



**HAL**  
open science

# Etudes expérimentales et numériques du comportement des dalles épaisses en béton armé avec épingles sous cisaillement : Application aux bâtiments nucléaires

Sophia Limam

► **To cite this version:**

Sophia Limam. Etudes expérimentales et numériques du comportement des dalles épaisses en béton armé avec épingles sous cisaillement : Application aux bâtiments nucléaires. Génie civil. Université de Lyon, 2019. Français. NNT : 2019LYSEI006 . tel-02191445

**HAL Id: tel-02191445**

**<https://theses.hal.science/tel-02191445>**

Submitted on 23 Jul 2019

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



N°d'ordre NNT : 2019LYSEI006

**THESE de DOCTORAT DE L'UNIVERSITE DE LYON**

Opérée au sein de

**L'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon**

**Ecole Doctorale N°162**

**(MECANIQUE, ENERGETIQUE, GENIE-CIVIL ET ACOUSTIQUE)**

**Spécialité : GENIE-CIVIL**

Soutenue publiquement le 30/ 01/2019, par :

**Sophia LIMAM**

---

**Etudes expérimentales et numériques du comportement des dalles épaisses en béton armé avec épingles sous cisaillement : Application aux bâtiments nucléaires**

---

Devant le jury composé de :

<b>Mohammed HJIAJ</b>	Professeur	INSA de Rennes	<b>Rapporteur</b>
<b>Nicolas ILE</b>	Professeur	CEA Saclay	<b>Rapporteur</b>
<b>Dominique DAUDON</b>	Maître de conférences	Université Grenoble Alpes UGA	<b>Examinatrice</b>
<b>Marie-Christine BAIETTO</b>	Professeur	INSA de Lyon	<b>Examinatrice</b>
<b>Marion BOST</b>	Maître de conférences	IFSTTAR Bron	<b>Examinatrice</b>
<b>Ali LIMAM</b>	Professeur	INSA de Lyon	<b>Directeur de thèse</b>
<b>Tan-Trung BUI</b>	Maître de conférences	INSA de Lyon	<b>Co-directeur de thèse</b>

## Département FEDORA – INSA Lyon - Ecoles Doctorales – Quinquennal 2016-2020

SIGLE	ECOLE DOCTORALE	NOM ET COORDONNEES DU RESPONSABLE
<b>CHIMIE</b>	<p><b><u>CHIMIE DE LYON</u></b>  <a href="http://www.edchimie-lyon.fr">http://www.edchimie-lyon.fr</a></p> <p>Sec : Renée EL MELHEM            Bat Blaise Pascal 3<sup>e</sup> étage  <a href="mailto:secretariat@edchimie-lyon.fr">secretariat@edchimie-lyon.fr</a>            Insa : R. GOURDON</p>	<p><b>M. Stéphane DANIELE</b></p> <p>Institut de Recherches sur la Catalyse et l'Environnement de Lyon            IRCELYON-UMR 5256            Équipe CDFA            2 avenue Albert Einstein            69626 Villeurbanne cedex  <a href="mailto:directeur@edchimie-lyon.fr">directeur@edchimie-lyon.fr</a></p>
<b>E.E.A.</b>	<p><b><u>ELECTRONIQUE, ELECTROTECHNIQUE, AUTOMATIQUE</u></b>  <a href="http://edeea.ec-lyon.fr">http://edeea.ec-lyon.fr</a></p> <p>Sec : M.C. HAVGOUDOUKIAN  <a href="mailto:Ecole-Doctorale.eea@ec-lyon.fr">Ecole-Doctorale.eea@ec-lyon.fr</a></p>	<p><b>M. Gérard SCORLETTI</b></p> <p>Ecole Centrale de Lyon            36 avenue Guy de Collongue            69134 ECULLY            Tél : 04.72.18 60.97 Fax : 04 78 43 37 17  <a href="mailto:Gerard.scorletti@ec-lyon.fr">Gerard.scorletti@ec-lyon.fr</a></p>
<b>E2M2</b>	<p><b><u>EVOLUTION, ECOSYSTEME, MICROBIOLOGIE, MODELISATION</u></b>  <a href="http://e2m2.universite-lyon.fr">http://e2m2.universite-lyon.fr</a></p> <p>Sec : Sylvie ROBERJOT            Bât Atrium - UCB Lyon 1            04.72.43.28.91            Insa : H. CHARLES  <a href="mailto:secretariat.e2m2@univ-lyon1.fr">secretariat.e2m2@univ-lyon1.fr</a></p>	<p><b>M. Fabrice CORDEY</b></p> <p>CNRS UMR 5276 Lab. de géologie de Lyon            Université Claude Bernard Lyon 1            Bât Géode            2 rue Raphaël Dubois            69622 VILLEURBANNE Cédex            Tél : 06.07.53.89.13  <a href="mailto:cordey@univ-lyon1.fr">cordey@univ-lyon1.fr</a></p>
<b>EDISS</b>	<p><b><u>INTERDISCIPLINAIRE SCIENCES-SANTE</u></b>  <a href="http://www.ediss-lyon.fr">http://www.ediss-lyon.fr</a></p> <p>Sec : Sylvie ROBERJOT            Bât Atrium - UCB Lyon 1            04.72.44.83.62            Insa : M. LAGARDE  <a href="mailto:secretariat.ediss@univ-lyon1.fr">secretariat.ediss@univ-lyon1.fr</a></p>	<p><b>Mme Emmanuelle CANET-SOULAS</b></p> <p>INSERM U1060, CarMeN lab, Univ. Lyon 1            Bâtiment IMBL            11 avenue Jean Capelle INSA de Lyon            696621 Villeurbanne            Tél : 04.72.68.49.09 Fax :04 72 68 49 16  <a href="mailto:Emmanuelle.canet@univ-lyon1.fr">Emmanuelle.canet@univ-lyon1.fr</a></p>
<b>INFOMATHS</b>	<p><b><u>INFORMATIQUE ET MATHEMATIQUES</u></b>  <a href="http://infomaths.univ-lyon1.fr">http://infomaths.univ-lyon1.fr</a></p> <p>Sec :Renée EL MELHEM Bat Blaise Pascal, 3<sup>e</sup> étage            Tél : 04.72. 43. 80. 46            Fax : 04.72.43.16.87  <a href="mailto:infomaths@univ-lyon1.fr">infomaths@univ-lyon1.fr</a></p>	<p><b>M. Luca ZAMBONI</b></p> <p>Bâtiment Braconnier            43 Boulevard du 11 novembre 1918            69622 VILLEURBANNE Cedex            Tél :04 26 23 45 52  <a href="mailto:zamboni@maths.univ-lyon1.fr">zamboni@maths.univ-lyon1.fr</a></p>
<b>Matériaux</b>	<p><b><u>MATERIAUX DE LYON</u></b>  <a href="http://ed34.universite-lyon.fr">http://ed34.universite-lyon.fr</a></p> <p>Sec : Marion COMBE            Tél:04-72-43-71-70 –Fax : 87.12            Bat. Direction  <a href="mailto:Ed.materiaux@insa-lyon.fr">Ed.materiaux@insa-lyon.fr</a></p>	<p><b>M. Jean-Yves BUFFIERE</b></p> <p>INSA de Lyon            MATEIS            Bâtiment Saint Exupéry            7 avenue Jean Capelle            69621 VILLEURBANNE Cedex            Tél : 04.72.43 71.70 Fax 04 72 43 85 28  <a href="mailto:E.materiaux@insa-lyon.fr">E.materiaux@insa-lyon.fr</a></p>

