	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	-.1449E-01
10	.5358E+01	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.3068E+03	.8671E+03
11	.0000E+00	.0000E+00	.1011E+03	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
13	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.2288E-02
15	-.2311E+03	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.1308E+04	.1840E+03
16	.0000E+00	.0000E+00	.1350E+03	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
19	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.5423E-02
20	-.3494E+03	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.6022E+03	.1516E+03
21	.0000E+00	.5418E+03	.2947E+03	.8689E+03	.0000E+00	-.2036E+04
22	.0000E+00	.5376E+01	.0000E+00	-.3067E+03	.0000E+00	-.8671E+03
23	.0000E+00	-.2311E+03	.0000E+00	-.1308E+04	.0000E+00	-.1839E+03
24	.0000E+00	-.3494E+03	.0000E+00	-.6021E+03	.0000E+00	-.1516E+03
25	-.2481E+03	-.2481E+03	.0000E+00	.4190E+04	-.4189E+04	.9984E-02
28	.2696E+03	.1168E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	-.5663E+04
29	.1167E+02	.2698E+03	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.5659E+04

===== I M A G E S 3 D =====
 = Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
 =====

SOLVE DISPLACEMENTS Version 2.0 07/01/90

Modele RDM, 2m x 2m, Hypar 4 x 4

L O A D C A S E 2

CHARGE CONCENTREE AU MILIEU, -1000N

GRAVITY LOADING

Direction	Gravity Factor	Load Factor
X	.0000E+00	.0000E+00
Y	.0000E+00	.0000E+00
Z	.0000E+00	-.1000E+01

INERTIA LOADING

Direction	Translational Accel.	Rotational Accel.	Rotational Velocity	Origin
X	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
Y	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
Z	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00

Gravity Acceleration = .3864E+03

CONCENTRATED LOADS

Node	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
25	.0000E+00	.0000E+00	.1000E+04	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00

REFERENCE TEMPERATURE = .0000E+00

ECOLE POLYTECHNIQUE DE MONTREAL S/N:801651

06/19/93

Run ID=LO49840

08:54:47

===== I M A G E S 3 D =====
= Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
=====

SOLVE DISPLACEMENTS

Version 2.0 07/01/90

Modele RDM, 2m x 2m, Hypar 4 x 4

L O A D C A S E 2

CHARGE CONCENTREE AU MILIEU, -1000N

APPLIED LOAD VECTOR

Node	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
25	.0000E+00	.0000E+00	-.1000E+04	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00

===== I M A G E S 3 D =====
 = Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
 =====

SOLVE DISPLACEMENTS Version 2.0 07/01/90

Modele RDM, 2m x 2m, Hypar 4 x 4

LOAD CASE 2

QUAKE CENTREE AU MILIEU - (100N)

DISPLACEMENTS

Node	T r a n s l a t i o n s			/	R o t a t i o n s		
	X	Y	Z		X	Y	Z
1	-.2299E-02	-.2301E-02	.0000E+00	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
2	-.2516E-02	-.3932E-02	.0000E+00	/	.4302E-05	-.4274E-06	-.5104E-05
3	-.2080E-02	-.5528E-02	.0000E+00	/	-.8365E-06	.1022E-05	-.1109E-05
4	-.1075E-02	-.4267E-02	.0000E+00	/	-.1536E-04	.2102E-05	.4129E-05
5	.0000E+00	-.5590E-03	.0000E+00	/	-.2924E-04	.0000E+00	.0000E+00
6	-.3929E-02	-.2518E-02	.0000E+00	/	.4280E-06	-.4299E-05	.5099E-05
7	-.6513E-02	-.6516E-02	.7369E-02	/	.6160E-04	-.6160E-04	.0000E+00
8	-.7960E-02	-.8488E-02	.1103E-01	/	.1003E-03	.2980E-04	.0000E+00
9	-.3582E-02	-.4858E-02	-.3010E-02	/	-.7431E-06	.8927E-04	.0000E+00
10	.0000E+00	.5533E-03	-.1369E-01	/	-.8451E-04	.0000E+00	.0000E+00
11	-.5524E-02	-.2082E-02	.0000E+00	/	-.1024E-05	.8392E-06	.1109E-05
12	-.8486E-02	-.7961E-02	.1103E-01	/	-.3546E-04	-.9847E-04	.0000E+00
13	-.9859E-02	-.9859E-02	.1294E-01	/	-.7749E-04	.7748E-04	.0000E+00
14	-.4177E-02	-.4257E-02	-.1943E-01	/	-.1224E-03	.1883E-03	.0000E+00
15	.0000E+00	.1462E-02	-.4310E-01	/	-.1615E-03	.0000E+00	.0000E+00
16	-.4263E-02	-.1075E-02	.0000E+00	/	-.2104E-05	.1536E-04	-.4128E-05
17	-.4856E-02	-.3582E-02	-.3011E-02	/	-.8921E-04	.3325E-05	.0000E+00
18	-.4256E-02	-.4178E-02	-.1943E-01	/	-.1859E-03	.1261E-03	.0000E+00
19	-.1080E-02	-.1081E-02	-.6135E-01	/	-.2200E-03	.2200E-03	.0000E+00
20	.0000E+00	.1120E-02	-.8772E-01	/	-.1924E-03	.0000E+00	.0000E+00
21	-.5544E-03	.0000E+00	.0000E+00	/	.0000E+00	.2924E-04	.0000E+00
22	.5571E-03	.0000E+00	-.1369E-01	/	.0000E+00	.8451E-04	.0000E+00
23	.1464E-02	.0000E+00	-.4310E-01	/	.0000E+00	.1615E-03	.0000E+00
24	.1120E-02	.0000E+00	-.8772E-01	/	.0000E+00	.1924E-03	.0000E+00
25	.0000E+00	.0000E+00	-.1153E+00	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
26	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
27	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
28	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
29	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00

===== I M A G E S 3 D =====
 = Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
 =====

SOLVE BEAM LOADS/STRESSES Version 2.0 07/01/90

Modele RDM, 2m x 2m, Hypar 4 x 4

Load Case 2: *charge conductrice Au milieu, -10000*

BEAM LOADS AND/OR STRESSES

LLoads	Node	Axial	Y-Shear	Z-Shear	Torsion	Y-Bending	Z-Bending
Stress	Node	Axial	Y-Shear	Z-Shear	Torsion	Y-Bending	Z-Bending
Stress	Node	Maximum	Minimum	Cmb. Shear			
BEAM NO. 1							
LLoads	1	.2884E+03	-.4730E+01	-.2676E+03	-.4839E+04	.7015E+05	-.1354E+04
LLoads	2	-.2884E+03	.4730E+01	.2676E+03	.4839E+04	-.2018E+03	.1178E+03
BEAM NO. 2							
LLoads	2	-.5799E+03	.1605E+02	-.2246E+03	.7598E+04	-.1841E+04	.4594E+04
LLoads	3	.5799E+03	-.1605E+02	.2246E+03	-.7598E+04	.6055E+05	-.3987E+03
BEAM NO. 3							
LLoads	3	-.1338E+04	-.6307E+01	.3520E+02	.2671E+05	-.6162E+05	.1035E+04
LLoads	4	.1338E+04	.6307E+01	-.3520E+02	-.2671E+05	.5242E+05	-.2683E+04
BEAM NO. 4							
LLoads	4	-.1431E+04	.2389E+02	.3444E+03	.3342E+05	-.5248E+05	-.4967E+03
LLoads	5	.1431E+04	-.2389E+02	-.3444E+03	-.3342E+05	-.3754E+05	.6742E+04
BEAM NO. 5							
LLoads	1	.2894E+03	-.4768E+01	.2673E+03	.4836E+04	-.7008E+05	-.1360E+04
LLoads	6	-.2894E+03	.4768E+01	-.2673E+03	-.4836E+04	.2132E+03	.1138E+03
BEAM NO. 6							
LLoads	6	-.5802E+03	.1604E+02	.2246E+03	-.7600E+04	.1829E+04	.4596E+04
LLoads	11	.5802E+03	-.1604E+02	-.2246E+03	.7600E+04	-.6052E+05	-.4041E+03
BEAM NO. 7							
LLoads	11	-.1341E+04	-.6276E+01	-.3503E+02	-.2671E+05	.6159E+05	.1039E+04
LLoads	16	.1341E+04	.6276E+01	.3503E+02	.2671E+05	-.5243E+05	-.2680E+04
BEAM NO. 8							
LLoads	16	-.1431E+04	.2389E+02	-.3445E+03	-.3342E+05	.5249E+05	-.5002E+03
LLoads	21	.1431E+04	-.2389E+02	.3445E+03	.3342E+05	.3754E+05	.6745E+04
BEAM NO. 9							
LLoads	5	-.2207E+03	-.3539E+01	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.1781E+05
LLoads	10	.2207E+03	.3539E+01	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	-.1866E+05
BEAM NO. 10							
LLoads	10	-.1803E+03	-.1420E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.2367E+05
LLoads	15	.1803E+03	.1420E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	-.2712E+05
BEAM NO. 11							
LLoads	15	.6777E+02	.5880E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.1731E+05
LLoads	20	-.6777E+02	-.5880E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	-.3055E+04
BEAM NO. 12							
LLoads	20	.2223E+03	.1468E+03	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	-.4566E+05
LLoads	25	-.2223E+03	-.1468E+03	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.8126E+05

