

**ANALYSE TRIDIMENSIONNELLE DU COMPORTEMENT
NON LINÉAIRE D'UN CAISSON DE RÉACTEUR NUCLÉAIRE
EN BÉTON PRÉCONTRAINTE**

M. HUSSAIN KHAN,

Bonnard & Gardel, S.A., Lausanne,

B. SAUGY, Th. ZIMMERMANN,

*Département de Génie Civil,
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, Suisse*

ABSTRACT

The method of three dimensional analysis of non-linear behavior upto failure of massive structures of reinforced or prestressed concrete is first described briefly.

The non-linear analysis is carried out by an iterative process in which the mechanical characteristics of the material are variable in function of the state of stress upto failure, defined by an unsymmetrical surface in the coordinate system of principal stresses. After failure, the stress-strain law is modified to take into account the new internal structure of the material. To check this mathematical model of three dimensional non-linear analysis a deep end slab of a PCRV was analysed upto failure. The same slab was subjected to extensive laboratory tests by Prof. D. Campbell-Allen of the University of Sydney.

The results of the non-linear analysis are compared with those obtained by the tests. This comparison includes the cracking pattern in function of the internal pressure, the deformation and the final failure load of internal pressure.

1. INTRODUCTION

L'étude que nous exposons ici a été réalisée dans le cadre d'un programme de recherche entrepris par la Chaire d'aménagements de production d'énergie de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, dirigée par le Professeur A. Gardel. Cette recherche est financée par le Fonds National Suisse de la Recherche Scientifique.

Les caissons de réacteurs nucléaires en béton précontraint ont déjà fait l'objet de plusieurs types d'analyses à la rupture. Citons le modèle élastique tenant compte de la fissuration de Rashid (1), et les travaux de Zienkiewicz, Owen & Phillips (7), études dont l'application s'est limitée jusqu'ici à des structures à symétrie de révolution.

L'expérience a montré qu'il n'est pas toujours possible de traiter un problème à trois dimensions par un modèle à symétrie de révolution, sans faire d'erreurs importantes. On peut citer à ce sujet l'exemple d'un caisson en béton précontraint comportant de grandes cavités dans ses parois pour y loger les échangeurs de chaleur ou les turbines en cycle direct.

Nous avons donc été amenés à développer un programme d'analyse tridimensionnelle des structures massives.

Le modèle de calcul tridimensionnel par éléments finis que nous proposons tient compte du comportement non-linéaire du matériau comprimé, ainsi que de sa fissuration, il a par ailleurs fait l'objet d'applications bidimensionnelles (Hussain & Saugy, (2), (3)). Les lois de contrainte-déformation et le critère de rupture du béton ont fait l'objet d'une étude particulière de l'un des auteurs dont les résultats partiels ont été publiés précédemment (Saugy, (5)).

Dans ce qui suit, nous résumerons tout d'abord les lois idéalisées de déformation et de rupture du béton et de l'acier; puis, nous décrirons les éléments principaux de la méthode d'analyse non-linéaire jusqu'à la rupture d'une dalle de caisson en béton précontraint pour un réacteur à haute température de 200 MW, refroidi au gaz carbonique. Cette dalle a fait l'objet d'essais sur modèle par Campbell-Allen (6), ce qui a permis la comparaison des résultats de calcul et de mesure.

2. MODELE DE DEFORMATION

2.1 Définitions du modèle élastique tridimensionnel

La loi contrainte-déformation d'un corps parfaitement élastique peut être définie par la relation tensorielle linéaire :

$$\sigma = D \epsilon \quad (2.1)$$

où D constant fait intervenir soit le module de Young E et le coefficient de Poisson ν soit les coefficients de Lamé λ ou k et μ sous la forme :

$$\begin{aligned} \sigma_{ij} &= \lambda 3 \bar{\epsilon}_{ij} + 2\mu \epsilon_{ij} & \bar{\epsilon} &= \Sigma \epsilon_{ij}/3 \\ \text{ou} & & \bar{\sigma} &= \Sigma \sigma_{ij}/3 \\ s_{ij} &= 2\mu e_{ij} & \text{avec} & & s_{ij} &= \sigma_{ij} - \bar{\sigma} \\ \bar{\sigma} &= 3k\bar{\epsilon} & & & e_{ij} &= \epsilon_{ij} - \bar{\epsilon} \end{aligned} \quad (2.2)$$

Les tenseurs des contraintes et des déformations spécifiques peuvent être caractérisés par leurs invariants de base ou des combinaisons de ceux-ci, éq. (2.3).

$$\begin{aligned} I_1 &= \Sigma \sigma_{ij} & II_1 &= \Sigma \epsilon_{ij} \\ I_2 &= \Sigma \sigma_{ij} \sigma_{ji} & II_2 &= \Sigma \epsilon_{ij} \epsilon_{ji} \\ I_3 &= \Sigma \sigma_{ij} \sigma_{jk} \sigma_{ki} & II_3 &= \Sigma \epsilon_{ij} \epsilon_{jk} \epsilon_{ki} \end{aligned} \quad (2.3)$$

2.2 Modèle de déformation non linéaire

Nous avons admis un modèle de déformation isotrope défini par les caractéristiques sécantes ν et k variables en fonction de l'état de contrainte ou de déformation ou plus précisément en fonction de leurs invariants. Ce modèle simple permet de représenter avec une bonne précision le comportement de matériaux de natures diverses (fig.1). Ainsi, pour un acier élastique parfaitement plastique, le diagramme de déformation sera caractérisé par les valeurs suivantes :

$$\begin{aligned} \text{phase élastique : } \nu \text{ et } k &= \text{cte} \\ \text{phase plastique : } k &= \text{cte } \nu \text{ indépendant de } I_2 \end{aligned} \quad (2.4)$$

Pour le béton, les paramètres ν et k sont fonctions de l'état de contrainte ou de déformation :

$$\begin{aligned} k &= f(I_1) \\ \nu &= f(I_1, I_2) \end{aligned} \quad (2.5)$$

Sous une charge appliquée à une vitesse constante, l'analyse des essais montre (5) que l'on peut admettre en première approximation un modèle du type :

$$\begin{aligned} k &= \text{cte} \\ \nu &= f(I_2) \end{aligned} \quad (2.6)$$

Ce dernier modèle n'est plus valable au-delà de la microfissuration qui implique un foisonnement dépendant de I_2 et de I_1 , et un comportement de type granulaire.