<p><b>MEGA</b></p>	<p><b><u>MECANIQUE, ENERGETIQUE, GENIE CIVIL, ACOUSTIQUE</u></b>  <a href="http://mega.universite-lyon.fr">http://mega.universite-lyon.fr</a>          Sec : Marion COMBE          Tél:04-72-43-71-70 –Fax : 87.12          Bat. Direction  <a href="mailto:mega@insa-lyon.fr">mega@insa-lyon.fr</a></p>	<p><b>M. Philippe BOISSE</b>          INSA de Lyon          Laboratoire LAMCOS Bâtiment Jacquard          25 bis avenue Jean Capelle          69621 VILLEURBANNE Cedex          Tél : 04.72 .43.71.70 Fax : 04 72 43 72 37  <a href="mailto:Philippe.boisse@insa-lyon.fr">Philippe.boisse@insa-lyon.fr</a></p>
<p><b>ScSo</b></p>	<p><b><u>ScSo*</u></b>  <a href="http://recherche.univ-lyon2.fr/scso/">http://recherche.univ-lyon2.fr/scso/</a>          Sec : Viviane POLSINELLI          Brigitte DUBOIS          Insa : J.Y. TOUSSAINT  <a href="mailto:viviane.polsinelli@univ-lyon2.fr">viviane.polsinelli@univ-lyon2.fr</a></p>	<p><b>Mme Isabelle VON BUELTZINGLOEWEN</b>          Université Lyon 2          86 rue Pasteur          69365 LYON Cedex 07  <a href="mailto:Christian.montes@univ-lyon2.fr">Christian.montes@univ-lyon2.fr</a></p>

## *Résumé*

Cette thèse, en s'appuyant sur l'expérimentation et la modélisation numérique vise à une meilleure compréhension du comportement des dalles épaisses en béton armé sous sollicitations de cisaillement. Le cas particulier des dalles avec épingles est d'ailleurs spécifiquement étudié et comparé aux dalles sans armatures d'effort tranchant, l'influence de l'effort membrane est également abordé.

Une synthèse bibliographique a tout d'abord été effectuée pour mettre en évidence les paramètres agissant sur la contrainte de cisaillement à travers les résultats des travaux et études précédentes comme la résistance caractéristique du béton en compression, le taux d'armatures longitudinales et transversales, et le rapport  $a/d$ , la taille des granulats.

La campagne expérimentale a ensuite été réalisée sur trente dalles dont 9 dalles sans épingles et 21 dalles avec épingles partagées en quatre séries, la première conçue pour étudier le comportement global et local au cisaillement, la deuxième pour analyser l'interaction des épingles avec les armatures longitudinales, la troisième pour étudier l'effet d'un effort axial sur la résistance au cisaillement et vérifier s'il existe une interférence des aciers d'effort tranchant sur l'effort axial et la quatrième pour étudier l'effet de l'engrènement des granulats en faisant varier la taille de leur diamètre maximal. Les résultats montrent l'augmentation de la résistance au cisaillement grâce aux épingles mais également l'interaction de ceux-ci avec les armatures longitudinales et l'effort de compression. Pour ce qui est de l'influence de l'augmentation du diamètre des granulats, celle-ci est supplantée par les épingles qui remplacent cet effet.

Les résultats expérimentaux sont comparés aux prévisions basées sur l'Eurocode 2, l'Annexe Nationale Française, le Fib Model Code 2010 et l'ACI 318-14. Les résultats montrent que globalement l'approche française ANF et le fib Model Code 2010 donnent des résultats très proches des valeurs expérimentales. L'EC2 donne également des résultats acceptables avec des marges de sécurité raisonnable. La comparaison des résultats analytiques obtenus avec l'EC2, l'ACI 318-14, le Fib Model Code montre que l'ANF donnent de bons résultats.

La modélisation des dalles, en utilisant le modèle de béton élasto-plastique avec endommagement d'ABAQUS EXPLICIT, donne les meilleurs résultats en comparaison avec la campagne expérimentale, tant pour la détermination de la charge ultime et de l'effort tranchant maximal que pour le mode de rupture qui est similaire au mode de rupture expérimental.

## ***Abstract***

This thesis, based on experimentation and numerical modeling aims at a better understanding of the behaviour of reinforced concrete slabs equipped with shear reinforcements, by measuring the effect of stirrups on their shear strength. A bibliographical synthesis was first carried out to highlight the parameters acting on the shear stress through the results of previous work and studies such as the characteristic resistance of concrete in compression, the rate of longitudinal and transverse reinforcements, the shear to span ratio the size of the aggregates and the applying of an axial load.

The experimental campaign was then carried out on thirty slabs including 9 slabs without shear reinforcement and 21 slabs with stirrups shared in four series, the first designed to study the global and local shear behaviour, the second to analyze the interaction of the stirrups with the longitudinal reinforcement, the third to study the effect of an axial effort on the shear strength and to check whether there is interference from the shear reinforcement on the behaviour of axial effort and the fourth to study the effect of meshing of aggregates by varying the size of their maximum diameter. The results confirm the shear gain through the adding of stirrups and also their interaction with longitudinal reinforcement and axial compression. Also, the stirrups cancel the effect of increasing the diameter of concrete aggregates.

The experimental results are compared with the forecasts based on Eurocode 2, the French national Annex, the Fib Model Code 2010 and the ACI 318-14. The results show that overall the French approach ANF (avg = 1.00, std = 0.08) and the fib Model Code 2010 give very close results of experimental values. The EC2 also gives acceptable results with reasonable security margins. Comparison of the analytical results obtained with the EC2, the ACI 318-14, the Fib Model Code shows that both the ANF is successful; The best average of the "experimental shear strength and the numerical shear strength ratio (1.014) was obtained with the ANF (0.03).

The modeling of slabs, using the elastoplastic concrete model with damage through ABAQUS EXPLICIT gives results comparable to the experimental results, not only for the determination of the ultimate load and the maximum shear strength but also for the failure mode which is similar to the experimental one.

**Remerciements:**

*Je tiens à exprimer toute ma gratitude à toutes les personnes, qui de près ou de loin ont contribué au succès de cette thèse.*

*Je cite en premier mon directeur de thèse Ali LIMAM, pour m'avoir soutenu dans la construction d'un cadre scientifique solide qui a alimenté ma réflexion ainsi que mon co-directeur de thèse Tan-Trung BUI, pour ces explications pertinentes et sa disponibilité. Je remercie également Serge NANA pour ses conseils avisés et sa jovialité*

*Un grand merci à l'équipe technique de la dalle EIFFEL pour leur implication active dans la réalisation de la campagne expérimentale.*

*Je souhaite remercier chaleureusement le jury présent lors de ma thèse pour avoir lu mon mémoire et prodigué de judicieux conseils pour sa correction.*

*Enfin, je remercie ma famille et en particulier mes deux parents pour leur écoute et soutien inconditionnels.*

***“La science présente beaucoup de danger, mais il faut lutter contre ces dangers non pas par moins de science mais par davantage de science, une science qui puisse aussi créer sa propre éthique.” (Jean d’Ormesson , 2015)***