LLoads	Node	Axial	Y-Shear	Z-Shear	Torsion	Y-Bending	Z-Bending
Stress	Node	Axial	Y-Shear	Z-Shear	Torsion	Y-Bending	Z-Bending
Stress	Node	Maximum	Minimum	Cmb. Shear			
BEAM NO. 13							
LLoads	21	-.2206E+03	-.3537E+01	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.1781E+05
LLoads	22	.2206E+03	.3537E+01	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	-.1866E+05
BEAM NO. 14							
LLoads	22	-.1799E+03	-.1420E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.2367E+05
LLoads	23	.1799E+03	.1420E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	-.2711E+05
BEAM NO. 15							
LLoads	23	.6810E+02	.5880E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.1731E+05
LLoads	24	-.6810E+02	-.5880E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	-.3055E+04
BEAM NO. 16							
LLoads	24	.2223E+03	.1468E+03	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	-.4566E+05
LLoads	25	-.2223E+03	-.1468E+03	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.8126E+05
BEAM NO. 17							
LLoads	1	-.8887E+03	.0000E+00	.3849E+02	.0000E+00	-.1867E+05	.0000E+00
LLoads	28	.8887E+03	.0000E+00	-.3849E+02	.0000E+00	-.1867E+05	.0000E+00
BEAM NO. 18							
LLoads	1	-.8895E+03	.0000E+00	-.3846E+02	.0000E+00	.1865E+05	.0000E+00
LLoads	29	.8895E+03	.0000E+00	.3846E+02	.0000E+00	.1865E+05	.0000E+00

===== I M A G E S 3 D =====
 = Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
 =====

SOLVE PLATE LOADS/STRESSES Version 2.0 07/01/90

Modele RDM, 2m x 2m, Hypar 4 x 4

Load Case 2: *CHARGE CONCENTREE AU MILIEU, -100N*

PLATE LOADS AND/OR STRESSES

GLoads	Node	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Stress	Surf	Sigma X	Sigma Y	Tau XY	Sigma 1	Sigma 2	Angle
Stress		Shear XZ	Shear YZ				
PLATE 1							
GLoads	1	.3905E+03	.3900E+03	.2077E+03	-.5218E+04	.5219E+04	.4288E+00
GLoads	2	.4913E+03	-.4661E+03	.1110E+02	-.4468E+04	.3977E+04	-.1729E+03
GLoads	7	-.4145E+03	-.4156E+03	-.2298E+03	-.1688E+04	.1688E+04	.9305E-01
GLoads	6	-.4672E+03	.4917E+03	.1095E+02	-.3975E+04	.4468E+04	.1735E+03
Stress	TOP	-.6871E-01	-.3482E-01	-.1534E+00	.1025E+00	-.2061E+00	-48.2
					Von Mises =	.2722E+00	
Stress	MID	-.1294E-01	.1294E-01	-.1173E+00	.1180E+00	-.1180E+00	-48.1
					Von Mises =	.2043E+00	
		.1231E-01	.1102E-01				
Stress	BOT	.4282E-01	.6071E-01	-.8118E-01	.1334E+00	-.2991E-01	-48.1
					Von Mises =	.1506E+00	
PLATE 2							
GLoads	2	.3221E+03	.5091E+03	.1835E+03	-.7833E+04	.7348E+03	-.2571E+04
GLoads	3	.5911E+03	-.3004E+03	.5718E+02	-.1023E+05	.1417E+04	-.3243E+04
GLoads	8	-.4160E+03	-.5732E+03	-.2160E+03	-.5897E+04	.9964E+03	-.2182E+03
GLoads	7	-.4972E+03	.3644E+03	-.2470E+02	-.4388E+04	-.2119E+04	-.2076E+04
Stress	TOP	.5616E-01	-.1309E+00	-.1476E+00	.1374E+00	-.2121E+00	-28.8
					Von Mises =	.3050E+00	
Stress	MID	.5356E-02	-.2398E-01	-.1221E+00	.1136E+00	-.1322E+00	-41.6
					Von Mises =	.2131E+00	
		.8445E-03	.2317E-01				
Stress	BOT	-.4545E-01	.8298E-01	-.9651E-01	.1347E+00	-.9716E-01	-61.8
					Von Mises =	.2017E+00	
PLATE 3							
GLoads	3	.1042E+03	.5602E+03	.5622E+02	-.7898E+04	-.7809E+03	-.2896E+04
GLoads	4	.3175E+03	.1984E+03	.9918E+02	-.6583E+04	-.9046E+03	-.2452E+04
GLoads	9	-.1893E+03	-.5877E+03	-.1077E+03	-.4956E+04	.2234E+04	-.1215E+03
GLoads	8	-.2323E+03	-.1709E+03	-.4769E+02	-.3856E+04	.8056E+03	-.2129E+03
Stress	TOP	.4345E-01	-.1837E+00	.1263E-01	.4415E-01	-.1844E+00	3.2
					Von Mises =	.2100E+00	
Stress	MID	.1339E-01	-.9748E-01	-.5826E-01	.3838E-01	-.1225E+00	-23.2
					Von Mises =	.1455E+00	
		.1108E-02	.1924E-01				
Stress	BOT	-.1667E-01	-.1125E-01	-.1292E+00	.1152E+00	-.1431E+00	-45.6
					Von Mises =	.2242E+00	

GLoads	Node	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Stress	Surf	Sigma X	Sigma Y	Tau XY	Sigma 1	Sigma 2	Angle
Stress		Shear XZ	Shear YZ				
PLATE 4							
GLoads	4	-.2206E+03	.1109E+03	-.6127E+02	.3325E+03	-.2275E+04	.2630E+01
GLoads	5	.1954E+03	-.1237E+03	.5369E+02	-.8015E+03	-.3450E+04	-.4554E+03
GLoads	10	.1504E+03	.1537E+03	.4638E+02	-.2374E+04	-.2089E+04	-.9402E+03
GLoads	9	-.1252E+03	-.1408E+03	-.3880E+02	.5452E+03	.1422E+04	-.4425E+02
Stress	TOP	-.1277E-01	.1963E-01	.6151E-01	.6704E-01	-.6017E-01	52.4
				Von Mises =	.1102E+00		
Stress	MID	.4955E-01	.1579E-02	.3410E-02	.4980E-01	.1338E-02	4.0
				Von Mises =	.4914E-01		
		-.5129E-02	.2079E-02				
Stress	BOT	.1119E+00	-.1647E-01	-.5469E-01	.1320E+00	-.3662E-01	-20.2
				Von Mises =	.1536E+00		
PLATE 5							
GLoads	6	.5100E+03	.3228E+03	.1841E+03	-.7344E+03	.7833E+04	.2571E+04
GLoads	7	.3634E+03	-.4969E+03	-.2494E+02	.2119E+04	.4387E+04	.2076E+04
GLoads	12	-.5718E+03	-.4161E+03	-.2157E+03	-.6586E+03	.5944E+04	.2183E+03
GLoads	11	-.3016E+03	.5902E+03	.5657E+02	-.1417E+04	.1023E+05	.3244E+04
Stress	TOP	-.1534E+00	.7856E-01	-.1306E+00	.1372E+00	-.2121E+00	-65.8
				Von Mises =	.3048E+00		
Stress	MID	-.4339E-01	.2467E-01	-.1181E+00	.1135E+00	-.1322E+00	-53.0
				Von Mises =	.2130E+00		
		.2316E-01	-.1034E-02				
Stress	BOT	.6666E-01	-.2922E-01	-.1056E+00	.1347E+00	-.9724E-01	-32.8
				Von Mises =	.2017E+00		
PLATE 6							
GLoads	7	.5483E+03	.5481E+03	.2794E+03	.3957E+04	-.3957E+04	-.6171E-02
GLoads	8	.1414E+03	-.4712E+02	.4084E+01	.4247E+04	.4121E+04	.9741E+01
GLoads	13	-.6421E+03	-.6427E+03	-.2875E+03	-.6410E+04	.6411E+04	.2315E+00
GLoads	12	-.4768E+02	.1416E+03	.4020E+01	-.4356E+04	-.4004E+04	-.9820E+01
Stress	TOP	.1690E+00	.1808E+00	-.9954E-01	.2746E+00	.7515E-01	-46.7
				Von Mises =	.2458E+00		
Stress	MID	-.7977E-01	-.6814E-01	-.9839E-01	.2460E-01	-.1725E+00	-46.7
				Von Mises =	.1860E+00		
		.2195E-02	.2066E-02				
Stress	BOT	-.3285E+00	-.3170E+00	-.9723E-01	-.2254E+00	-.4202E+00	-46.7
				Von Mises =	.3642E+00		
PLATE 7							
GLoads	8	.5069E+03	.7912E+03	.2596E+03	.5506E+04	-.5923E+04	.1070E+02
GLoads	9	.4112E+02	.2723E+03	.2105E+02	.2026E+04	-.4651E+03	-.1168E+03
GLoads	14	-.6281E+03	-.8117E+03	-.2784E+03	-.6770E+04	.2500E+04	-.2029E+03
GLoads	13	.8006E+02	-.2518E+03	-.2233E+01	-.4376E+04	-.4324E+04	-.1752E+04
Stress	TOP	.8303E-01	.1099E+00	.1312E-01	.1153E+00	.7769E-01	67.8
				Von Mises =	.1018E+00		
Stress	MID	-.8866E-01	-.1429E+00	-.7997E-01	-.3135E-01	-.2003E+00	-35.6
				Von Mises =	.1866E+00		
		-.6668E-02	.3140E-02				
Stress	BOT	-.2604E+00	-.3958E+00	-.1731E+00	-.1422E+00	-.5139E+00	-34.3
				Von Mises =	.4596E+00		