Nous avons pu contrôler lors d'analyses effectuées parallèlement à une étude de F. Descoedres⁴⁾ sur divers sols et des sables notamment que ce modèle restait valable sous la forme :

$$\begin{aligned} k &= \text{cte} \\ \nu &= f(II_2, I_1) \\ \bar{\epsilon} &= f(II_2, I_1) \end{aligned} \quad (2.7)$$

⁴⁾ laboratoire de géotechnique de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne

à condition d'introduire pour le sable une variation de volume $\bar{\epsilon}$ irréversible dépendant de la pression moyenne et de la distorsion.

Dans la présente analyse, et à défaut d'une définition précise du comportement des bétons utilisés, nous avons admis une loi du type (2.6) ajustée à l'aide des caractéristiques courantes uniaxiales en corrélation avec les résultats d'essais bi et tri-axiaux publiés (fig.2).

2.3 Comportement du matériau rompu

Ces lois sont valables à l'intérieur d'un domaine de contrainte limité par une surface dite surface de rupture que nous définirons dans l'espace des contraintes principales $\sigma_1 \sigma_2 \sigma_3$ en fonction des invariants du tenseur des contraintes sous la forme 2.8 :

$$\psi = f(I_1, I_2, I_3) \quad (2.8)$$

Le coût et la difficulté de réaliser des essais triaxiaux complets pour chaque type de béton nous a conduit à rechercher une expression aussi simple que possible donnant une approximation convenable et susceptible de s'ajuster à plusieurs bétons à l'aide de paramètres définis par des essais relativement courants.

Dans une première phase, nous avons utilisé une surface de révolution définie par une relation linéaire entre le premier invariant des contraintes et la racine du deuxième. Eq. (2.9) :

$$\begin{aligned} I_2^{\frac{1}{2}} + \alpha_1 I_1 + \beta_1 &= 0 & \text{si } I_1 < \beta c \\ I_2^{\frac{1}{2}} + \alpha_2 I_1 + \beta_2 &= 0 & \text{si } I_1 > \beta c \end{aligned} \quad (2.9)$$

βc = résistance uniaxiale

Toutefois, dans les zones de faible pression moyenne, cette surface correspond mal aux essais effectués à ce jour dans la mesure où la rupture est indépendante du rapport relatif des contraintes. L'analyse d'essais récents confirmés par les travaux du S.E.C.N (9) nous a conduit à adopter une surface définie par l'équation (2.10), α , β , γ étant déterminés par ajustement aux 3 points de rupture généralement connus, traction, compression simple et compression biaxiale.

$$\alpha I_1 + \beta I_2^m + \gamma I_3^n = 1 \quad (2.10)$$

La figure (3) représente la surface de rupture correspondant aux caractéristiques suivantes :

$$\begin{aligned} I_1 &= \Sigma \sigma_i \\ I_2 &= 1,5 \times \Sigma s_i^2 \end{aligned} \quad (2.11)$$

$$I_y = \sum_{i=1}^m \left(\frac{s_i}{I_2} \right)^3$$

m=0,6 n=1

La rupture ainsi définie dépend de la pression moyenne, de la distorsion et du rapport des contraintes, ce dernier indiquant la stabilité interne du point soumis à l'état de contrainte considéré.

Au-delà de la rupture, on relève deux comportements de natures différentes. Dans la zone essentiellement comprimée, le matériau fortement microfissuré aura un comportement granulaire. Comme dans le sable, le module instantané sécant de glissement dépendra de façon non négligeable de la pression ragnant au point considéré. Toutefois, dans l'analyse présente nous avons négligé cette part de résistance en admettant un module de glissement constant et très faible. Dans les zones tendues, le béton se fissure et ceci pour des charges voisines des charges de service.

Le modèle de déformation que nous avons adopté est un modèle anisotrope orienté par rapport aux fissures qui ne résiste plus aux sollicitations normales et tangentielles au plan des fissures.

3. METHODE DE CALCUL

3.1 Calcul élastique par éléments finis

Nous avons choisi une méthode de calcul par éléments finis basée sur la continuité des déplacements. Deux conditions doivent être satisfaites pour obtenir une solution complète, en stade élastique des déformations et des contraintes dans une structure.

- 1) la compatibilité des déplacements aux noeuds sur l'ensemble de la structure
- 2) l'équilibre de la structure

Ces deux conditions sont vérifiées par la relation (3.1) si l'on suppose l'équilibre interne de chaque élément réalisé.

$$\vec{f}^s = K \vec{\delta}^s \tag{3.1}$$

\vec{f}^s forces extérieures

$\vec{\delta}^s$ déplacements des noeuds

$$K = \int_s B^T D B \, dvol \tag{3.2}$$

K matrice de rigidité de la structure

B (fonction de déformation) lie les déformations aux déplacements par la relation :

$$\vec{\epsilon} = B \vec{\delta}^e \tag{3.3}$$

Dans le cadre de l'établissement d'un programme de calcul de structures tri-dimensionnelles, le choix des éléments revêt une importance particulière. Il faut en effet que les éléments choisis permettent d'obtenir une solution précise avec des données rapides et simples par conséquent.

Dans cette étude, nous avons arrêté notre choix sur les éléments dits "isoparamétriques" et plus spécialement sur un élément à 60 degrés de liberté (fig.4b) élaboré et utilisé dans le domaine élastique par MM. Zienkiewicz, Irons et Ergatoudis (4). Cet élément est associé à un élément cubique (fig.4a) par un repère curviligne local et permet de décrire simplement des structures de contour complexe.

Le déplacement en un point quelconque de l'élément est lié au déplacement des noeuds par la relation polynomiale suivante :

$$\theta(x, y, z) = \sum N_i(\xi, \eta, \zeta) \theta_i \quad (3.4)$$

N_i et θ_i étant respectivement la fonction d'interpolation et le déplacement au noeud considéré.

La matrice de rigidité de l'élément est enfin obtenue par intégration numérique de Gauss dans le repère curviligne local.

$$K = \int_V B_{(i)}^T D B_{(i)} C \quad (3.5)$$

n = nombre de points de Gauss

L'élément ainsi décrit permet de représenter la structure massive; un deuxième élément de la même famille, à une seule dimension celui-ci, sert à la représentation des barres d'acier (fig.4d).

Nous avons effectué un certain nombre de tests sur la qualité de ces éléments et la méthode d'intégration et contrôlé qu'avec un nombre très faible d'éléments, il est possible d'obtenir une bonne approximation d'une forme complexe (10).

Notons enfin que l'équation générale d'équilibre modifiée pour tenir compte des conditions de liaisons est résolue par une technique frontale mise au point par M.B. Irons à Swansea (8).