# Table des matières

Table des matières .....	7
Chapitre 1: Introduction.....	1
1.1 Les dégâts du cisaillement.....	1
1.2 Le cisaillement dans les structures nucléaires .....	4
1.3 Problématique générale du cisaillement .....	5
1.4 Structure du mémoire .....	8
Chapitre 2: Bibliographie .....	10
2.1 Historique .....	10
2.2 Cisaillement.....	14
2.2.1 Définition de la contrainte de cisaillement .....	14
2.2.2 Flexion.....	15
2.2.3 Rupture par poinçonnement.....	17
2.2.4 Rupture en cisaillement : influence du rapport <i>avd</i> .....	20
2.2.5 Les mécanismes de rupture par cisaillement .....	21
2.3 Les mécanismes de transfert et résistance au cisaillement .....	25
2.3.1 Cas des structures sans armatures d'effort tranchant.....	27
2.3.2 Cas des structures avec armatures d'effort tranchant .....	31
2.4 Les paramètres influençant la résistance en cisaillement .....	38
2.4.1 La résistance du béton en compression .....	39
2.4.2 Le taux d'armatures longitudinales et transversales.....	43
2.4.3 L'influence de la taille des granulats.....	49
2.4.4 Influence de l'effet d'échelle et du rapport a/d.....	52
2.4.5 Influence des armatures d'effort tranchant .....	60



2.5	Poutres vs Dalles .....	75
2.5.1	La largeur des spécimens.....	75
2.5.2	Les armatures transversales .....	84
2.5.3	Les armatures d'effort tranchant.....	86
2.6	Influence de l'effort axial .....	89
2.7	Conditions limites.....	96
2.8	Modèles de calcul de la résistance au cisaillement.....	97
2.8.1	La théorie modifiée du champ de compression (Modified Compression Field Theory) 98	
2.8.2	La théorie de la fissure de cisaillement critique (Critical Shear Crack Theory) 106	
2.8.3	La mécanique des ruptures .....	111
2.8.4	La norme Européenne [CEN. Eurocode 2, 2005].....	116
2.8.5	La norme américaine ACI 318-14 [194] .....	120
2.8.6	Comparaison des modèles de calcul EC2, ACI 318-14 et Fib Model Code 2010 122	
2.9	Synthèse de la bibliographie.....	126
Chapitre 3: La campagne expérimentale .....		129
3.1	Utilité de la campagne expérimentale .....	129
3.2	Paramètres des dalles d'essai.....	130
3.3	Protocole du banc d'essai .....	131
3.3.1	Banc d'essai sans effort normal.....	131
3.3.2	Banc d'essai avec effort normal .....	137
3.3.3	Instrumentation des dalles avec effort normal.....	143
3.4	Propriétés des matériaux.....	143

3.4.1	Le béton .....	143
3.4.2	Les aciers .....	148
3.4.3	Banc d'essai .....	148
3.4.4	Mise en œuvre des dalles .....	153
3.5	Description des différentes séries .....	154
3.6	Synthèse de la campagne expérimentale .....	161
Chapitre 4: Résultats expérimentaux .....		163
4.1	Comportement global .....	163
4.2	Mode de rupture.....	169
4.2.1	Comportement général .....	169
4.2.2	Influence des épingles .....	172
4.2.3	Influence de l'effort normal.....	175
4.3	Déformations mesurées sur les armatures .....	177
4.3.1	Armatures longitudinales et transversales .....	177
4.3.2	Epingles .....	184
4.4	Influence de la résistance en compression du béton.....	187
4.5	Influence des épingles sur la résistance au cisaillement.....	189
L'influence des épingles sur le comportement au cisaillement des dalles est étudiée par la variation de son taux dans les dalles expérimentées. ....		189
4.6	Influence du taux d'armatures longitudinales .....	192
4.7	Influence de l'effort axial .....	193
4.7.1	Traction.....	194
4.7.2	Compression .....	196
4.8	Influence de la taille des granulats .....	198
4.9	Comparaison des résultats expérimentaux et analytiques .....	200

4.9.1	Présentation des résultats.....	200
4.9.2	Evaluation des niveaux du Fib Model Code 2010.....	206
4.9.3	L'angle des bielles de compression.....	207
4.9.4	Interaction épingles-armatures longitudinales.....	208
4.10	Synthèse des résultats expérimentaux.....	210
Chapitre 5: Bibliographie de la modélisation numérique.....		213
5.1	Comportement mécanique du béton.....	214
5.1.1	Traction et compression uni axiale.....	214
	Contrainte appliquée.....	215
	Références.....	215
	Phases.....	215
	Traction uni axiale.....	215
	Terrien, 1980 [210], Mazars et al. 1990 [211], Ramatani, 1990 [212], Gerard, 1996 [213].....	215
	✓ Comportement élastique ;.....	215
	Compression uni axiale.....	215
	✓ Comportement élastique ;.....	215
	✓ Adoucissement.....	215
5.1.2	Comportement du béton sous contraintes biaxiales.....	219
5.1.4	Comportement du béton sous contraintes triaxiales.....	220
5.2	Modélisation du comportement mécanique du béton.....	220
5.2.1	Echelle d'étude.....	221
5.2.2	Modélisation de la fissuration.....	221
5.1.3	Etude des problèmes de localisation.....	227
5.2	Modélisation du béton : Modèle de béton CDP (Concrete Damaged Plasticity).....	230

5.2.1	Comportements uni axiaux typique du béton : compression et traction.....	231
5.2.2	Critère de plasticité.....	233
5.2.3	Règle d'écoulement.....	237
5.2.4	Comparaison des modèles CDP et CSC.....	241
5.2.5	L'analyse quasi-statique dans ABAQUS.....	243
5.3.4.2	ABAQUS/Explicit.....	246
5.3.5	Conditions d'analyses quasi-statiques.....	248
5.3.6	Eléments finis pour le béton et les armatures.....	248
5.3	Synthèse du chapitre.....	251
Chapitre 6: Résultats numériques.....		255
6.1	Calibrage du modèle.....	256
6.1.1	Béton.....	256
6.1.2	Aciers.....	256
6.1.3	Récapitulatif des paramètres.....	256
6.1.4	Etalonnage de l'angle de dilatation $\psi$ .....	261
6.2	Résultats.....	264
6.2.1	Charge ultime.....	264
6.2.2	Mode de rupture.....	266
6.2.3	Déformation des aciers longitudinaux, transversaux et aciers d'effort tranchant	268
6.2.4	Evolution de la fissuration au cours du chargement.....	269
6.2.5	Influence des épingles.....	270
6.2.6	Comparaison des résultats analytiques, numériques et expérimentaux.....	272
6.2.7	Synthèse des résultats numériques.....	274
Chapitre 7: Conclusions et perspectives.....		277