GLoads	Node	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Stress	Surf	Sigma X	Sigma Y	Tau XY	Sigma 1	Sigma 2	Angle
Stress		Shear XZ	Shear YZ				
PLATE 8							
GLoads	9	.2734E+03	.4562E+03	.1255E+03	.2384E+04	-.3190E+04	.3927E+02
GLoads	10	.1448E+03	-.1941E+03	-.3572E+02	-.2634E+04	-.8627E+04	-.1096E+04
GLoads	15	-.3822E+03	-.2095E+03	-.1453E+03	-.6278E+04	-.1101E+05	-.2131E+04
GLoads	14	-.3599E+02	-.5264E+02	.5556E+02	-.2579E+04	-.2851E+04	.1776E+02
Stress	TOP	-.2232E+00	.8126E-01	.1372E-01	.8188E-01	-.2238E+00	87.4
					Von Mises =	.2741E+00	
Stress	MID	-.3819E-01	-.3489E-01	-.5699E-01	.2048E-01	-.9355E-01	-45.8
					Von Mises =	.1053E+00	
		-.2116E-01	.7927E-02				
Stress	BOT	.1468E+00	-.1510E+00	-.1277E+00	.1941E+00	-.1983E+00	-20.3
					Von Mises =	.3398E+00	
PLATE 9							
GLoads	11	.5612E+03	.1070E+03	.5758E+02	.7813E+03	.7896E+04	.2896E+04
GLoads	12	-.1721E+03	-.2342E+03	-.4850E+02	-.5846E+03	.3893E+04	.2128E+03
GLoads	17	-.5869E+03	-.1872E+03	-.1070E+03	-.2089E+04	.5019E+04	.1215E+03
GLoads	16	.1979E+03	.3144E+03	.9790E+02	.9049E+03	.6583E+04	.2452E+04
Stress	TOP	-.1820E+00	.4148E-01	.2684E-01	.2440E-01	-.1845E+00	84.0
					Von Mises =	.2684E-01	
Stress	MID	-.1030E+00	.1871E-01	-.5246E-01	.3820E-01	-.1225E+00	-69.6
					Von Mises =	.1454E+00	
		.1927E-01	.1530E-03				
Stress	BOT	-.2409E-01	-.4053E-02	-.1288E+00	.1151E+00	-.1432E+00	-47.2
					Von Mises =	.2241E+00	
PLATE 10							
GLoads	12	.7916E+03	.5086E+03	.2602E+03	.5599E+04	-.5833E+04	-.1068E+02
GLoads	13	-.2523E+03	.7990E+02	-.2367E+01	.4323E+04	.4376E+04	.1751E+04
GLoads	18	-.8109E+03	-.6278E+03	-.2783E+03	-.2366E+04	.6818E+04	.2029E+03
GLoads	17	.2715E+03	.3929E+02	.2042E+02	.4062E+03	-.2038E+04	.1167E+03
Stress	TOP	.1109E+00	.8187E-01	.1220E-01	.1153E+00	.7741E-01	20.0
					Von Mises =	.1018E+00	
Stress	MID	-.1486E+00	-.8316E-01	-.7770E-01	-.3158E-01	-.2002E+00	-56.4
					Von Mises =	.1864E+00	
		.2896E-02	-.6776E-02				
Stress	BOT	-.4081E+00	-.2482E+00	-.1676E+00	-.1424E+00	-.5139E+00	-57.8
					Von Mises =	.4595E+00	
PLATE 11							
GLoads	13	.8143E+03	.8145E+03	.2921E+03	.6463E+04	-.6463E+04	.5236E-01
GLoads	14	-.7405E+02	.1202E+03	-.3547E+02	.1282E+04	.6270E+03	-.3057E+02
GLoads	19	-.8600E+03	-.8605E+03	-.2211E+03	-.5527E+04	.5527E+04	.7256E-01
GLoads	18	.1198E+03	-.7430E+02	-.3557E+02	-.6513E+03	-.1269E+04	.3059E+02
Stress	TOP	.5664E-01	.5889E-01	-.5309E-01	.1109E+00	.4664E-02	-45.6
					Von Mises =	.1086E+00	
Stress	MID	-.1331E+00	-.1285E+00	-.1047E+00	-.2607E-01	-.2355E+00	-45.6
					Von Mises =	.2236E+00	
		-.1310E-02	-.1283E-02				
Stress	BOT	-.3228E+00	-.3159E+00	-.1563E+00	-.1630E+00	-.4757E+00	-45.6
					Von Mises =	.4187E+00	

GLoads	Node	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Stress	Surf	Sigma X	Sigma Y	Tau XY	Sigma 1	Sigma 2	Angle
Stress		Shear XZ	Shear YZ				
PLATE 12							
GLoads	14	.7381E+03	.7441E+03	.2583E+03	.8067E+04	-.2752E+03	-.3801E+03
GLoads	15	-.6420E+02	-.3859E+02	.7231E+02	.1608E+05	-.1069E+05	.1887E+04
GLoads	20	-.8646E+03	-.6622E+03	-.2619E+03	.1536E+05	-.2923E+04	.2168E+04
GLoads	19	.1906E+03	-.4333E+02	-.6876E+02	.5540E+04	.8508E+04	.1263E+04
Stress	TOP	-.4339E+00	-.5553E-01	-.8227E-01	-.3842E-01	-.4510E+00	-78.2
				Von Mises =	.4330E+00		
Stress	MID	-.1306E+00	-.9733E-01	-.9728E-01	-.1526E-01	-.2126E+00	-49.8
				Von Mises =	.2054E+00		
		-.4490E-02	-.3815E-01				
Stress	BOT	.1727E+00	-.1391E+00	-.1123E+00	.2090E+00	-.1754E+00	-17.9
				Von Mises =	.3332E+00		
PLATE 13							
GLoads	16	.1115E+03	-.2188E+03	-.6046E+02	.2275E+04	-.3337E+03	-.3062E+01
GLoads	17	-.1413E+03	-.1262E+03	-.3919E+02	-.1437E+04	-.5051E+03	.4421E+02
GLoads	22	.1536E+03	.1512E+03	.4661E+02	.2088E+04	.2373E+04	.9400E+03
GLoads	21	-.1239E+03	.1938E+03	.5305E+02	.3450E+04	.8009E+03	.4551E+03
Stress	TOP	.2161E-01	-.1493E-01	.6149E-01	.6748E-01	-.6081E-01	36.7
				Von Mises =	.1112E+00		
Stress	MID	.1639E-02	.4931E-01	.4764E-02	.4978E-01	.1168E-02	84.3
				Von Mises =	.4920E-01		
		.1991E-02	-.5162E-02				
Stress	BOT	-.1833E-01	.1135E+00	-.5196E-01	.1316E+00	-.3634E-01	-70.9
				Von Mises =	.1530E+00		
PLATE 14							
GLoads	17	.4567E+03	.2741E+03	.1257E+03	.3120E+04	-.2475E+04	-.3925E+02
GLoads	18	-.5313E+02	-.3591E+02	.5551E+02	.2902E+04	.2522E+04	-.1779E+02
GLoads	23	-.2092E+03	-.3823E+03	-.1453E+03	.1101E+05	.6278E+04	.2131E+04
GLoads	22	-.1943E+03	.1441E+03	-.3595E+02	.8627E+04	.2635E+04	.1096E+04
Stress	TOP	.8151E-01	-.2236E+00	.1043E-01	.8186E-01	-.2240E+00	2.0
				Von Mises =	.2742E+00		
Stress	MID	-.3631E-01	-.3691E-01	-.5658E-01	.1997E-01	-.9319E-01	-44.8
				Von Mises =	.1046E+00		
		.7667E-02	-.2125E-01				
Stress	BOT	-.1541E+00	.1498E+00	-.1236E+00	.1937E+00	-.1980E+00	-70.4
				Von Mises =	.3393E+00		
PLATE 15							
GLoads	18	.7442E+03	.7380E+03	.2583E+03	.1156E+03	-.8071E+04	.3802E+03
GLoads	19	-.4352E+02	.1912E+03	-.6873E+02	-.8508E+04	-.5540E+04	-.1263E+04
GLoads	24	-.6619E+03	-.8650E+03	-.2619E+03	.2923E+04	-.1536E+05	-.2168E+04
GLoads	23	-.3875E+02	-.6419E+02	.7231E+02	.1069E+05	-.1608E+05	-.1887E+04
Stress	TOP	-.5677E-01	-.4327E+00	-.8495E-01	-.3847E-01	-.4510E+00	-12.2
				Von Mises =	.4330E+00		
Stress	MID	-.9878E-01	-.1292E+00	-.9738E-01	-.1542E-01	-.2125E+00	-40.6
				Von Mises =	.2053E+00		
		-.3818E-01	-.4203E-02				
Stress	BOT	-.1408E+00	.1743E+00	-.1098E+00	.2088E+00	-.1753E+00	-72.6
				Von Mises =	.3331E+00		

GLoads	Node	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Stress	Surf	Sigma X	Sigma Y	Tau XY	Sigma 1	Sigma 2	Angle
Stress		Shear XZ	Shear YZ				
PLATE 16							
GLoads	19	.7129E+03	.7126E+03	.3586E+03	.8495E+04	-.8495E+04	-.1425E-01
GLoads	20	-.5795E+03	.5076E+03	.1739E+03	.3336E+05	-.2288E+05	.5265E+03
GLoads	25	-.6410E+03	-.6410E+03	-.7064E+03	.4702E+05	-.4702E+05	.2291E-01
GLoads	24	.5077E+03	-.5793E+03	.1739E+03	.2288E+05	-.3336E+05	-.5265E+03
Stress	TOP	-.5590E+00	-.5587E+00	-.4001E-01	-.5188E+00	-.5989E+00	-45.1
					Von Mises =	.5631E+00	
Stress	MID	-.1711E+00	-.1709E+00	-.2195E-01	-.1491E+00	-.1930E+00	-45.1
					Von Mises =	.1752E+00	
		-.9490E-01	-.9467E-01				
Stress	BOT	.2168E+00	.2168E+00	-.3896E-02	.2207E+00	.2129E+00	-45.3
					Von Mises =	.2169E+00	

ECOLE POLYTECHNIQUE DE MONTREAL S/N:801651 06/19/93
 Run ID=LO49840 09:15:56

===== I M A G E S 3 D =====
 = Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
 =====

SOLVE PLATE LOADS/STRESSES Version 2.0 07/01/90

Modele RDM, 2m x 2m, Hypar 4 x 4

Load Case 2: CHARGE CONCENTREE AU MILIEU, -1000N

MAXIMUM STRESS SUMMARY FOR PLATES
 WITHIN SPECIFIED RANGE 1- 16

Maximum (absolute) Stress = .5631E+00 at Plate 16

Plate	Sigma X	Sigma Y	Tau XY	Von Mises
16	-.5590E+00	-.5587E+00	-.4001E-01	.5631E+00

===== I M A G E S 3 D =====
 = Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
 =====