3.2 Analyse non linéaire

Nous avons développé le processus d'analyse élastique en utilisant, pour tenir compte des déformations non linéaires, une suite d'itérations, ainsi l'équation d'équilibre (3.1) se décompose de la façon suivante :

$$\vec{F} = (K + K') \vec{\delta} = K\vec{\delta} + \vec{F}' \quad (3.6)$$

La force fictive \vec{F}' , fonction de $\vec{\delta}$, est déterminée en comparant l'état contrainte-déformation aux lois établies précédemment.

On peut schématiser le processus de calcul comme suit :

- établissement de la matrice de rigidité
- résolution élastique
- cycle d'itération définissant la force f' de manière à contrôler les lois de déformation au sein de chaque élément
- cycle d'itération avec charge croissante afin de déterminer la charge de rupture.

L'artifice de calcul que nous utilisons est semblable dans sa forme aux processus de linéarisation proposés par MM. O.C. Zienkiewicz et P.V. Marcal pour des analyses bidimensionnelles, mais porte sur les caractéristiques tridimensionnelles établies au chapitre précédent. Ainsi, le module compressibilité étant admis constant, seules les valeurs de la distorsion et du déviateur des contraintes sont ajustées à chaque pas.

Pratiquement, le procédé consiste à définir à chaque itération, une force f' telle que $A\vec{C} = A\vec{B} - B\vec{C}$ (fig.5) soit :

$$\vec{f}' = \int_{\Omega} \vec{g}' * B \, d\text{vol} \quad (3.7)$$

où $\sigma' = 2\nu_1 (e_1' - e_1) = \Sigma \Delta s_i$ (fig.5)

Le processus d'intégration utilisé étant une sommation de Gauss, il est possible d'attribuer des caractéristiques différentes à l'intérieur d'un même élément. f' ainsi défini est ajouté aux charges extérieures de l'itération suivante. On procèdera de même dans les zones fissurées où les composantes normales et tangentielles à la fissure seront reportées dans les zones voisines, par l'intermédiaire de la force f' , correspondant cette fois à la différence σ' - eq. (3.8)-entre les contraintes élastiques et les contraintes compatibles avec l'état de fissuration local déterminé au cours des itérations précédentes.

$$\sigma' = \theta \begin{vmatrix} \sigma_{11}^0 & \sigma_{12}^0 & \sigma_{13}^0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{vmatrix} \theta^T \quad (3.8)$$

La précision d'un pas de calcul est admise suffisante dès que l'écart sur f' entre deux itérations est inférieur à une limite fixée en fonction de la qualité exigée des résultats.

La charge de rupture de la structure est déterminée sur la base de plusieurs pas de calcul correspondant à des charges extérieures croissantes. La valeur de cette charge correspond à celle du dernier pas pour lequel les itérations non linéaires convergent. Le détail de la méthode de calcul est publié dans le Bulletin Technique de la Suisse Romande (Saugy & Zimmermann (10)).

4. DESCRIPTION DU MODELE MATHEMATIQUE ET DE L'ESSAI

4.1 Programme de calcul

La méthode de calcul établie précédemment a été conçue en vue de recherches sur le comportement des matériaux et permet l'analyse de structures massives dont la forme et les matériaux constitutifs rendent toute autre approche difficile. Dans ce cadre, nous avons analysé quelques aspects du comportement de dalles ayant fait l'objet d'essais effectués par M. Campbell-Allen (6).

4.2 Description des essais (6)

Les essais ont porté sur 4 dalles schématiquement décrites par la figure 6. La précontrainte horizontale des trois premières est réalisée par un double câblage orthogonal non injecté et verticalement par des vis de tension et un anneau métallique répartitionneur de charge. Seules les précontraintes horizontales et les caractéristiques du béton diffèrent de l'une à l'autre. La quatrième dalle comporte deux doubles câblages orthogonaux pour la précontrainte horizontale. Ces essais ont pour but de déterminer le comportement élastique et à la rupture de ces dalles soumises à une pression intérieure croissant jusqu'à la rupture. Les caractéristiques introduites sont résumées dans le tableau I.

4.3 Réseau de calcul

Sur la base de la figure 6, nous avons établi deux réseaux de calcul, le premier (fig.7) comprend 44 éléments massifs avec armature concentrée sur 11 barres par direction de précontrainte et permettra de déterminer la résistance de la dalle obtenue en injectant les câbles, l'analyse complète n'est pas terminée à ce jour. Le deuxième réseau (fig.8) sert au calcul de la structure avec câbles non injectés, ceci en appliquant la précontrainte sous forme de charges uniformes, comme pour la pression intérieure (fig.9). Toutefois, nous n'avons pas matérialisé la couronne et les plaques d'acier de répartition particulières à l'essai (fig.6) et qui n'existent généralement pas dans une structure réelle. Nous avons choisi un réseau volontairement peu dense, pour réduire le temps de calcul, faciliter la préparation des données et l'exploitation des résultats d'une part, pour permettre l'exploitation du programme non optimisé sur l'ordinateur IBM 7040 de l'EPFL d'autre part. Comme conditions aux limites, nous avons introduit des déplacements horizontaux libres sous l'anneau de base de la dalle, hypothèse justifiée pour l'application de la précontrainte. Les autres conditions de bord résultent immédiatement de la symétrie.

5. COMPARAISON DES RESULTATS DE CALCUL ET D'ESSAI

5.1 Déformations spécifiques élastiques

Les déformations radiales et tangentielles de la dalle III obtenues par une analyse élastique sous une pression intérieure de 56 kg/cm^2 sont comparées aux résultats d'essais (fig.10).

Les déformations au centre de la dalle correspondent à celles de l'essai tandis que sur les bords on observe un écart découlant dans une large mesure de l'absence de couronne métallique sur le modèle de calcul.

Les contraintes, calculées sur la base des déformations ϵ_r et ϵ_θ mesurées, sont supérieures aux contraintes de surface calculées numériquement. L'écart peut provenir de la contraction verticale qui n'est pas mesurée par les jauges de déformation. Par ailleurs, les déplacements élastiques calculés (dalle II, fig.11 et dalle III, fig.12) correspondent aux valeurs mesurées sous de faibles charges lors de l'essai.

La comparaison de ces résultats montre par conséquent qu'un modèle mathématique formé de très peu d'éléments donne une approximation satisfaisante du comportement élastique de la dalle.

5.2 Fissuration et taux de contrainte

L'analyse a été poursuivie à l'aide du modèle non linéaire sous des pressions croissantes.

La figure 13 représente la progression de la fissuration des dalles II et III. L'usage d'un modèle orthotrope pour simuler la fissuration ne permet pas d'obtenir un dessin précis des fissures, mais l'orientation des zones de fissuration et l'ordre de leur apparition donne une image cohérente avec les résultats de l'essai.