7.1	Conclusions .....	277
7.2	Perspectives .....	281

## FIGURES

Figure 1-1 Rupture des piliers d'un pont à Kobe au Japon suite à un séisme en 1995 .....	2
Figure 1-2 Effondrement partiel d'un aéroport aux Pays-Bas sous contraintes de cisaillement.....	3
Figure 1-3 Effondrement d'un balcon en cisaillement à Hong Kong en Juin 2017 .....	3
Figure 1-4 Plans d'éléments en béton armé dont des armatures d'effort tranchant selon le système Hennebique.....	7
Figure 2-1 Schéma action poutre et action d'arche .....	11
Figure 2-2 Diagramme d'évolution des méthodes de conception de cisaillement [23] .....	12
Figure 2-3 Distribution des contraintes de cisaillement.....	15
Figure 2-4 Lignes courantes des contraintes principales : rouges pour la traction et vert pour la compression avec schématisation des effets de contraintes sur un élément isolé d'une poutre fléchie .....	15
Figure 2-5 Rupture par flexion, cas du ferrailage surdimensionné.....	16
Figure 2-6 Diagramme Contraintes-Déformations des aciers laminés à chaud [53] .....	17
Figure 2-7 Schéma de rupture en flexion d'une poutre sous flexion 4 points .....	17
Figure 2-8 Charge concentrée à la surface d'une dalle.....	18
Figure 2-9 Profil de fissuration de dalles sous poinçonnement [54].....	19
Figure 2-10 Mécanisme de rupture (cône de poinçonnement).....	19
Figure 2-11 Rupture d'une poutre en béton armé avec armatures d'effort tranchant sous sollicitation d'effort tranchant [56] .....	20
Figure 2-12 Rupture en cisaillement d'une poutre en appui simple sous effort tranchant [40] .....	21
Figure 2-13 Schéma explicatif du rapport <b>avd</b> .....	21
Figure 2-14 Poutre en béton armé simplement appuyée sous sollicitation d'effort tranchant avec <b>avdG3 = 0.91</b> .....	22
Figure 2-15 Classification des poutres basée sur la vallée de Kani .....	22
Figure 2-16 Détails géométriques de poutres sous sollicitation d'effort tranchant.....	23
Figure 2-17 Poutre en béton armé simplement appuyée sous sollicitation d'effort tranchant avec <b>avd(B10) = 2</b> .....	24

Figure 2-18 Poutre en béton armé simplement appuyée sous sollicitation d'effort tranchant avec $avdA10 = 2.8$ .....	24
Figure 2-19 Les différents mécanismes de résistance au cisaillement d'une structure en béton armé avec armatures d'effort tranchant [64] .....	26
Figure 2-20 a) Contact entre la matrice et les granulats b) contraintes appliquées [72] ....	28
Figure 2-21 Equilibre des mécanismes poutre et arche (Kim, Kim, and White 1999) .....	29
Figure 2-22 Les différents mécanismes de l'action poutre selon Paulay et al [84] .....	30
Figure 2-23 Les modèles de treillis de Mörsch et Ritter [88] .....	32
Figure 2-24 Influence des épingles sur le mécanisme de transfert des tractions résiduelles dans le béton .....	33
Figure 2-25 Courbe montrant l'évolution de la résistance au cisaillement due à l'engrènement des granulats dans un béton sans armatures en fonction de l'ouverture de fissure [89] .....	34
Figure 2-26 Effet de l'espacement des épingles sur l'ouverture de fissures: en bleu l'espacement choisi est de 100 mm et en rouge l'espacement choisi est de 200mm .....	35
Figure 2-27 Evolution de l'effet de goujon en fonction du rapport $t/d_b$ avec $t$ la distance à la première épingle et $d_b$ le diamètre de l'armature longitudinale [91] .....	36
Figure 2-28 Profil de fissuration poutres larges sous chargement de cisaillement avec différentes dispositions d'armatures d'effort tranchant [32] .....	37
Figure 2-29 Courbes charge-flèche de deux poutres similaire telles que : A00 est sans épingle et A01 avec épingles [40] .....	38
Figure 2-30 Résistance au cisaillement des poutres en fonction de la résistance en compression en Psi .....	40
Figure 2-31 Courbes charge-flèche de poutres avec différentes résistances en compression du béton ( $a/d=2.75$ ) .....	41
Figure 2-32 Variation de la charge de rupture en fonction de la résistance en compression du béton [60] .....	43
Figure 2-33 Profil de fissuration en fonction du d'armatures longitudinales .....	45
Figure 2-34 Courbes charge-flèche des différentes poutres testées en cisaillement [103] .....	45
Figure 2-35 Résistance en cisaillement de poutres rectangulaires en fonction du taux d'armatures longitudinales .....	46

Figure 2-36 Résistance en cisaillement de poutres rectangulaires en fonction du taux d'armatures longitudinales et de la hauteur utile de la poutre avec : points losanges $d < 300\text{mm}$ , points carrés $300 < d < 600\text{mm}$ , points triangles $d > 900\text{mm}$ .....	48
Figure 2-37 Effet de la taille des granulats sur la résistance au cisaillement ultime nominale: (a) et (b) données de cette étude; (c) des données de Taylor [107]; et (d) les données de Sherwood [108] .....	51
Figure 2-38 Variation de la contrainte de rupture en cisaillement en fonction du rapport $a/d$ .....	53
Figure 2-39 Variation du rapport du moment ultime sur le moment de flexion en fonction de $d$ et du rapport $a/d$ .....	54
Figure 2-40 Contrainte de résistance au cisaillement ultime et contraintes de fissuration en fonction du rapport $a/d$ .....	55
Figure 2-41 Effet du rapport $a/d$ sur la courbe charge-flèche .....	56
Figure 2-42 Variation de la contrainte de rupture en cisaillement en fonction de la profondeur effective $d$ [122].....	57
Figure 2-43 Variation de la contrainte de rupture en cisaillement en fonction de la profondeur effective $d$ [122].....	58
Figure 2-44 Variation de la contrainte de rupture en cisaillement en fonction de la profondeur effective $d$ ( $l_{in}=25.4\text{mm}$ ) [122] .....	59
Figure 2-45 Ouverture de fissure maximale pour des spécimens dont $a/d=1.85$ et $\rho_v = \rho_h = 0.2\%$ .....	60
Figure 2-46 Schéma de chargement des poutres .....	63
Figure 2-47 Schéma des zones pouvant nécessiter l'ajout d'armatures d'effort tranchant..	64
Figure 2-48 Influence de la localisation de l'épingle sur la résistance au cisaillement [128] .....	65
Figure 2-49 Profils de fissuration des spécimens V36-2 et V36-3 .....	66
Figure 2-50 Types d'armatures d'effort tranchant verticales .....	67
Figure 2-51 Barre relevée.....	67
Figure 2-52 Schéma explicatif des paramètres d'armatures de cisaillement (cas des poutres B avec épingles inclinées) .....	69
Figure 2-53 Courbes charge-flèches des différentes poutres larges testées [32] .....	71



Figure 2-54 Sections transversales des poutres et dalles (1 in=25.4mm) [49].....	72
Figure 2-55 Variation de la contrainte de cisaillement normalisée en fonction du rapport $bw/d$ .....	76
Figure 2-56 La résistance au cisaillement normalisée en fonction du rapport $bd$ .....	78
Figure 2-57 Principe de largeur effective beff: surface sous la courbe de contrainte $v(x)$ sur une longueur $b$ égale à celle générée par $v_{max}$ avec beff.....	79
Figure 2-58 L'augmentation de résistance au cisaillement mesurée pour une augmentation de la taille de la zone de charge de 200 mm X 200 mm à 300 mm X 300 mm .....	81
Figure 2-59 Largeur effective (a) beff selon l'annexe autrichienne [89]; (b) beff selon l'annexe française [57] ; (c) beff selon le fib Model Code 2010[149].....	82
Figure 2-60 Variation du rapport d'élançement $a/d$ pour une dalle soumise à une charge concentrée avec $a1d = ad \cos\Omega$ [150] .....	83
Figure 2-61 Cisaillement normalisé en fonction de la hauteur utile $d$ , du taux d'armatures longitudinales $\rho_l$ et du rapport $s/d$ ( $s$ étant l'espacement entre les armatures longitudinales) .....	85
Figure 2-62 Courbes charges-flèches des poutres larges AW2, AW3, AW4, AW5, AW6, AW7 et AW8.....	89
Figure 2-63 Profil de fissuration de la poutre ST13.....	92
Figure 2-64 Influence de la traction sur les déformations d'élément soumis au cisaillement [160] .....	92
Figure 2-65 Effet d'un effort axial sur les poutres en cisaillement avec : a) poutres avec un béton à haute résistance b) poutres avec béton à résistance normale et renforcées en épingles c) Poutres en T avec épingles et résistance normale du béton .....	95
Figure 2-66 Profil de fissuration des poutres continues soumises au cisaillement [163] ..	96
Figure 2-67 Distribution des contraintes et déformations au niveau d'un élément fissuré avec un angle d'inclinaison de fissure $\theta$ .....	100
Figure 2-68 Comparaison des contraintes au niveau d'une fissure : a) moyennes b) locales [165] .....	101
Figure 2-69 Comparaison graphique MCFT, SMCFT et résultats expérimentaux.....	103
Figure 2-70 Comparaison des résultats expérimentaux avec les résultats de calcul CSCT : $V R b d f'c$ en fonction de $\epsilon d 16 + ag$ .....	108