SOLVE REACTIONS

Version 2.0 07/01/90

Modele RDM, 2m x 2m, Hypar 4 x 4

Load Case 2: CHARGE CONCENTREE AU MILIEU, -1000N

REACTIONS

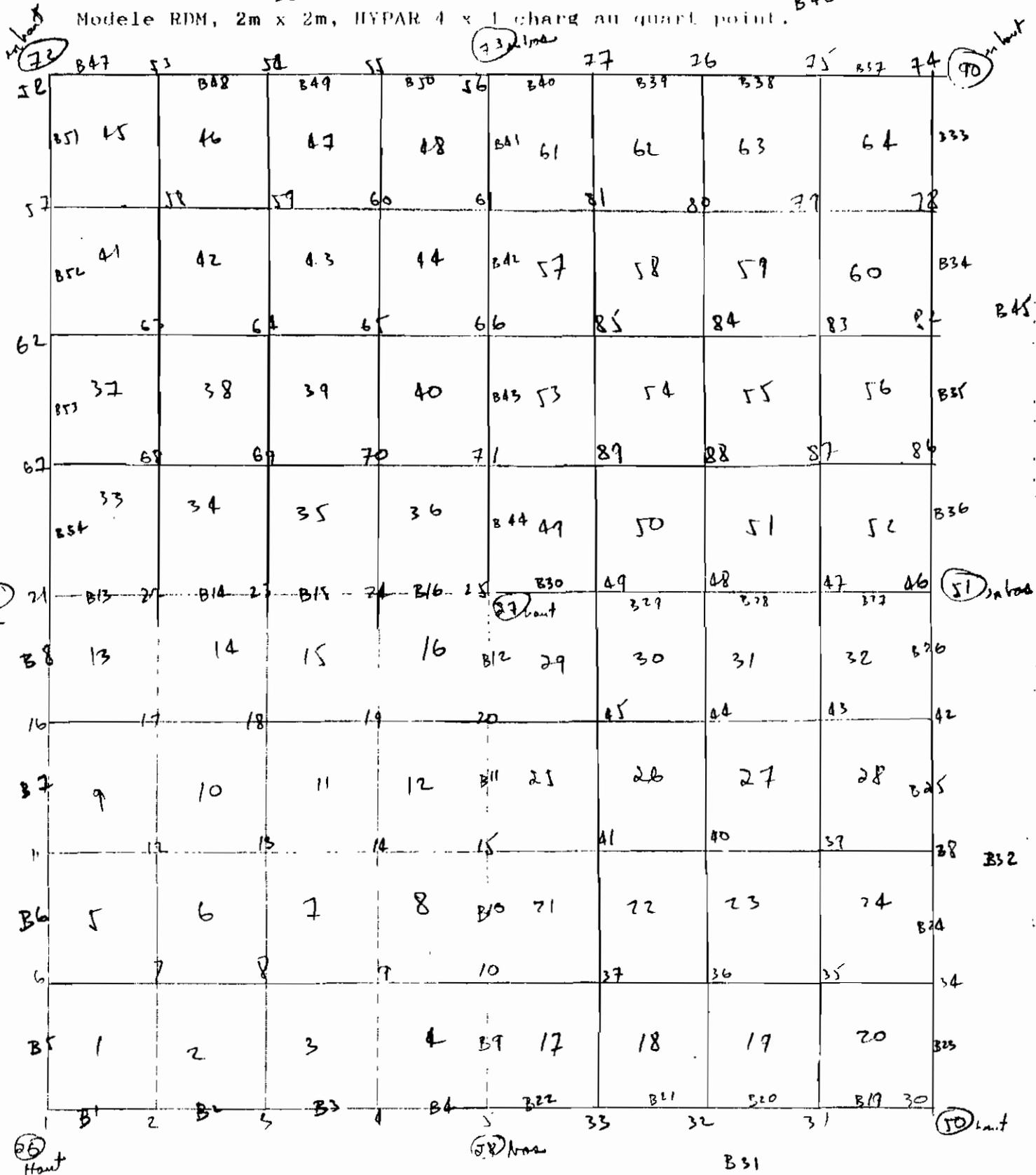
Node	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
1	.0000E+00	.0000E+00	.4145E+03	-.3724E+05	.3720E+05	.5104E+02
2	.0000E+00	.0000E+00	-.1100E+03	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
3	.0000E+00	.0000E+00	-.1902E+03	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
4	.0000E+00	.0000E+00	.3151E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
5	.1532E+04	.0000E+00	.5616E+03	.0000E+00	-.1019E+05	-.4778E+05
6	.0000E+00	.0000E+00	-.1100E+03	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
7	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	-.6147E-01
10	.2952E+03	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	-.1072E+05	-.2036E+04
11	.0000E+00	.0000E+00	-.1902E+03	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
13	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.5985E-01
15	-.4464E+03	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	-.2170E+05	-.2440E+03
16	.0000E+00	.0000E+00	.3151E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
19	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.8758E-01
20	-.1444E+04	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	-.2581E+05	.2695E+04
21	.0000E+00	.1531E+04	.5613E+03	.1020E+05	.0000E+00	.4778E+05
22	.0000E+00	.2953E+03	.0000E+00	.1072E+05	.0000E+00	.2036E+04
23	.0000E+00	-.4465E+03	.0000E+00	.2170E+05	.0000E+00	.2441E+03
24	.0000E+00	-.1444E+04	.0000E+00	.2581E+05	.0000E+00	-.2695E+04
25	-.8634E+03	-.8633E+03	.0000E+00	.1283E+06	-.1283E+06	.2291E-01
28	.8887E+03	.3849E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	-.1867E+05
29	.3846E+02	.8895E+03	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.1865E+05

===== I M A G E S - 3 D =====
= Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
=====

GEOMETRY PLOT

Version 2.0

Modele RDM, 2m x 2m, HYPAR 4 x 1 charg au quart point.



ECOLE POLYTECHNIQUE DE MONTREAL S/N:801651

06/19/93

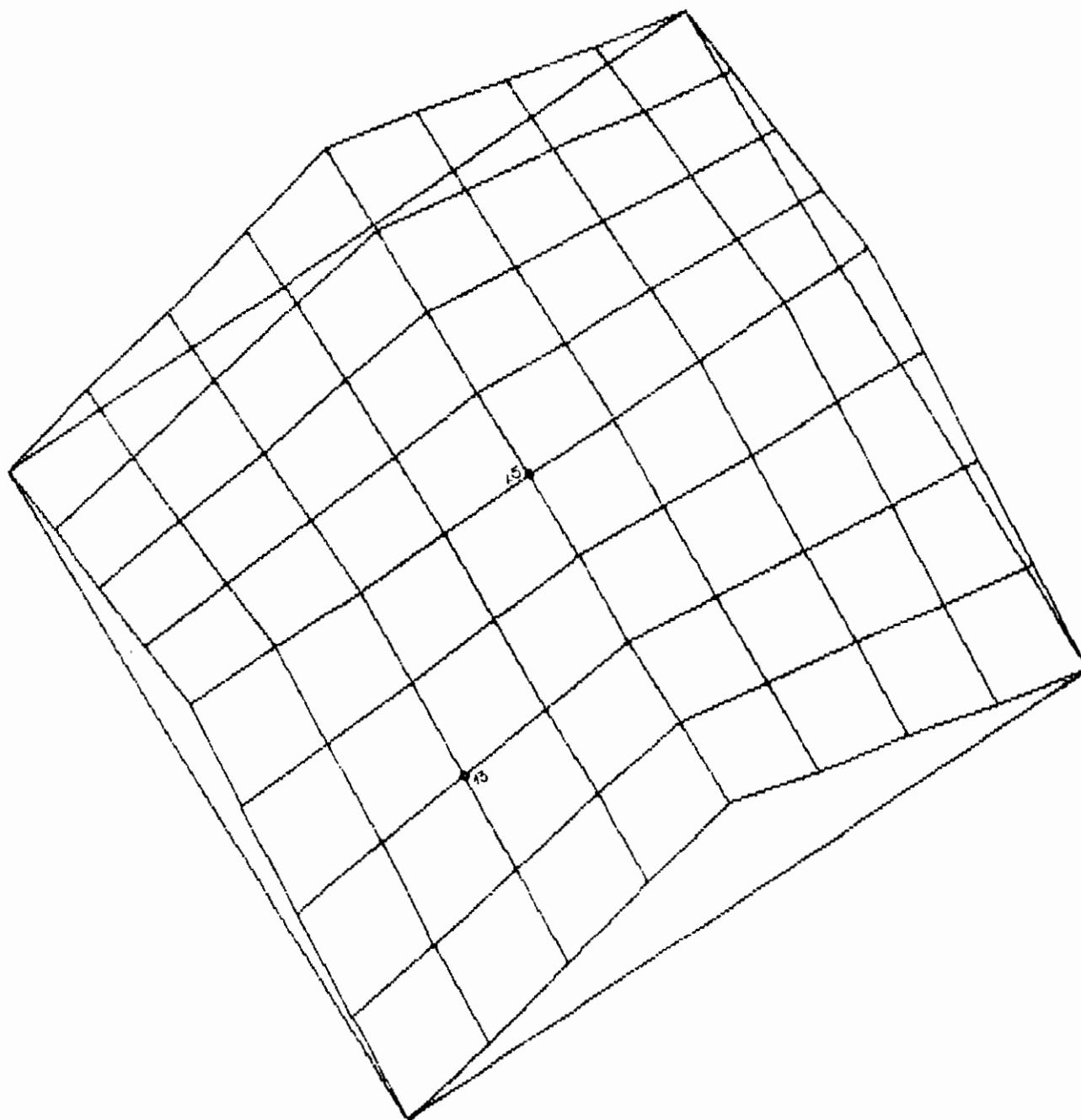
RUN ID=BB95704

09:32:08

===== I M A G E S - 3 D =====
= Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
=====

GEOMETRY PLOT

Version 2.0



=====
= Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
=====

SOLVE DISPLACEMENTS Version 2.0 07/01/90

HYPAR 16x16, 4m x 4m

LOAD CASE 1

Charge concentrée au nœud no 13 (milieu d'un panneau) de -1000N.