Dans le cas de la dalle II, sous une pression de 56 kg/cm^2 , les zones fissurées proches des axes de précontrainte (0° et 90°) révèlent une déformation radiale supérieure à celle des bissectrices (45°) ce qui est en accord avec le réseau de fissuration observé.

Dans la dalle III, la progression de la fissuration est fortement ralentie par la forte précontrainte horizontale.

La figure 14 symbolise l'état de contrainte par des vecteurs de longueurs proportionnelles au taux de contrainte, ce dernier vaut 1 pour l'état de rupture. Ce mode de représentation définit mieux le taux réel de la sollicitation que ne peuvent le faire les contraintes. Ainsi, dans la zone d'application de la précontrainte, le risque de rupture est fortement réduit par la pression environnante alors que dans les zones directement voisines, la distorsion conduit à un taux nettement plus élevé.

Par ailleurs, pour une charge de 84 kg/cm^2 déjà, la distorsion interne est

est telle que dans la zone de compression inférieure et sur les bords de la dalle, la réduction non-linéaire du module de glissement peut atteindre 20 %. Sans prise en considération de cet effet, on ne pourrait atteindre, pour des charges proches de la ruine, des déformations verticales de l'ordre de grandeur de celles de l'essai.

5.3 Charge ultime et mécanisme de ruine

L'étude systématique des charges de ruine n'est pas terminée. Les premiers résultats obtenus pour des charges croissant par étapes (28, 56, 84, 112 à 126 kg/cm²) indiquent néanmoins que la résistance ultime de la dalle III avec câblage non injecté est atteinte sous une pression 126 kg/cm² ce qui correspond aux résultats de l'essai. Notons que l'analyse de la fissuration et du taux de contrainte de la dalle III, fortement précontrainte par un câblage orthogonal, met en évidence un comportement non symétrique de révolution caractérisé par l'apparition des premières fissures au bord de la dalle sur les bissectrices du câblage, avant que la dalle proprement dite n'ait atteint la limite de sa résistance.

Cette perturbation locale qui apparaît sous une charge de 112 kg/cm² déjà, accélère le processus de ruine qui est caractérisé, vu l'absence de couronne et la grande taille des éléments, par un accroissement du déplacement vertical au droit du bord intérieur du fût, déplacement qui triple pour une augmentation de la pression de 112 à 126 kg/cm².

CONCLUSION

La comparaison des résultats de calcul et d'essai montre qu'un tel modèle mathématique permet l'étude qualitative et quantitative du comportement des structures en béton armé ou précontraint, jusqu'à la rupture. Le développement actuel des connaissances en technologie des matériaux devrait permettre de perfectionner de tels outils de calcul et de les rendre aussi fiables que les essais. Une telle approche, souple et rapide bien que souvent limitée par la capacité des ordinateurs actuels, rend possible l'étude successive de facteurs très divers tels que les effets de température, dilatation interne et vieillissement du béton qu'il est difficile et long d'analyser sur un modèle physique.

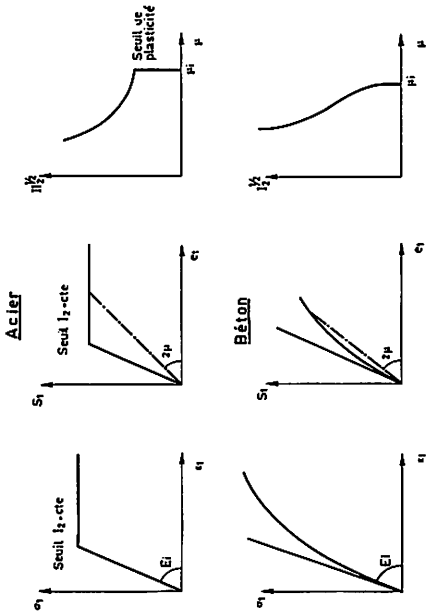
Notons enfin qu'une connaissance approfondie du comportement des caissons de réacteurs devrait permettre en précisant les limites de sécurité, de réduire les marges admises à ce jour.

BIBLIOGRAPHIE

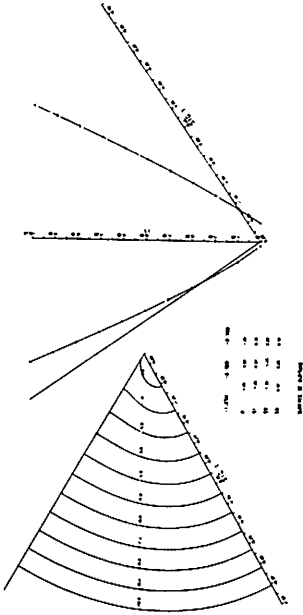
- (1) Y.R. RASHID
"Ultimate Strength Analysis of Prestressed Concrete Pressure Vessels", Nuclear Engineering and Design No 7 (1968) pp 334-344
- (2) M. HUSSAIN, B. SAUGY
"Analyse non-linéaire des contraintes dans le fût d'un caisson de béton précontraint pour réacteur rapide". Compte-rendu de la 2ème réunion d'information sur les travaux relatifs aux cuves de réacteur en béton précontraint et à leur isolation thermique. Commission des Communautés Européennes. Bruxelles 1969.
- (3) M. HUSSAIN, B. SAUGY
"Evaluation of some Concrete Characteristics on Non-linear Behavior of a PCRV", American Concrete Institute Seminar on Concrete for Nuclear Reactors, Berlin 1970.
- (4) J. ERGATOUDIS
"Isoparametric Finite Element in two and three Dimensional Stress Analysis". Ph.D. Thesis, University of Wales, Swansea 1968.
- (5) B. SAUGY
"Contribution à l'étude théorique du comportement non-linéaire des structures massives en béton armé sans charges rapides" Bulletin Technique de la Suisse Romande no 22, (1969).
- (6) D. CAMPBELL-ALLEN, J.E. HAYES, E.W.E. LOW & A. SPENCER
"Pressure Vessel for High-temperature Gas-cooled Reactor", Conference on Prestressed Concrete Pressure Vessels, Institution of Civil Engineers, London, March 1967, paper 45.
- (7) O.C. ZIENKIEWICZ, D.R. OWEN, D.V. PHILLIPS
"Non-linear Analysis of Pressure Vessels Behaviour Including Cracking". Deuxième réunion sur les travaux relatifs aux cuves de réacteur en béton précontraint et à leur isolation thermique, Bruxelles 1969.
- (8) B.M. IRONS
"A Frontal Solution Program for Finite Element Analysis". Int.J. for Numerical Methods in Engineering. Vol.2, no 1, 1970.
- (9) P. LAUNAY, H. GACHON & P. POITEVIN
"Déformation et résistance ultime du béton sous étreinte tri-axiale". Annales ITBTP, no 269, mai 1970
- (10) B. SAUGY & Th. ZIMMERMANN
"Analyse non linéaire de structures spatiales", à paraître dans Bulletin Technique de la Suisse Romande 1971.