Figure 2-71 Comparaison des résultats expérimentaux et analytiques du fib Model Code 2010 selon plusieurs niveaux d'approximation (LOA I, II et III) pour des spécimens sans (a) et avec (b) épingles.....	110
Figure 2-72 <b>logvcalc = flogvexp</b> : Comparaison de <b>logvcalc</b> selon formule de Bazant et Kim (2.8-32) avec <b>logvexp</b> une base de données de 461 poutres en B.A sans armatures d'effort tranchant.....	113
Figure 2-73 Déformation d'une armature longitudinale selon Gastebled et May [185]...	115
Figure 2-74 Comparaison des résultats expérimentaux selon la méthode de Bazant et de Gastebled et May.....	115
Figure 2-75 Schéma explicatif du principe de treillis de Mörsch avec $45 < \alpha < 90$ l'angle d'inclinaison des armatures d'effort tranchant, et $21.8 < \theta < 68.2$ l'angle d'inclinaison des bielles de compression .....	118
Figure 2-76 Schéma de rotation des bielles de compression mesurées dans la section de poutres avec armatures d'effort tranchant [191] .....	119
Figure 2-77 Corrélations entre les résultats expérimentaux et analytiques.....	124
Figure 3-1 Banc d'essai de la dalle S24 .....	132
Figure 3-2 Système d'appui [unités en mm].....	133
Figure 3-3 Emplacements des capteurs LVDT .....	135
Figure 3-4 a) Jauges de déformations des armatures longitudinales et transversales : dalle S4; b) Jauges de déformation des épingles: dalle S17C.....	135
Figure 3-5 Emplacement des jauges de déformation sur les armatures longitudinales, transversales et sur les épingles.....	136
Figure 3-6 Positions des différents systèmes d'acquisition : essai de la dalle S15.....	136
Figure 3-7 Dalles SC30 et ST12 : Répartition de l'effort normal.....	138
Figure 3-8 Détail du dispositif de chargement axial en compression .....	139
Figure 3-9 Banc d'essai de compression de la dalle SC30 .....	140
Figure 3-10 Renforcement par système de serrage dans la zone d'application de l'effort axial de traction .....	141
Figure 3-11 Détail du dispositif de chargement axial en traction .....	142
Figure 3-12 Banc d'essai du chargement axial en traction de la dalle ST32 .....	142

Figure 3-13 Essai de compression uni axiale du béton : a) surfacage d'une éprouvette ; b) Presse de compression ; c) éprouvette instrumentée ; d) rupture .....	145
Figure 3-14 Détermination du module de Young de la dalle S24.....	145
Figure 3-15 Essai de fendage ; a) Presse de fendage ; b) Plan de rupture de l'éprouvette .....	146
Figure 3-16 Essai de traction directe sur acier : a) Barres HA20 et HA25 usinées et instrumentées ; b) jauge de déformation sur une éprouvette HA25; c) Banc d'essai avec extensomètre ; d) Rupture .....	149
Figure 3-17 Courbes de comportement des aciers HA25 et HA 20.....	150
Figure 3-18 Courbes de comportement des aciers HA14 .....	151
Figure 3-19 Courbes de comportement des aciers HA10 .....	151
Figure 3-20 Courbe charges-déformation de l'éprouvette 1 pour HA8 (épingles $\Phi 8$ ) ....	152
Figure 3-21 Courbe charges-déformation de l'éprouvette 1 pour HA8 (épingles $\Phi 6$ ) ....	152
Figure 3-22 Coffrage et ferrailage de la dalle S25 .....	154
Figure 3-23 Coulage de la dalle S26 .....	154
Figure 3-24 Géométrie et disposition des dalles avec épingles sans effort axial et dispositifs de ferrailage longitudinal, transversal et d'effort tranchant.....	158
Figure 3-25 Ferrailage des dalles sans armatures d'effort tranchant : S2/S2B/S4/S5 .....	159
Figure 3-26 Ferrailage des dalles avec effort axial (compression ou traction), avec et sans épingles.....	160
Figure 4-1 Répartition de l'intensité du moment de cisaillement $M_{exp}$ et de l'effort tranchant $V_{exp}$ en 2D.....	164
Figure 4-2 Courbes Charge-déplacement de dalles appartenant à la série I: S2, S14, S15, S24 et S25.....	166
Figure 4-3 Courbes Charge-déplacement de dalles appartenant à la série II: S24, S25, S26 et S27.....	167
Figure 4-4 Courbes Charge-déplacement de dalles appartenant à la série III: ST36, ST32, S14, SC29, S15, SC30, ST31 .....	168
Figure 4-5 Courbes Charge-déplacement de dalles appartenant à la série IV.....	168
Figure 4-6 Mode de rupture de la dalle S14 : fissure principale de rupture.....	170
Figure 4-7 Découpage de la dalle S15 : Mode de rupture en 2D et 3D .....	172