GRAVITY LOADING

Direction	Gravity Factor	Load Factor
X	.0000E+00	.0000E+00
Y	.0000E+00	.0000E+00
Z	.0000E+00	-.1000E+01

INERTIA LOADING

Direction	Translational Accel.	Rotational Accel.	Rotational Velocity	Origin
X	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
Y	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
Z	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00

Gravity Acceleration = .3864E+03

CONCENTRATED LOADS

Node	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
13	.0000E+00	.0000E+00	.1000E+04	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00

REFERENCE TEMPERATURE = .0000E+00

ECOLE POLYTECHNIQUE DE MONTREAL S/N:801651

06/19/93

Run ID=BB95704

09:53:43

=====
===== I M A G E S 3 D =====
= Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
=====

SOLVE DISPLACEMENTS

Version 2.0 07/01/90

HYPAR 16x16, 4m x 4m

L O A D C A S E 3

Charge concentrée au nœud n°13 de -1000N.

APPLIED LOAD VECTOR

Node	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
13	.0000E+00	.0000E+00	-.1000E+04	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00

===== I M A G E S 3 D =====
 = Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
 =====

SOLVE DISPLACEMENTS

Version 2.0 07/01/90

HYPAR 16x16, 4m x 4m

L O A D C A S E 3

DISPLACEMENTS

Node	T r a n s l a t i o n s			/	R o t a t i o n s		
	X	Y	Z		X	Y	Z
1	-.7254E-03	-.7258E-03	.0000E+00	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
2	-.6339E-03	-.6620E-03	.0000E+00	/	-.1211E-04	.4471E-06	-.2857E-06
3	-.4247E-03	.1479E-02	.0000E+00	/	-.2084E-04	.3593E-06	.1886E-05
4	-.2615E-03	.4275E-02	.0000E+00	/	-.2265E-04	.2302E-06	-.1760E-06
5	.0000E+00	.5796E-02	.0000E+00	/	-.1799E-04	-.4132E-06	-.1149E-05
6	-.6618E-03	-.6339E-03	.0000E+00	/	-.4480E-06	.1211E-04	.2859E-06
7	.3478E-02	.3478E-02	-.1513E-01	/	-.1052E-03	.1143E-03	.0000E+00
8	.7912E-02	.7469E-02	-.3007E-01	/	-.2373E-03	.1240E-04	.0000E+00
9	.4624E-02	.6520E-02	-.1938E-01	/	-.1430E-03	-.1000E-03	.0000E+00
10	-.5438E-04	.5430E-02	-.3501E-02	/	-.8521E-05	-.3023E-04	-.3330E-05
11	.1479E-02	-.4241E-03	.0000E+00	/	-.3594E-06	.2084E-04	-.1887E-05
12	.7469E-02	.7912E-02	-.3007E-01	/	.1123E-05	.2376E-03	.0000E+00
13	.1371E-01	.1371E-01	-.6210E-01	/	-.1918E-04	.1994E-04	.0000E+00
14	.8571E-02	.8218E-02	-.3642E-01	/	-.7873E-05	-.2269E-03	.0000E+00
15	.1831E-02	.4939E-02	-.3378E-02	/	.8037E-05	-.4629E-04	-.1052E-04
16	.4276E-02	-.2613E-03	.0000E+00	/	-.2296E-06	.2265E-04	.1756E-06
17	.6521E-02	.4624E-02	-.1938E-01	/	.1041E-03	.1401E-03	.0000E+00
18	.8218E-02	.8571E-02	-.3642E-01	/	.2270E-03	.3400E-05	.0000E+00
19	.6492E-02	.6492E-02	-.2131E-01	/	.1276E-03	-.1289E-03	.0000E+00
20	.3934E-02	.4636E-02	-.4695E-03	/	.1546E-04	-.4140E-04	-.5365E-05
21	.5796E-02	.0000E+00	.0000E+00	/	.4135E-06	.1799E-04	.1150E-05
22	.5430E-02	-.5402E-04	-.3500E-02	/	.3023E-04	.8519E-05	.3332E-05
23	.4938E-02	.1832E-02	-.3377E-02	/	.4629E-04	-.8039E-05	.1052E-04
24	.4636E-02	.3934E-02	-.4686E-03	/	.4141E-04	-.1546E-04	.5364E-05
25	.4420E-02	.4420E-02	.3234E-02	/	.1492E-04	-.1492E-04	.1409E-09
26	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
27	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
28	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
29	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
30	.7482E-04	.2616E-03	.0000E+00	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
31	.1898E-04	.1114E-02	.0000E+00	/	-.4706E-05	-.1710E-06	-.2629E-05
32	-.1994E-04	.2438E-02	.0000E+00	/	-.8765E-05	-.4494E-07	-.2223E-05
33	-.3095E-04	.3901E-02	.0000E+00	/	-.1284E-04	.1099E-06	-.1756E-05
34	.8135E-03	.2513E-03	.0000E+00	/	.8727E-07	.1723E-05	-.2943E-06
35	.7786E-03	.1481E-02	-.6573E-03	/	.3903E-06	-.8189E-05	.0000E+00

LLoads	Node	Axial	Y-Shear	Z-Shear	Torsion	Y-Bending	Z-Bending
Stress	Node	Axial	Y-Shear	Z-Shear	Torsion	Y-Bending	Z-Bending
Stress	Node	Maximum	Minimum	Cmb. Shear			
BEAM NO. 13							
LLoads	21	.1454E+03	.1966E+02	-.1622E+02	-.5053E+04	.1606E+04	-.3864E+04
LLoads	22	-.1454E+03	-.1966E+02	.1622E+02	.5053E+04	.2326E+04	.8633E+04
BEAM NO. 14							
LLoads	22	.1951E+03	-.1249E+02	.5615E+01	-.2722E+04	-.1866E+04	-.1244E+05
LLoads	23	-.1951E+03	.1249E+02	-.5615E+01	.2722E+04	.5041E+03	.9411E+04
BEAM NO. 15							
LLoads	23	.1200E+03	-.4018E+01	.4803E+01	.8276E+03	.2675E+03	-.5385E+04
LLoads	24	-.1200E+03	.4018E+01	-.4803E+01	-.8276E+03	-.1432E+04	.4411E+04
BEAM NO. 16							
LLoads	24	.8567E+02	-.1319E+01	-.4460E+01	.4489E+04	.1426E+04	.1991E+03
LLoads	25	-.8567E+02	.1319E+01	.4460E+01	-.4489E+04	-.3440E+03	-.5191E+03
BEAM NO. 17							
LLoads	1	-.2804E+03	.0000E+00	.1214E+02	.0000E+00	-.5888E+04	.0000E+00
LLoads	28	.2804E+03	.0000E+00	-.1214E+02	.0000E+00	-.5888E+04	.0000E+00
BEAM NO. 18							
LLoads	1	-.2806E+03	.0000E+00	-.1214E+02	.0000E+00	.5886E+04	.0000E+00
LLoads	29	.2806E+03	.0000E+00	.1214E+02	.0000E+00	.5886E+04	.0000E+00
BEAM NO. 19							
LLoads	30	-.7434E+02	-.2866E+00	-.1013E+03	-.7849E+04	.3651E+05	.2569E+03
LLoads	31	.7434E+02	.2866E+00	.1013E+03	.7849E+04	-.1003E+05	-.3318E+03
BEAM NO. 20							
LLoads	31	-.5182E+02	-.2594E+01	-.2636E+02	-.9083E+04	.9759E+04	-.5560E+03
LLoads	32	.5182E+02	.2594E+01	.2636E+02	.9083E+04	-.2868E+04	-.1220E+03
BEAM NO. 21							
LLoads	32	-.1466E+02	.2387E+01	.2417E+02	-.9161E+04	.2866E+04	.4522E+02
LLoads	33	.1466E+02	-.2387E+01	-.2417E+02	.9161E+04	-.9184E+04	.5786E+03
BEAM NO. 22							
LLoads	5	.4120E+02	.9691E+01	-.1330E+02	-.1161E+05	-.5799E+04	.2167E+04
LLoads	33	-.4120E+02	-.9691E+01	.1330E+02	.1161E+05	.9275E+04	.3659E+03
BEAM NO. 23							
LLoads	30	.1371E+02	.1432E+01	-.9926E+02	-.1160E+04	.3169E+05	.3693E+02
LLoads	34	-.1371E+02	-.1432E+01	.9926E+02	.1160E+04	-.5744E+04	.3374E+03
BEAM NO. 24							
LLoads	34	.3397E+02	.1730E+01	-.2314E+02	-.3371E+04	.5598E+04	.2808E+03
LLoads	38	-.3397E+02	-.1730E+01	.2314E+02	.3371E+04	.4489E+03	.1713E+03
BEAM NO. 25							
LLoads	38	.8937E+02	-.1160E+01	.1210E+02	-.5322E+04	-.3363E+03	-.2098E+03
LLoads	42	-.8937E+02	.1160E+01	-.1210E+02	.5322E+04	-.2827E+04	-.9321E+02
BEAM NO. 26							
LLoads	42	.2112E+03	.7401E+01	-.2009E+02	-.8969E+04	.2968E+04	-.1995E+02

===== I M A G E S 3 D =====
 = Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
 =====