TABLEAU I CARACTERISTIQUES DE L'ESSAI TIREES DE (6)

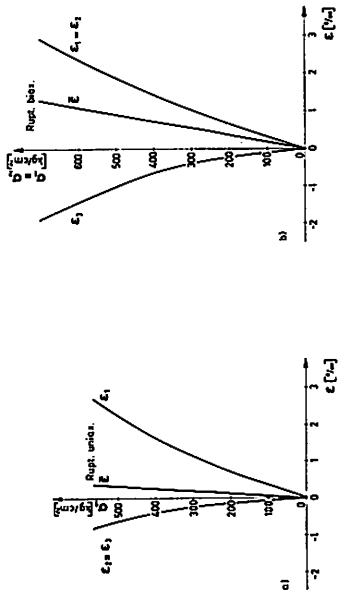
| Dalles | Précontrainte | | Pressions caractéristiques | | Caractéristiques du béton | | | |
|--------|---------------------------------|------------------------------|--|-------------------------------|--|----------------------|-----------------------------------|--------------------------------|
| | horizont. kg/cm ² | axiale kg/cm ² | lère fissure visible kg/cm ² | rupture kg/cm ² | Module d'élasticité 10 ³ kg/cm ² | Module de Poisson | résistance | |
| | | | | | | | compression kg/cm ² | traction kg/cm ² |
| 1 | 91 | 175 | 45,5 | 114,8 | 294 | .19 | 639 | 46 |
| 2 | 129,5 | 175 | 56 | 119,3 | 287 | ? | 621 | 54 |
| 3 | 245 | 175 | 91 | 126,4 | 294 | .21 | 564 | 38 |
| 4 | 150,5 | 175 | 92,4 | 152 | 294 | .20 | 567 | 39 |



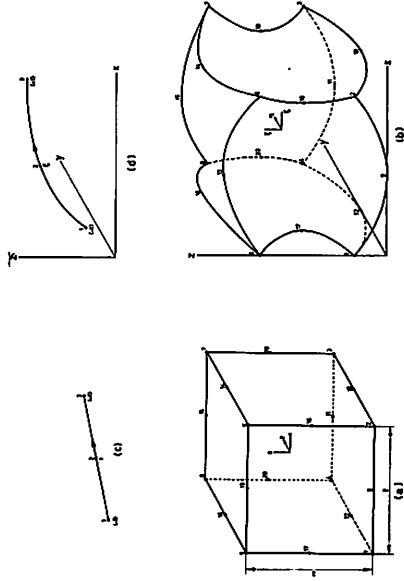
1. Diagrammes types de contrainte-déformation



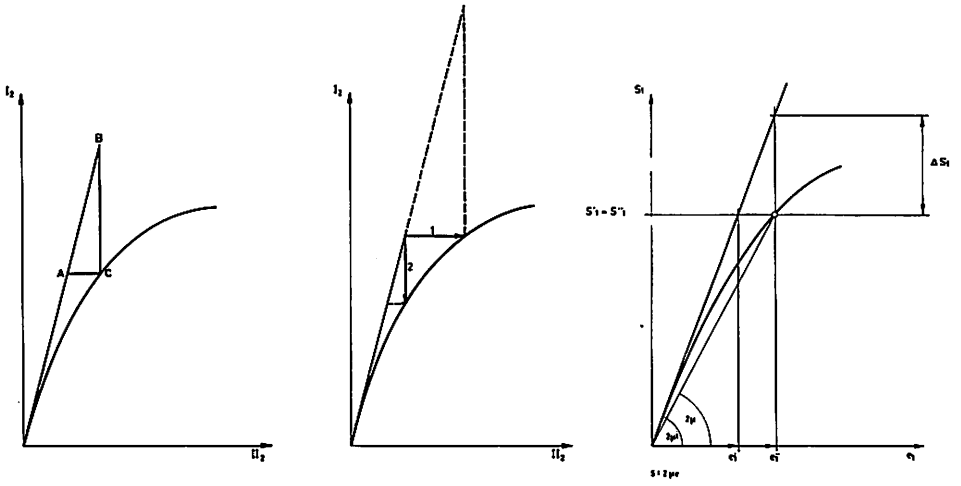
3. Surface de rupture



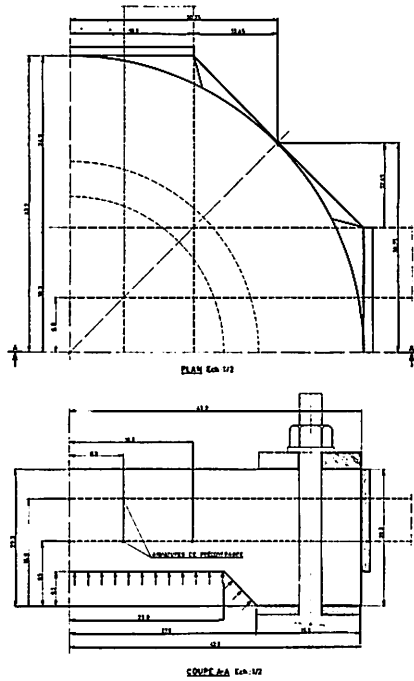
2. Diagrammes synthétiques contrainte-déformation uni et biaxiaux