Figure 4-8 De gauche à droite : les faciès de rupture retracés des dalles S2, S14 et S15	172
Figure 4-9 Sciage de la dalle S14.....	173
Figure 4-10 Faces 1 et 2 de la dalle S14 sciée.....	173
Figure 4-11 Schéma des fissures des dalles sciées S14, S15, S16 et S17.....	174
Figure 4-12 Les faciès de rupture retracés des dalles S15, S34, S35 et S39.....	175
Figure 4-13 Schéma des fissures des dalles sciées S14, S33 et S37 unités en [mm] .....	176
Figure 4-14 Distribution des armatures longitudinales et transversales .....	178
Figure 4-15 Courbes Charge-déformations centrales des dalles S2 et S15 (série I).....	179
Figure 4-16 Courbes Charge-déformations de bord des dalles S2 et S15 (série I).....	180
Figure 4-17 Courbes Charge-déformations de bord des dalles S24 et S26 (série II).....	182
Figure 4-18 Courbes Charge-déformations de bord des dalles ST31, S15 et SC30 (série III)	183
.....	183
Figure 4-19 Variation des déformations en fonction des coordonnées sur l'axe fort des armatures longitudinales et en fonction du taux de charge (dalle S15).....	184
Figure 4-20 Positions des jauges de déformation des épingles.....	185
Figure 4-21 Courbes Charge-déformations mesurées sur les épingles des dalles S26 (gauche) et S27 (droite).....	185
Figure 4-22 Courbes Charge-déformations mesurées sur les épingles des dalles SC28 (gauche) et ST32 (droite) .....	186
Figure 4-23 Courbe charge-déplacement des dalles SC37 et SC29.....	188
Figure 4-24 Courbes Charge-Déplacement des dalles: a) S2, S14, S15 ( $\rho_l=1.223\%$ , $\rho_t=1.106\%$ ); b) S4, S24, S25 ( $\rho_l=0.991\%$ , $\rho_t=0.837\%$ ); c) S5, S26, S27 ( $\rho_l=1.551\%$ , $\rho_t=0.837\%$ )	190
.....	190
Figure 4-25 Charge ultime en fonction du diamètre épingles : a) $\Phi$ ou de b) $\Phi^2$ : dalles S2, S4, S5, S14, S15, S24, S25, S26 et S27 .....	192
Figure 4-26 Courbes de Charges-déplacements des dalles: a) S24, S26 (épingles $\emptyset 6$ ); b) S25 S27 (épingles $\emptyset 8$ ); c) charges ultime vs $\rho L$ (taux d'armatures longitudinales) .....	193
Figure 4-27 Courbes de Charges-déformations des dalles : a) S14, ST36 (épingles $\emptyset 6$ ) ; b) S15, ST38 (épingles $\emptyset 8$ ) ; c) S14, SC29 (épingles $\emptyset 6$ ) ; d) S15, SSC30 (épingles $\emptyset 8$ ) .....	195
Figure 4-28 Comparaison des charges de rupture en cisaillement sous l'influence de la contrainte axiale .....	196

Figure 4-29 Courbes Charge-déplacement de la dalle S2 vs dalle S2B .....	198
Figure 4-30 Morphologie réelle d'une fissure [76].....	199
Figure 4-31 Courbes charge-flèche des dalles S17 et S17C .....	199
Figure 4-32 Schématisation des effets des épingles et des gros granulats sur la propagation des fissures dans le béton en supposant une charge appliquée .....	200
Figure 4-33 Comparaison de l'Annexe Nationale Française, l'EC2, l'ACI 318-14 et le Model Code 2010 avec les résultats expérimentaux de dalles : un) sans charge axiale appliquée ; b) avec une charge axiale appliquée ; c) en fonction de la charge axiale.....	205
Figure 4-34 Courbes Charges analytiques des codes Fib LOA (II), LOA (III) et l'AASHTO LRFD.....	206
Figure 4-35 Variation de la charge de cisaillement ultime selon l'ACI 318-14 en fonction de l'angle des bielles de compression .....	208
Figure 4-36 Comparaison des résultats analytiques et expérimentaux en fonction du diamètre des épingles $\Phi$ : a) Dalles S24 et S25 $\rho_l = 0.991$ et b) Dalles S26 et S27 $\rho_l = 1.553$ .....	209
Figure 5-1 Mode de rupture macroscopique sous traction uni axiale : (a) Comportement global Terrien, 1980 [210];(b) Formation et propagation des fissures Björnström et al. [216] ...	215
Figure 5-2 : Mode de rupture macroscopique sous compression : a) pour différentes dimensions d'éprouvettes (Hordijk [217]) b) évolution de la courbe charge-déformation.....	216
Figure 5-3 : Processus de rupture du béton :(a) sous traction uni axiale; (b) compression uni axiale (Van Mier, 2008 [223]).....	217
Figure 5-4 : Localisation de la déformation dans le béton : (a) sous traction uni axiale ; (b) sous compression uni axiale, adapté de Markovic et al. 2012[224] par Nana [55].....	218
Figure 5-5 : Surface de chargement à la rupture (contraintes maximales) en état plan de contraintes biaxiales, résultats de Chi et al [236]et Kupfer et al. 1969 [233] .....	219
Figure 5-6 : Essai triaxial avec augmentation du confinement : (a) faibles pressions hydrostatiques (1) 0 MPa, (2) 1.5 MPa, (3) 4.5 MPa, (4) 9 MPa ;(b) pressions hydrostatiques élevées 30 MPa et 60 MPa. ....	220
- Figure 5-7 Différentes échelles structurales du béton : Macro, méso et micro (Musielak [243])	221
Figure 5-8 : Les trois modes de sollicitation d'une fissure [253].....	224

Figure 5-9 : Modèle de fissure fictive de Hillerborg [249] .....	224
Figure 5-10 Modélisation de la zone de fissuration, adapté de Bhattacharjee [266] et Lopez [267] : (a) modèle de fissuration par bande (approche continue) ; (b) modèle de fissuration fictive (approche discontinue) .....	226
Figure 5-11 : Comparaison des modèles de plasticité et d'endommagement .....	227
Figure 5-12 Exemples de différents types de maillage : a) grossier b) moyen c) fin (Nguyen, 2016 [284]) .....	229
Figure 5-13 Courbes de charge – déplacements pour les analyses avec les non locaux (a) et (b) fissure bande modèle des trois point essai de flexion avec différents maillages ( Xenos et Grassel, 2016 [280]) .....	229
Figure 5-14 Schémas de fissuration avec trois maillages différents, (a) approche non locale, (b) approche de fissuration par bande (Xenos et Grassel, 2016 [280]) .....	230
Figure 5-15 Comportements uni axiaux du béton ; (a) en compression avec illustration des déformations plastiques et inélastiques ; (b) en traction avec illustration des déformations plastiques et de fissuration. ....	233
Figure 5-16 : (a) Surface de charge dans le plan déviatorique pour $K_c=2/3$ (modèle CDP) et $K_c=1$ (critère de Drucker-Prager) ; (b) Surface de charge dans le plan des contraintes (CDP). .....	237
Figure 5-17 : Etude paramétrique sur $K_c$ Genikomsou et Polak, 2015 [286] .....	237
Figure 5-18 Illustration de la fonction potentielle plastique par rapport à une surface de charge repris de Pankaj, 2010 [291] .....	238
Figure 5-19 Etude paramétrique de l'angle de dilatation : (a) Malm, 2006 [293]; (b) Genikomsou et Polak, 2018 [298] .....	240
Figure 5-20 : Fonction potentiel plastique dans le plan méridien p-q : Illustration de l'excentricité et de l'angle de dilatation .....	241
Figure 5-21 (a) Surface de charge dans le plan des contraintes ; (b) Surface de charge dans le plan méridien (p-q) .....	243
Figure 5-22 Profil de chargement lisse (Smooth Step) défini dans ABAQUS .....	248
Figure 5-23: (a) C3D8 avec intégration complète ; (b) C3D8R avec intégration réduite	250
Figure 5-24 : Mécanisme de Hourglass, les deux points d'intégration ne sont soumis à aucun déplacement .....	250