SOLVE PLATE LOADS/STRESSES Version 2.0 07/01/90

HYPAR 16x16, 4m x 4m

Load Case 3: *Charge concentrée au nœud n° 13 de -1000N*

PLATE LOADS AND/OR STRESSES

GLoads	Node	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Stress	Surf	Sigma X	Sigma Y	Tau XY	Sigma 1	Sigma 2	Angle
Stress		Shear XZ	Shear YZ				
PLATE 1							
GLoads	1	.2399E+03	.2406E+03	.1568E+03	.1325E+04	-.1325E+04	.2186E-01
GLoads	2	.3104E+02	.2364E+02	.3368E+02	.2080E+04	.1678E+03	.7909E+03
GLoads	7	-.2944E+03	-.2946E+03	-.2238E+03	-.1959E+04	.2130E+04	.1159E-01
GLoads	6	.2343E+02	.3038E+02	.3335E+02	-.1678E+03	-.2080E+04	-.7908E+03
Stress	TOP	.4552E-01	.3880E-01	.2965E-01	.7200E-01	.1233E-01	41.8
					Von Mises = .6669E-01		
Stress	MID	-.4506E-01	-.3606E-01	-.4132E-01	.1004E-02	-.8213E-01	-48.1
					Von Mises = .8263E-01		
		-.9552E-03	-.8557E-03				
Stress	BOT	-.1356E+00	-.1109E+00	-.1123E+00	-.1032E-01	-.2363E+00	-48.1
					Von Mises = .2313E+00		
PLATE 2							
GLoads	2	.1142E+03	.2538E+03	.1355E+03	.6964E+04	-.2367E+04	.1855E+04
GLoads	3	-.3451E+01	.1006E+03	.2650E+02	.4873E+04	-.2279E+04	.1142E+04
GLoads	8	-.1528E+03	-.2186E+03	-.1195E+03	-.5359E+04	-.5585E+03	-.2611E+03
GLoads	7	.4210E+02	-.1357E+03	-.4250E+02	.5561E+03	.2266E+04	-.8443E+02
Stress	TOP	-.5850E-01	.1707E+00	.6584E-01	.1883E+00	-.7607E-01	75.1
					Von Mises = .2357E+00		
Stress	MID	-.2544E-01	-.4824E-01	-.2052E-01	-.1337E-01	-.6031E-01	-30.5
					Von Mises = .5486E-01		
		-.2361E-02	-.5753E-02				
Stress	BOT	.7625E-02	-.2672E+00	-.1069E+00	.4429E-01	-.3039E+00	-18.9
					Von Mises = .3283E+00		
PLATE 3							
GLoads	3	-.5269E+02	-.5791E+02	-.1660E+02	.5870E+04	.1131E+04	.2236E+04
GLoads	4	.1624E+03	-.2323E+03	.6572E+02	.8940E+04	.1379E+04	.3353E+04
GLoads	9	.3569E+02	.1050E+03	-.1687E+01	.9670E+03	-.1422E+04	-.2120E+02
GLoads	8	-.1454E+03	.1852E+03	-.4744E+02	-.4910E+04	.1308E+04	-.2849E+03
Stress	TOP	-.8754E-02	.2939E+00	-.7053E-01	.3095E+00	-.2438E-01	-77.6
					Von Mises = .3224E+00		
Stress	MID	.2760E-01	.3703E-01	-.1553E-01	.4855E-01	.1608E-01	-53.4
					Von Mises = .4283E-01		
		.1953E-02	-.9432E-02				
Stress	BOT	.6395E-01	-.2198E+00	.3946E-01	.6933E-01	-.2252E+00	7.8
					Von Mises = .2667E+00		

GLoads	Node	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Stress	Surf	Sigma X	Sigma Y	Tau XY	Sigma 1	Sigma 2	Angle
Stress		Shear XZ	Shear YZ				
PLATE 4							
GLoads	4	-.3110E+02	-.2380E+02	.1866E+02	.5020E+04	.3418E+03	.1783E+04
GLoads	5	.3210E+03	-.2396E+03	.1223E+03	.4768E+04	.2072E+04	.1782E+04
GLoads	10	.1405E+02	-.6815E+02	-.1710E+02	.2842E+04	.7387E+03	.1037E+04
GLoads	9	-.3040E+03	.3316E+03	-.1238E+03	-.4426E+03	-.2910E+04	.1212E+03
Stress	TOP	.1159E+00	.1357E+00	-.1272E+00	.2534E+00	-.1797E-02	-47.2
					Von Mises =	.2543E+00	
Stress	MID	.4753E-01	.3392E-01	-.4153E-01	.8281E-01	-.1357E-02	-40.3
					Von Mises =	.8350E-01	
		.1959E-03	-.1041E-01				
Stress	BOT	-.2084E-01	-.6786E-01	.4416E-01	.5675E-02	-.9438E-01	31.0
					Von Mises =	.9734E-01	
PLATE 5							
GLoads	6	.2540E+03	.1151E+03	.1359E+03	.2367E+04	-.6965E+04	-.1855E+04
GLoads	7	-.1359E+03	.4158E+02	-.4273E+02	-.2305E+04	-.3656E+03	.8442E+02
GLoads	12	-.2186E+03	-.1523E+03	-.1193E+03	.8625E+03	.5318E+04	.2611E+03
GLoads	11	.1005E+03	-.4359E+01	.2612E+02	.2279E+04	-.4873E+04	-.1142E+04
Stress	TOP	.1798E+00	-.6769E-01	.4662E-01	.1883E+00	-.7618E-01	10.3
					Von Mises =	.2358E+00	
Stress	MID	-.5141E-01	-.2235E-01	-.1829E-01	-.1352E-01	-.6024E-01	-64.2
					Von Mises =	.5474E-01	
		-.5926E-02	-.1888E-02				
Stress	BOT	-.2826E+00	.2299E-01	-.8319E-01	.4417E-01	-.3038E+00	-75.7
					Von Mises =	.3281E+00	
PLATE 6							
GLoads	7	.3882E+03	.3887E+03	.3090E+03	.3708E+04	-.4031E+04	-.6021E-02
GLoads	8	.1465E+03	-.1468E+03	.4928E+02	.3944E+04	-.1391E+05	-.8635E+03
GLoads	13	-.3873E+03	-.3879E+03	-.4073E+03	.1707E+05	-.1774E+05	-.2057E-01
GLoads	12	-.1474E+03	.1460E+03	.4901E+02	.1366E+05	-.4729E+04	.8635E+03
Stress	TOP	-.3432E+00	-.3454E+00	.1705E-01	-.3272E+00	-.3614E+00	43.2
					Von Mises =	.3456E+00	
Stress	MID	-.4761E-01	-.3815E-01	-.8077E-01	.3803E-01	-.1238E+00	-46.7
					Von Mises =	.1466E+00	
		-.3262E-01	-.3074E-01				
Stress	BOT	.2480E+00	.2691E+00	-.1786E+00	.4375E+00	.7966E-01	-46.7
					Von Mises =	.4036E+00	
PLATE 7							
GLoads	8	.1517E+03	.1803E+03	.1177E+03	.6325E+04	.1316E+05	-.8825E+03
GLoads	9	.3563E+03	-.3992E+03	.1626E+03	.3246E+04	.3644E+04	.2999E+02
GLoads	14	-.1633E+03	-.1750E+03	-.3148E+02	.1436E+05	.4354E+04	.8857E+03
GLoads	13	-.3447E+03	.3940E+03	-.2487E+03	.1957E+05	.1784E+05	.4827E+02
Stress	TOP	-.3001E+00	-.2991E+00	-.1417E+00	-.1579E+00	-.4413E+00	-45.1
					Von Mises =	.3873E+00	
Stress	MID	.2708E-01	.2601E-01	-.7478E-01	.1013E+00	-.4824E-01	-44.8
					Von Mises =	.1322E+00	
		.3171E-01	-.3556E-01				
Stress	BOT	.3542E+00	.3511E+00	-.7891E-02	.3607E+00	.3446E+00	-39.4
					Von Mises =	.3529E+00	

GLoads	Node	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Stress	Surf	Sigma X	Sigma Y	Tau XY	Sigma 1	Sigma 2	Angle
Stress		Shear XZ	Shear YZ				
PLATE 8							
GLoads	9	-.8803E+02	-.3729E+02	-.3703E+02	-.3771E+04	.6882E+03	.1436E+03
GLoads	10	.1437E+03	-.3038E+02	.3788E+02	-.1348E+03	.5507E+04	.2429E+03
GLoads	15	.6496E+02	-.2463E+02	.3111E+02	.1305E+04	.3041E+04	.4807E+03
GLoads	14	-.1207E+03	.9230E+02	-.3196E+02	.9130E+03	-.4804E+04	.2815E+03
Stress	TOP	.2026E+00	-.7261E-01	-.1018E+00	.2362E+00	-.1062E+00	-18.3
				Von Mises =	.3035E+00		
Stress	MID	.3005E-01	.9113E-02	-.7231E-02	.3230E-01	.6858E-02	-17.3
				Von Mises =	.2948E-01		
		.3637E-02	.1287E-02				
Stress	BOT	-.1425E+00	.9084E-01	.8737E-01	.1199E+00	-.1716E+00	71.6
				Von Mises =	.2538E+00		
PLATE 9							
GLoads	11	-.5769E+02	-.5300E+02	-.1667E+02	-.1131E+04	-.5870E+04	-.2236E+04
GLoads	12	.1850E+03	-.1447E+03	-.4730E+02	-.1027E+04	.4977E+04	.2850E+03
GLoads	17	.1053E+03	.3502E+02	-.1848E+01	.1394E+04	-.1008E+04	.2118E+02
GLoads	16	-.2326E+03	.1627E+03	.6582E+02	-.1380E+04	-.8940E+04	-.3353E+04
Stress	TOP	.2862E+00	-.1087E-02	-.8503E-01	.3095E+00	-.2437E-01	-15.3
				Von Mises =	.3224E+00		
Stress	MID	.3550E-01	.2911E-01	-.1582E-01	.4844E-01	.1617E-01	-39.3
				Von Mises =	.4271E-01		
		-.9323E-02	.2418E-02				
Stress	BOT	-.2152E+00	.5931E-01	.5340E-01	.6933E-01	-.2252E+00	79.4
				Von Mises =	.2667E+00		
PLATE 10							
GLoads	12	.1809E+03	.1510E+03	.1176E+03	-.1350E+05	-.5566E+04	.8825E+03
GLoads	13	.3934E+03	-.3446E+03	-.2488E+03	-.1859E+05	-.1886E+05	-.4826E+02
GLoads	18	-.1747E+03	-.1635E+03	-.3147E+02	-.4635E+04	-.1427E+05	-.8867E+03
GLoads	17	-.3997E+03	.3571E+03	.1627E+03	-.3736E+04	-.3139E+04	-.3000E+02
Stress	TOP	-.3094E+00	-.2897E+00	-.1413E+00	-.1579E+00	-.4412E+00	-47.0
				Von Mises =	.3872E+00		
Stress	MID	.2056E-01	.3259E-01	-.7454E-01	.1014E+00	-.4821E-01	-47.3
				Von Mises =	.1322E+00		
		-.3438E-01	.3298E-01				
Stress	BOT	.3505E+00	.3549E+00	-.7746E-02	.3607E+00	.3446E+00	-52.9
				Von Mises =	.3530E+00		
PLATE 11							
GLoads	13	.3386E+03	.3385E+03	-.9510E+02	-.1805E+05	.1876E+05	.2340E-01
GLoads	14	.1174E+03	-.9821E+02	.4485E+02	-.1344E+05	.3874E+04	.8431E+03
GLoads	19	-.3579E+03	-.3578E+03	.5368E+01	-.1798E+04	.1816E+04	.6698E-02
GLoads	18	-.9817E+02	.1175E+03	.4488E+02	-.3608E+04	.1352E+05	-.8431E+03
Stress	TOP	-.3854E+00	-.3853E+00	-.3687E-02	-.3817E+00	-.3890E+00	-45.7
				Von Mises =	.3854E+00		
Stress	MID	-.3261E-01	-.2992E-01	-.6027E-01	.2902E-01	-.9155E-01	-45.6
				Von Mises =	.1090E+00		
		.3145E-01	.3076E-01				
Stress	BOT	.3202E+00	.3254E+00	-.1169E+00	.4397E+00	.2059E+00	-45.6
				Von Mises =	.3811E+00		