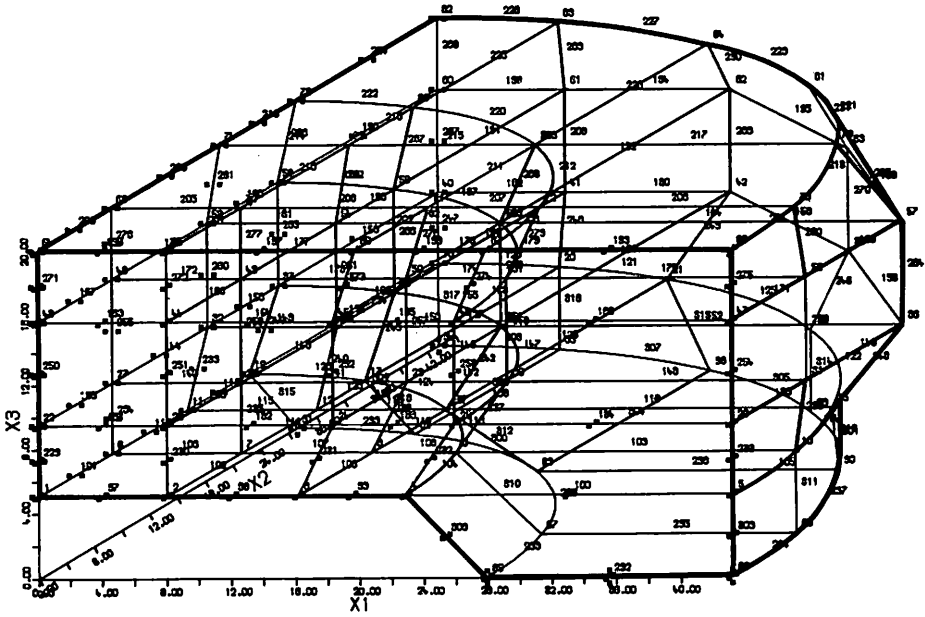
4. Eléments-types



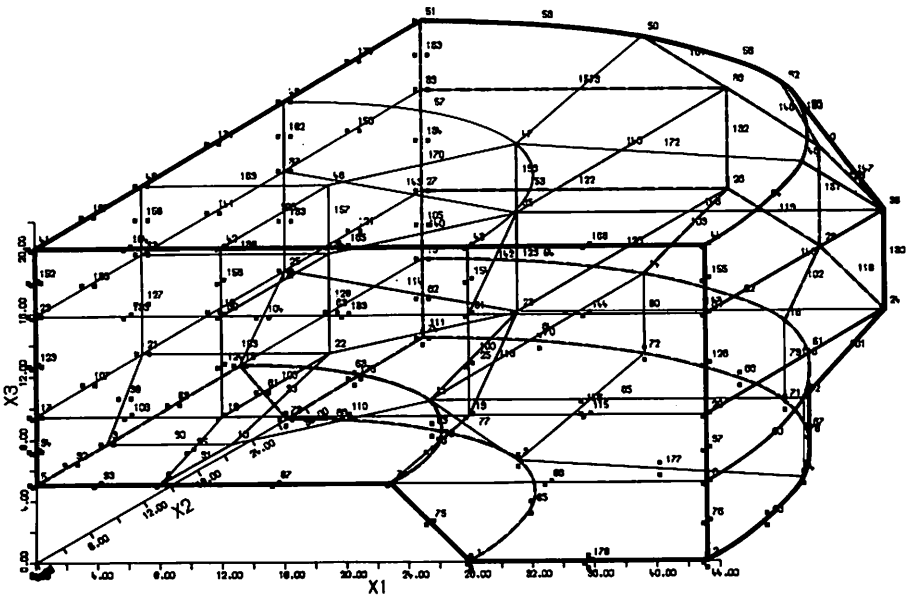
5. Processus de linéarisation



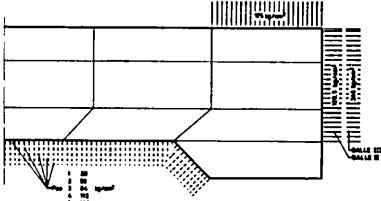
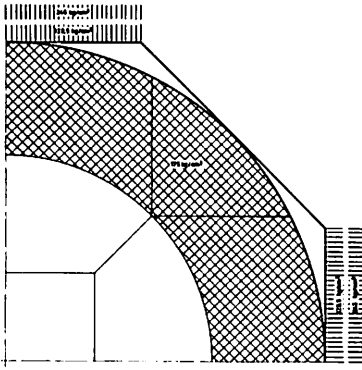
6. Plan et coupe de la dalle de réacteur



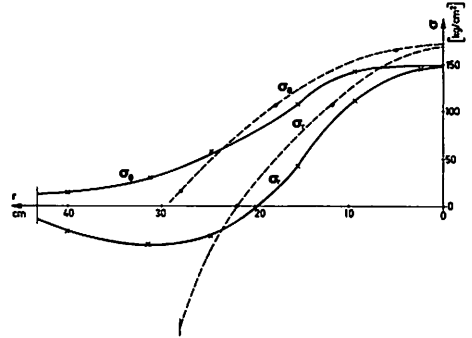
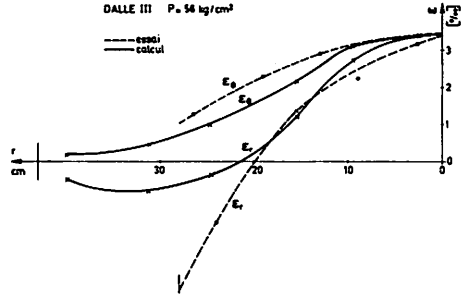
7. Réseau de calcul No 1