Figure 6-1 Mode Hourglass visualisé sur les déformations [312] .....	257
Figure 6-2 Courbe Charge-déplacements en fonction de la taille du maillage (Nana [55]) .....	258
Figure 6-3 Dalle S2 : Résultat expérimental et numérique avec les valeurs d'énergie de rupture du CEB-FIP Model Code, 1990 [313] et CEB-FIP Model Code, 2010 (Nana [55]) .....	259
Figure 6-4 Vue de dessus du modèle numérique de la dalle S14.....	260
Figure 6-5 Vue du système d'appui de la dalle S14.....	260
Figure 6-6 Ferrailage de la moitié de dalle S14 .....	261
Figure 6-7 Courbes Charges-Flèches avec différents angles de dilatation des dalles S14 et S15.....	263
Figure 6-8 Courbes Charges flèches de modélisations numériques des dalles : S2, S4, S14, S15, S26 et S27 .....	265
Figure 6-9 Faciès de fissuration de la face inférieure de la dalle S27 : a) expérimental b) numérique.....	267
Figure 6-10 Profils de fissuration des dalles S14 et S15 issus des tests expérimentaux et des modélisations avec différentes valeurs de l'angle de dilatation $\psi$ .....	267
Figure 6-11 Contraintes $\sigma_{11}$ au niveau des aciers longitudinaux, transversaux (dalle S27) .....	268
Figure 6-12 Courbe charge/flèche du capteur L4 avec évolution des fissures de : a) dalle S26 (épingles $\Phi 6$ ) b) dalle S5 (Sans épingles).....	270
Figure 6-13 Cisaillement normalisé des dalles S2, S4, S5, S14, S15, S24, S25, S26 et S27 en fonction de $\phi_2$ : a) résultats de la campagne expérimentale b) résultats numériques .....	271
Figure 6-14 Cisaillement normalisé des dalles S24, S25, S26 et S27 en fonction de $\rho_l$ : a) résultats de la campagne expérimentale b) résultats numériques.....	272
Figure 6-15 Distribution des rapports $V_{exp}V_{code}$ suivant les codes numériques et analytiques.....	274

# TABLEAUX

Tableau 3-1 Répartition des pourcentages de contribution selon les mécanismes de résistances.....	26
Tableau 3-2 Les résultats expérimentaux des travaux de Sarsam et al. (Sarsam and Al-Musawi 1992).....	41
Tableau 3-3 Données expérimentales des poutres testées par Lubell [88] .....	44
Tableau 3-4 Données expérimentales et résultats des essais [60] .....	49
Tableau 3-5 Valeurs de a/d suivant chaque série [105].....	58
Tableau 3-6 Données et résultats de tests menés par Young-Soo Yoon [113] .....	61
Tableau 3-7 Propriétés des poutres testées [114] .....	64
Tableau 3-8 Propriétés des poutres [24].....	65
Tableau 3-9 Propriétés des armatures d'effort tranchant.....	69
Tableau 3-10 Propriétés des spécimens [20].....	70
Tableau 3-11 Propriétés des dalles proposées par Lantsoght [47] .....	83
Tableau 3-12 Données expérimentales et résultats des dalles testées par Gurutzega et al [130] .....	84
Tableau 3-13 Propriétés et résultats de la campagne expérimentale de Lubell [52].....	87
Tableau 3-14 Propriétés et résultats des essais sur poutres issus de la campagne expérimentale de Collins et Adebar [145].....	91
Tableau 3-15 Comparaisons des résultats expérimentaux et analytiques [158].....	106
Tableau 3-16 Distribution des niveaux d'approximation (LOA) selon la nature des spécimens .....	109
Tableau 3-17 Comparaison des différentes procédures analytiques pour le calcul du cisaillement des poutres .....	123
Tableau 3-18 Comparaison des différentes procédures analytiques pour le calcul du cisaillement des dalles sans épingles.....	125
Tableau 4-1 Composition et caractéristiques du béton utilisé.....	143
Tableau 4-2 Propriétés caractéristiques du béton des différentes dalles testées .....	147
Tableau 4-3 Propriétés mécaniques des différentes barres d'aciers.....	153
Tableau 4-4 Récapitulatif des caractéristiques des dalles de chaque série .....	156



Tableau 5-1 Récapitulatif des résultats expérimentaux des différentes dalles testées .....	165
Tableau 5-2 Faciès inférieurs et supérieurs des dalles S2 et S15 .....	171
Tableau 5-3 comparaison pour la normalisation de la résistance au cisaillement.....	189
Tableau 5-4 Cisaillement selon l'EC2, l'AFCEN ETC-C et l'ACI 318-14.....	201
Tableau 5-5 Comparaisons entre les essais et prédictions de résistance au cisaillement de l'EC2, l'Annexe Nationale Française, l'ACI 318-14 et le Model Code 2010 .....	202

## Liste des notations

$\theta$	angle des bielles de compression du béton
$\alpha$	angle d'inclinaison des épingles $\lambda$ facteur prenant en compte la densité du béton selon [ACI Committee 318, 2014]
$\rho_l$	taux d'armature longitudinale tendue
$\rho_t$	taux d'armature transversale tendue
$\sigma_{cp}$	contrainte normale, positive pour la compression, négative pour la traction
$\varepsilon$	déformation dans la section de contrôle
$\varepsilon_x$	déformation longitudinale à mi-hauteur selon le fib-Model code 2010
$\gamma_c$	coefficient de sécurité de l'Eurocode 2 pour le béton
$\beta_{EC2}$	facteur de réduction pour les charges à proximité de l'appui selon l'EC2
$\beta$	facteur d'engrènement des granulats
$\Psi$	angle de dilatation
$\varepsilon_e$	déformation du béton en compression à la contrainte de pic
$\varepsilon_u$	déformation ultime du béton en compression
$\lambda_r$	facteur de réduction pour des longueurs d'appui selon Lantsoght et al.
$\xi_{prop}$	facteur d'amélioration de la résistance au cisaillement selon Lantsoght et al.
$a_v$	portée de cisaillement: distance entre la face de la charge et la face de l'appui
$a$	portée de cisaillement: distance entre l'axe de la charge et l'axe de l'appui
$a_g$	diamètre maximal des granulats selon le MCFT
$A_s$	aire d'armature longitudinale tendue
$b_w$	largeur de poutre
$b_{eff}$	largeur effective en cisaillement
$C_{Rd,c}$	facteur pour la capacité en cisaillement caractéristique selon l'Eurocode 2
$d$	hauteur effective de la section
$d_l$	hauteur effective de l'armature longitudinale tendue
$d_t$	hauteur effective de l'armature transversale tendue
$d_{max}$	diamètre maximal des granulats
$E_c$	module de Young du béton

$E_0$	module de Young du béton non endommagé
$E_s$	module de Young de l'armature
$F$	fonction de charge
$f_c$	résistance à la compression du béton
$f_{ck}$	résistance caractéristique à la compression du béton
$f_{cm,meas}$	résistance moyenne à la compression du béton à la date de l'essai
$f_{ctm,meas}$	résistance moyenne à la traction du béton à la date de l'essai
$f_y$	contrainte limite élastique de l'acier
$G$	fonction potentielle d'écoulement plastique
$G_f$	énergie de rupture du béton en traction
$G_c$	énergie de rupture du béton en compression
$k$	facteur prenant en compte l'effet d'échelle selon l'Eurocode 2
$k_{dg}$	coeff dépendant de taille maximale du granulat selon fib-Model code 2010
$K_c$	paramètre définissant la forme de la surface de charge
$L_{plaque}$	longueur de la plaque de charge
$M$	moment de flexion
$M_{exp}$	moment de flexion expérimental au niveau de la charge concentrée
$N$	effort normal
$P_u$	charge ultime mesurée dans l'essai
$s$	espacement entre les fissures diagonales
$s_x$	paramètre d'espacement des fissures selon le MCFT
$s_{xe}$	facteur équivalent d'espacement des fissures selon le MCFT
$V$	effort tranchant, charge à l'appui
$V_{Rds}$	résistance à l'effort tranchant des épingles
$V_{EC2}$	capacité en cisaillement calculée selon l'Eurocode 2
$V_{France}$	capacité en cisaillement calculée selon l'Annexe Nationale Française
$V_{Lantsoght}$	capacité en cisaillement calculée selon la proposition de Lantsoght et al.
$V_{ACI}$	capacité en cisaillement calculée selon l'ACI 318-14
$V_{MC}$	capacité en cisaillement calculée selon le fib-Model Code 2010
$V_{CSCT}$	capacité en cisaillement calculée selon la théorie de la fissure critique
$V_{exp}$	capacité en cisaillement obtenue dans l'essai