GLoads	Node	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Stress	Surf	Sigma X	Sigma Y	Tau XY	Sigma 1	Sigma 2	Angle
Stress		Shear XZ	Shear YZ				
PLATE 12							
GLoads	14	.1666E+03	.1810E+03	.1858E+02	-.1825E+04	.3423E+04	.2552E+03
GLoads	15	-.2188E+03	.2463E+03	-.1809E+02	-.2473E+04	.4695E+04	-.1368E+03
GLoads	20	-.2161E+03	-.1943E+03	-.1647E+00	-.1442E+04	.7316E+04	.1503E+03
GLoads	19	.2683E+03	-.2329E+03	-.3229E+00	.2698E+04	.1666E+04	.5026E+02
Stress	TOP	.1313E+00	-.1338E+00	.7208E-01	.1496E+00	-.1521E+00	14.3
				Von Mises =	.2613E+00		
Stress	MID	-.5931E-01	-.5805E-01	.7011E-02	-.5164E-01	-.6572E-01	47.6
				Von Mises =	.5994E-01		
		.8603E-02	.2504E-02				
Stress	BOT	-.2499E+00	.1765E-01	-.5806E-01	.2970E-01	-.2620E+00	-78.3
				Von Mises =	.2780E+00		
PLATE 13							
GLoads	16	-.2365E+02	-.3126E+02	.1862E+02	-.3414E+03	-.5019E+04	-.1783E+04
GLoads	17	.3314E+03	-.3038E+03	-.1238E+03	.2922E+04	.3586E+03	-.1212E+03
GLoads	22	-.6768E+02	.1388E+02	-.1715E+02	-.7383E+03	-.2843E+04	-.1037E+04
GLoads	21	-.2401E+03	.3212E+03	.1223E+03	-.2072E+04	-.4768E+04	-.1782E+04
Stress	TOP	.1315E+00	.1202E+00	-.1277E+00	.2536E+00	-.1970E-02	-43.7
				Von Mises =	.2546E+00		
Stress	MID	.3258E-01	.4891E-01	-.4147E-01	.8301E-01	-.1522E-02	-50.6
				Von Mises =	.8378E-01		
		-.1040E-01	.3681E-03				
Stress	BOT	-.6634E-01	-.2233E-01	.4473E-01	.5512E-02	-.9418E-01	58.1
				Von Mises =	.9705E-01		
PLATE 14							
GLoads	17	-.3699E+02	-.8828E+02	-.3707E+02	-.5791E+03	.3788E+04	-.1436E+03
GLoads	18	.9199E+02	-.1208E+03	-.3202E+02	.4786E+04	-.1008E+04	-.2816E+03
GLoads	23	-.2461E+02	.6509E+02	.3114E+02	-.3041E+04	-.1305E+04	-.4806E+03
GLoads	22	-.3039E+02	.1440E+03	.3795E+02	-.5507E+04	.1349E+03	-.2429E+03
Stress	TOP	-.7510E-01	.2051E+00	-.9853E-01	.2363E+00	-.1063E+00	-72.4
				Von Mises =	.3037E+00		
Stress	MID	.8899E-02	.3028E-01	-.7065E-02	.3240E-01	.6776E-02	-73.3
				Von Mises =	.2960E-01		
		.1330E-02	.3620E-02				
Stress	BOT	.9290E-01	-.1446E+00	.8440E-01	.1198E+00	-.1715E+00	17.7
				Von Mises =	.2536E+00		
PLATE 15							
GLoads	18	.1809E+03	.1668E+03	.1861E+02	.3458E+04	.1757E+04	-.2552E+03
GLoads	19	-.2328E+03	.2683E+03	-.3254E+00	-.1693E+04	-.2681E+04	-.5023E+02
GLoads	24	-.1943E+03	-.2161E+03	-.1482E+00	-.7316E+04	.1443E+04	-.1502E+03
GLoads	23	.2463E+03	-.2190E+03	-.1814E+02	-.4696E+04	.2473E+04	.1369E+03
Stress	TOP	-.1326E+00	.1302E+00	.7405E-01	.1496E+00	-.1521E+00	75.3
				Von Mises =	.2613E+00		
Stress	MID	-.5793E-01	-.5944E-01	.7001E-02	-.5164E-01	-.6573E-01	41.9
				Von Mises =	.5994E-01		
		.2570E-02	.8585E-02				
Stress	BOT	.1678E-01	-.2491E+00	-.6005E-01	.2971E-01	-.2620E+00	-12.2
				Von Mises =	.2780E+00		
PLATE 16							
GLoads	19	.3223E+03	.3225E+03	-.4719E+01	.7935E+03	-.8016E+03	.6537E-02
GLoads	20	-.2799E+03	.2500E+03	-.1424E+01	-.2519E+04	.3327E+04	.4062E+02
GLoads	25	-.2925E+03	-.2925E+03	.7577E+01	-.4302E+04	.4302E+04	-.2380E-01
GLoads	24	.2500E+03	-.2800E+03	-.1434E+01	-.3327E+04	.2518E+04	-.4065E+02

ECOLE POLYTECHNIQUE DE MONTREAL S/N:801651

06/19/93

Run ID=BB95704

10:30:05

===== I M A G E S 3 D =====
= Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
=====

SOLVE PLATE LOADS/STRESSES Version 2.0 07/01/90

HYPAR 16x16, 4m x 4m

Load Case 1:

MAXIMUM STRESS SUMMARY FOR PLATES
WITHIN SPECIFIED RANGE 1- 64

Maximum (absolute) Stress = .4036E+00 at Plate 6

Plate	Sigma X	Sigma Y	Tau XY	Von Mises
6	.2480E+00	.2691E+00	-.1786E+00	.4036E+00

===== I M A G E S 3 D =====
 = Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
 =====

SOLVE REACTIONS

Version 2.0 07/01/90

HYPAR 16x16, 4m x 4m

Load Case 1:

REACTIONS

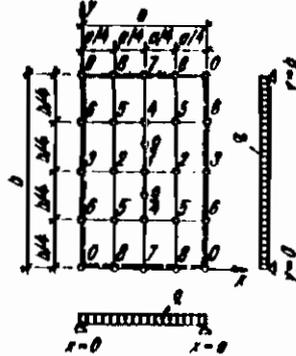
Node	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
1	.0000E+00	.0000E+00	.5718E+02	.2669E+05	-.2669E+05	-.7407E+01
2	.0000E+00	.0000E+00	.1102E+03	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
3	.0000E+00	.0000E+00	.3475E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
4	.0000E+00	.0000E+00	.5970E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
5	.7937E+03	.0000E+00	.2603E+03	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
6	.0000E+00	.0000E+00	.1102E+03	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
11	.0000E+00	.0000E+00	.3475E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
16	.0000E+00	.0000E+00	.5970E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
21	.0000E+00	.7936E+03	.2602E+03	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
28	.2515E+03	.7764E+01	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	-.8011E+04
29	.7760E+01	.2516E+03	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.8007E+04
30	.0000E+00	.0000E+00	-.2661E+02	.1992E+05	-.1136E+05	.5799E+05
31	.0000E+00	.0000E+00	-.4443E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
32	.0000E+00	.0000E+00	.7597E+01	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
33	.0000E+00	.0000E+00	-.3206E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
34	.0000E+00	.0000E+00	.5252E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
38	.0000E+00	.0000E+00	.1642E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
42	.0000E+00	.0000E+00	.6137E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
46	.0000E+00	-.8136E+03	.9079E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
51	-.6930E+01	-.2324E+03	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.2147E+04
52	.0000E+00	.0000E+00	-.2655E+02	.1136E+05	-.1992E+05	-.5800E+05
53	.0000E+00	.0000E+00	.5251E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
54	.0000E+00	.0000E+00	.1642E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
55	.0000E+00	.0000E+00	.5136E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
56	-.8137E+03	.0000E+00	.9083E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
57	.0000E+00	.0000E+00	-.4445E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
62	.0000E+00	.0000E+00	.7582E+01	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
67	.0000E+00	.0000E+00	-.3204E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
73	-.2323E+03	-.6935E+01	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	-.2146E+04
74	.0000E+00	.0000E+00	.1111E+03	.1736E+05	-.1735E+05	.6100E+01
75	.0000E+00	.0000E+00	-.3529E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
76	.0000E+00	.0000E+00	-.7390E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
77	.0000E+00	.0000E+00	-.5547E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
78	.0000E+00	.0000E+00	-.3528E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
82	.0000E+00	.0000E+00	-.7390E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
86	.0000E+00	.0000E+00	-.5545E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00