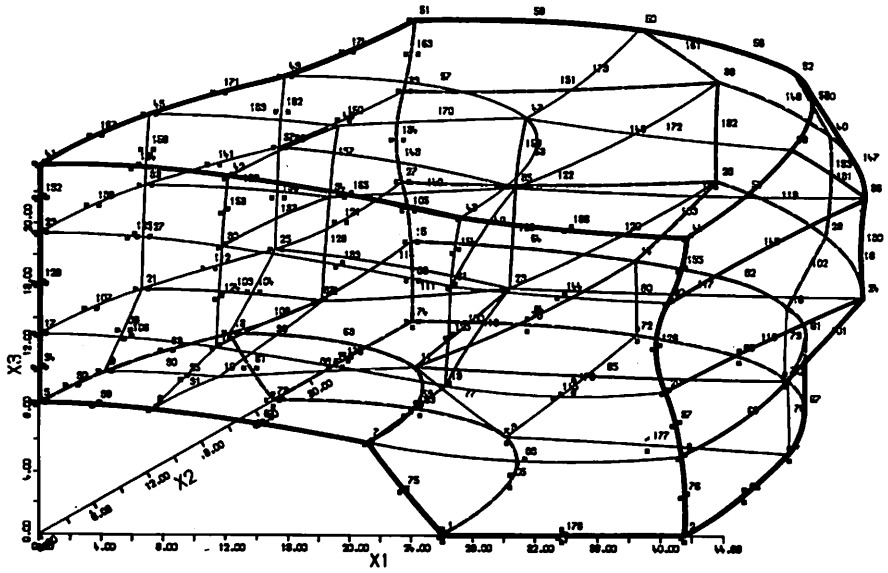
8. Réseau de calcul No 2



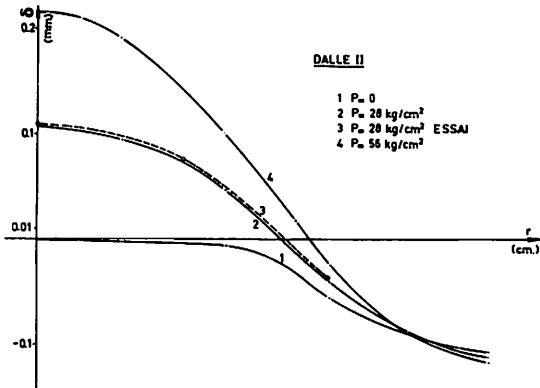
9. Schéma de charge



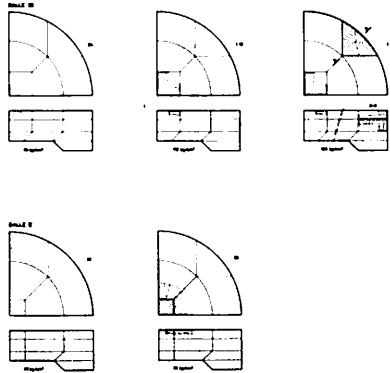
10. Déformations spécifiques et contraintes élastiques



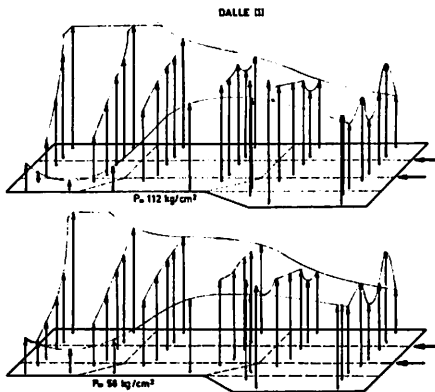
12. Réseau déformé



11. Déplacements verticaux élastiques



13. Progression de la fissuration



14. Représentation de l'état de contrainte

ANNEXE 1

The purpose of the presented analysis is to satisfy the physical model at a finite number of points. In this case, we have determined the cracking characteristics at the eight points of gaussian integration. The distribution of cracks is therefore discontinuous.

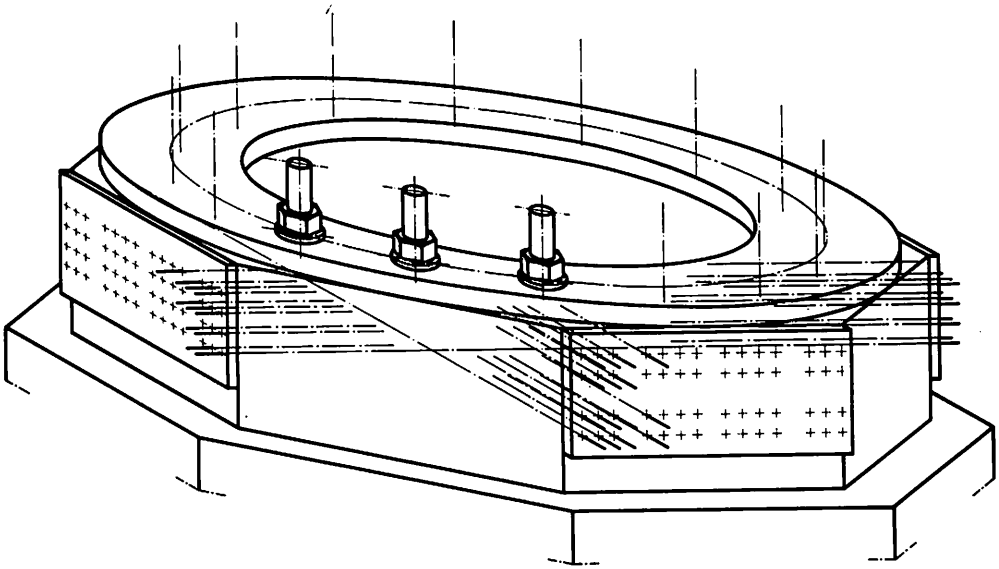
ANNEXE 2

L'analyse effectuée a permis de mettre en évidence l'influence non négligeable de la couronne de répartition de précontrainte verticale, voir figures (11) et (12).

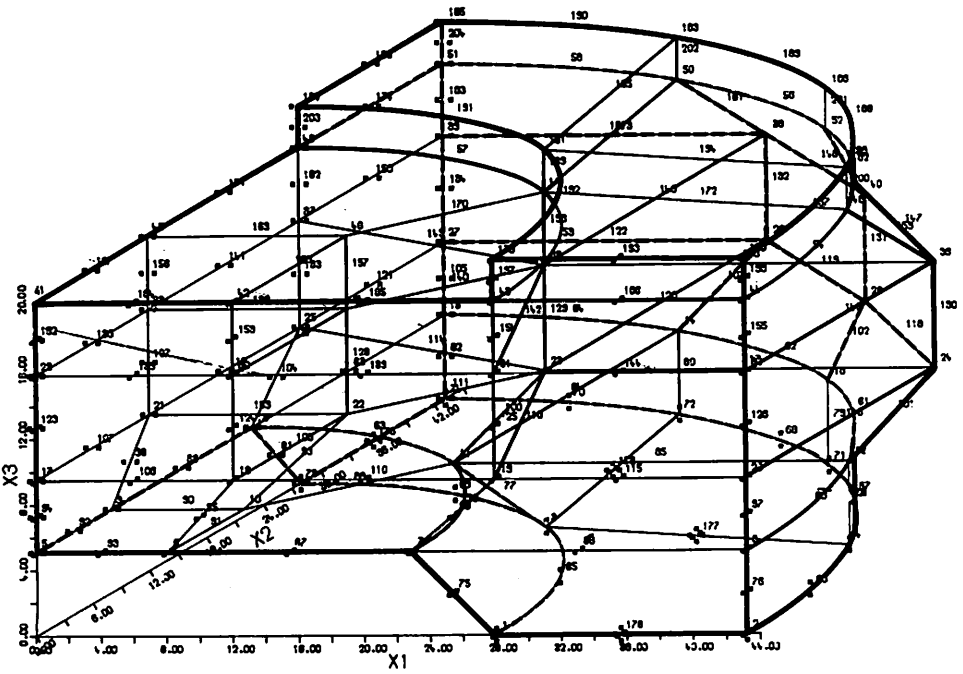
Un nouveau calcul tenant compte de l'anneau métallique du dispositif d'essai (fig. a1), comme le montre le réseau de la figure (a2), a donné des résultats beaucoup plus proches des résultats d'essais (fig. a3).

L'étude se poursuit actuellement et quelques résultats ont déjà été obtenus pour 1/8 de caisson avec une grosse pénétration (fig. a4 et a5).

Par ailleurs, la surface de rupture présentée (fig. 3) s'est révélée par d'autres analyses peu satisfaisante dans les zones de traction. La surface présentée à Berlin (fig. a6) correspond à des résistances en traction bi- et triaxiale de composantes égales à celles de la traction uniaxiale. La surface ainsi obtenue est en meilleur accord avec le comportement multiaxial des matériaux fragiles en traction [10].

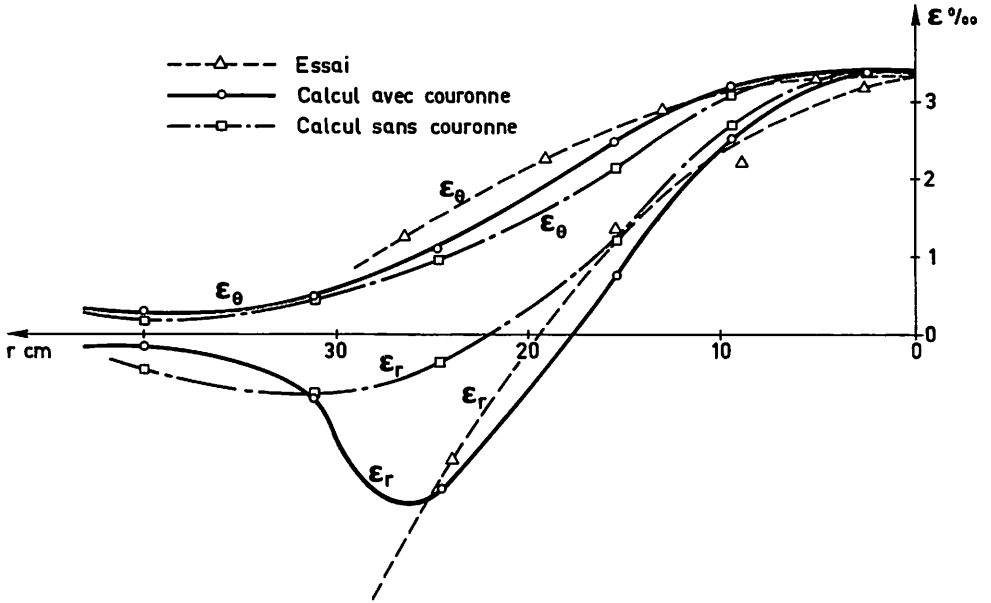


a1 Dispositif expérimental

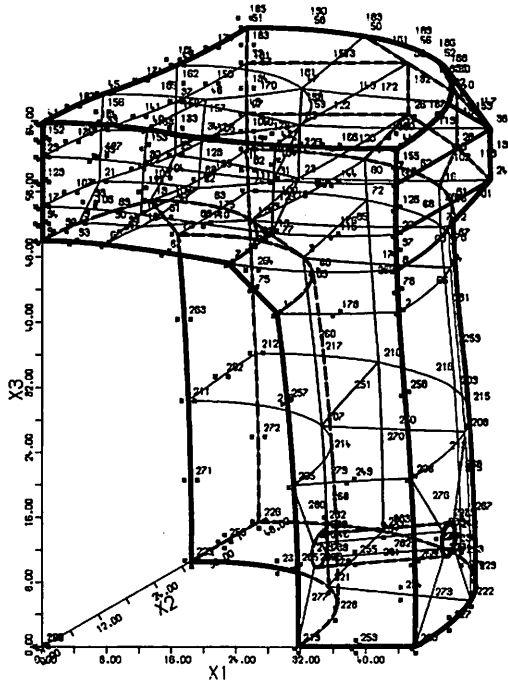


a2 Réseau avec couronne

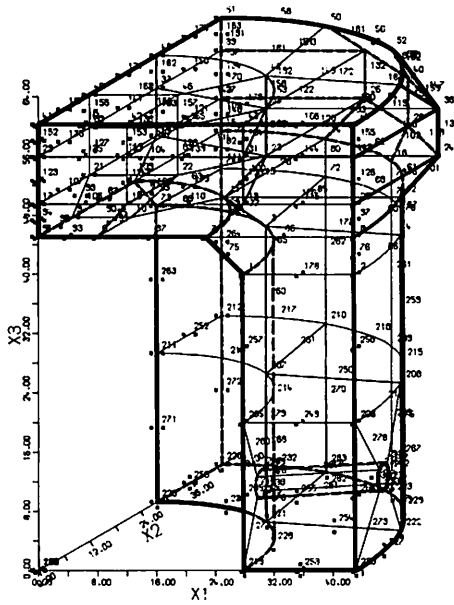
DALLE III $p = 56 \text{ kg/cm}^2$



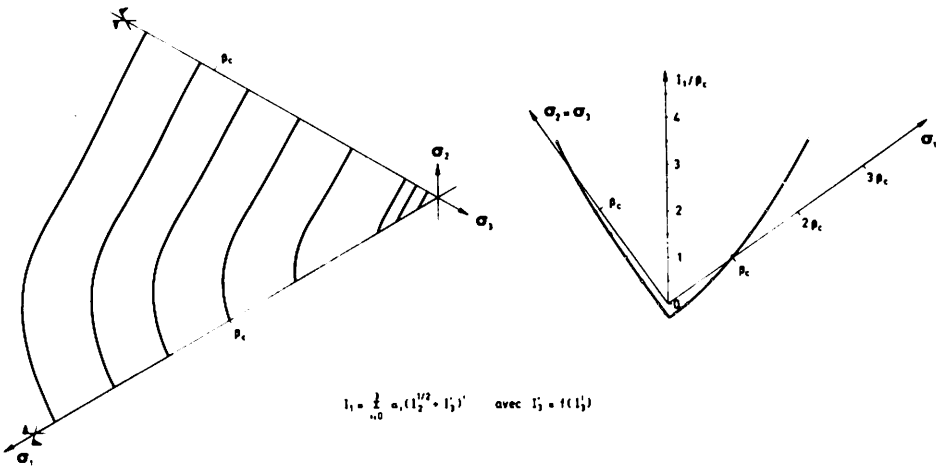
a3 Comparaison des déformations spécifiques



a4 Réseau 1/8 caisson



a5 1/8 caisson déformé



$$I_1 = \int_{0}^{\beta_c} \sigma_1 (I_2^{1/2} + I_3) \quad \text{avec } I_3 = f(I_1)$$

a6 Surface de rupture