ANNEXE B

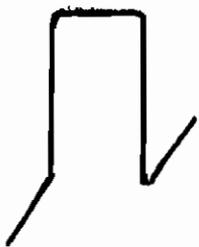
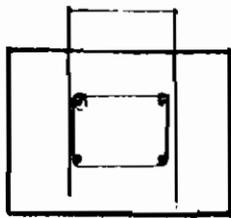
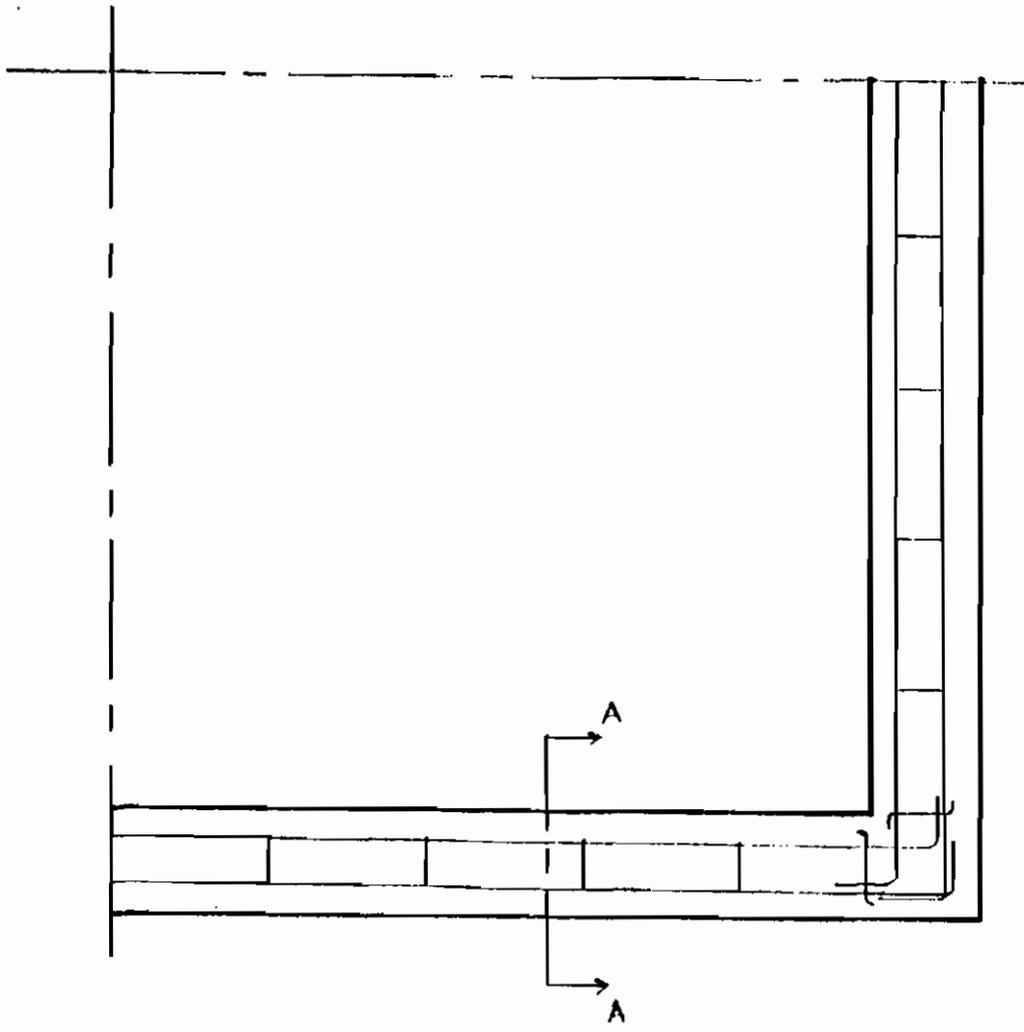
Tab. 1.22

$$\mu = 0,15$$

$$\gamma = \frac{a}{b}$$



γ	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	V. f. M. f.
w_1	0,1189	0,1015	0,0851	0,0708	0,0584	0,0476	$\frac{qa^4}{EA^3}$
w_2	0,0850	0,0725	0,0610	0,0510	0,0414	0,0346	
w_4	0,0916	0,0773	0,0639	0,0523	0,0421	0,0346	
w_5	0,0657	0,0553	0,0463	0,0381	0,0310	0,0254	
M_{x1}	0,0991	0,0857	0,0730	0,0611	0,0507	0,0423	
M_{x2}	0,0754	0,0662	0,0566	0,0485	0,0411	0,0351	
M_{x4}	0,0771	0,0653	0,0545	0,0451	0,0374	0,0311	
M_{x5}	0,0596	0,0514	0,0440	0,0364	0,0313	0,0260	
M_{x9}	0,0939	0,0806	0,0683	0,0571	0,0475	0,0394	
M_{y1}	0,0079	0,0131	0,0194	0,0269	0,0344	0,0423	qb^2
M_{y2}	0,0058	0,0096	0,0142	0,0195	0,0253	0,0311	
M_{y4}	0,0086	0,0130	0,0182	0,0236	0,0291	0,0351	
M_{y5}	0,0063	0,0095	0,0133	0,0173	0,0216	0,0260	
M_{y9}	0,0080	0,0128	0,0195	0,0258	0,0328	0,0402	
$-T_5$	0,465	0,441	0,415	0,387	0,362	0,338	qa
$-T_6$	0,412	0,388	0,357	0,326	0,304	0,281	
$-T_7$	0,185	0,218	0,252	0,283	0,312	0,388	qb
$-T_8$	0,152	0,181	0,209	0,235	0,259	0,281	
R_3	0,512	0,506	0,494	0,480	0,460	0,439	qa
R_6	0,474	0,459	0,444	0,426	0,409	0,393	
R_7	0,263	0,307	0,347	0,385	0,415	0,439	qb
R_8	0,218	0,252	0,286	0,318	0,355	0,393	
$-R_0$	0,0562	0,0646	0,0711	0,0760	0,0782	0,0788	qab
R_2	0,269	0,267	0,265	0,261	0,256	0,250	qa^2
R_7	0,091	0,122	0,154	0,187	0,219	0,250	



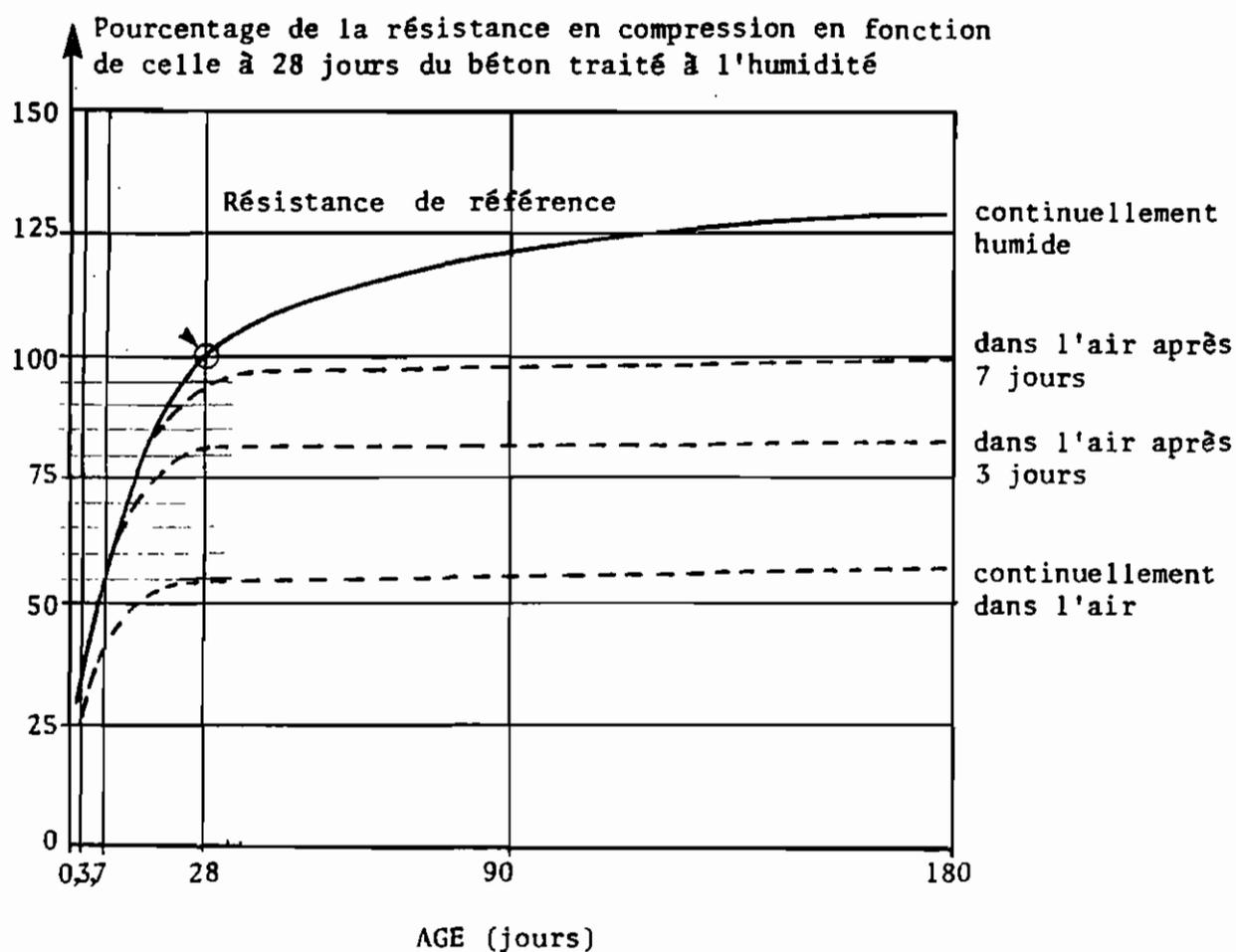


FIGURE 1.3 - évolution de la résistance en compression du béton en fonction du temps et des conditions de mûrissement.

de résistance. Une température excessive cause également de nombreux problèmes tels que durcissement prématuré (fausse prise) et des pertes de résistance pouvant devenir importantes. La température idéale de bétonnage est comprise entre 10 et 16°C. Il faut cependant tenir compte du fait que la réaction d'hydratation dégage de la chaleur. Le tableau 1.2 résume les températures de coulée permises.

Les différentes méthodes permettant d'assurer au béton des conditions de mûrissement optimales seront discutées au paragraphe 1.6.