$V_{u-FEM}$	capacité en cisaillement obtenue par l'analyse élément fini
$w$	ouverture de fissure
$w_c$	ouverture maximale de fissure

## Abréviations

ACI	relatif à la norme américaine ACI 318, 2014
AFCEN	relatif au code nucléaire AFCEN-ETC-C 2010
ANF	relatif à l'Annexe Nationale Française de l'Eurocode 2
CDP	Concrete Damaged Plasticity (ABAQUS)
CSCT	relatif à la théorie de la fissure critique de cisaillement: Critical Shear crack Theory
CSA	relatif à la norme canadienne CSA A23.3, 2004
EC2	relatif à la norme européenne Eurocode 2, 2005
EF	éléments finis
ETC-C	EPR Technical Code for Civil Works
FPZ	Fracture Process Zone
MCFT	relatif à la théorie du champ de compression modifié
MC	relatif au fib-Model Code 2010, 2012
SCM	Smearred Cracking Model (ABAQUS)
SIA	relatif à la norme suisse SIA 262, 2003
SMCFT	Simplified Modified Compression Field Theory

# Chapitre 1: Introduction

Les structures en béton armé sont apparues dès la fin du 19<sup>ème</sup> siècle. La maniabilité, coût et caractéristiques mécaniques de ce matériau mixte a permis la démocratisation de ce type d'édifices durant tout le siècle dernier pour en faire le principal modèle de construction. Les bâtiments en sont d'ailleurs de fidèles témoins avec un squelette généralement constitué d'éléments verticaux de type poteaux et voiles et d'éléments horizontaux : les poutres et les dalles.

Les dalles, généralement en béton armé, sont des plaques horizontales des bâtiments formant à la fois les plafonds et les planchers des différents étages. Elles doivent ainsi supporter leurs poids propres ainsi que des charges d'exploitation (équipements, personnes...) et des charges accidentelles (vent, séismes, neiges etc...).

L'expérience et les recherches du siècle dernier ont permis une assez bonne maîtrise du dimensionnement de ces dalles en béton armé car elles représentent un composant architectural classique. Ceci se traduit d'ailleurs par l'élaboration et l'amélioration de divers codes de calcul dont l'Eurocode 2. Néanmoins, certaines catégories d'édifices comme les installations nucléaires où les planchers épais sont soumis à des chargements atypiques (charges d'exploitation localisées et importantes, efforts horizontaux dus aux risques sismiques, chute d'objets et équipements lourds etc...). Ils nécessitent une attention toute particulière se traduisant par un dimensionnement optimisé alliant les impératifs lourds de réglementation et de sûreté aux prescriptions techniques et contraintes économiques.

La thèse présentée, apporte un éclairage sur le phénomène de cisaillement induit par ces charges localisées près des appuis appliquées sur les dalles épaisses en béton armé en particulier celles renforcées avec des armatures d'effort tranchant appelées épingles. En effet, comme cela va être développé par la suite, le cisaillement présente bien des désagréments aux structures et doit être contrôlé en priorité par rapport à d'autres types de sollicitations comme la flexion.

## 1.1 Les dégâts du cisaillement

La sous-estimation du cisaillement dans la construction a conduit à des catastrophes liées aux effondrements de diverses structures souvent de manière inattendue et brutale :

## Introduction

Deux toits d'entrepôts des bases aériennes de l'Ohio et de Géorgie se sont fissurés et se sont écroulés sous l'effet combiné de la charge, du rétrécissement du béton et des effets thermiques respectivement en 1955 et 1956. La présence de joints d'expansion défectueux a conduit par ailleurs les poutres constitutives du toit, à fonctionner comme des unités indépendantes de 122m de long. Ces défaillances ont certes entraîné les dégâts matériels cités mais ont également conduit à des exigences plus strictes dans le Code de construction de l'ACI. En effet les versions antérieures du code supposaient que dans les structures d'entrepôt, le béton seul, sans épingles, était supposé reprendre le cisaillement ce qui n'est plus le cas dès lors que le béton est fissuré ("Failures Due to Shear | Strength Of Materials | Reinforced Concrete" n.d.).

Suite au séisme de Kobe en Janvier 1995 ( **Figure 1-1**), plusieurs colonnes incluant les piliers de ponts ont connu des ruptures en cisaillement dues à un manque d'armatures d'effort tranchant influençant directement la ductilité de ces éléments(MACHIDA and ABDELKAREEM, n.d.).



**Figure 1-1** Rupture des piliers d'un pont à Kobe au Japon suite à un séisme en 1995

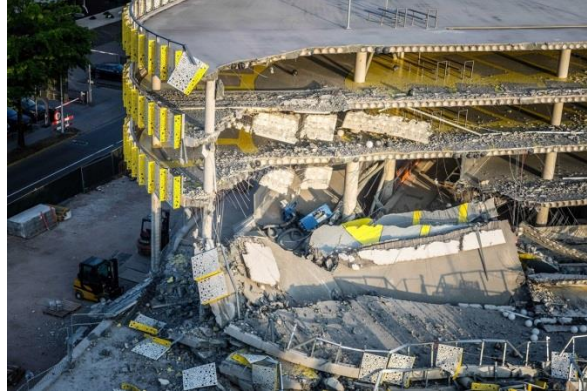
Les résultats d'une enquête sur la cause technique de l'effondrement partiel d'un parking d'aéroport en cours de construction par une société néerlandaise basée à Bam en Mai 2017 ont été publiés(Ashwell, 1996).

Le garage de stationnement a été construit en utilisant des planchers Bubble Deck, qui se composent de dalles de plancher en béton préfabriqué et contiennent des bulles en plastique de faible poids. Après avoir été installés sur le site, ils ont été recouverts de béton.

L'étude a montré que la résistance au cisaillement de l'interface entre les dalles de béton préfabriquées était insuffisante pour transmettre la traction, ce qui a compromis la capacité structurelle du plancher.

## Introduction

Des températures ambiantes élevées le jour de l'effondrement, ont également été considérées comme un facteur contributif.



**Figure 1-2** Effondrement partiel d'un aéroport aux Pays-Bas sous contraintes de cisaillement

L'effondrement d'un balcon s'est produit en juin 2017 dans un ancien immeuble à Hong Kong ("Hong Kong Complete Investigation into Balcony Collapse" 2017). L'enquête a révélé que la conception structurelle originale du balcon était généralement en ordre, mais que la résistance au cisaillement de l'une de ses poutres en porte-à-faux avait été réduite en raison d'une diminution de la résistance du béton de sa valeur initiale d'environ 53%, d'une réduction de la section efficace de l'armature en acier par carbonatation et d'un manque prolongé d'entretien.

De plus, des charges supplémentaires ont été imposées créant une augmentation de 44% de la charge permanente.

L'effondrement a finalement été déclenché par la rupture par cisaillement de la poutre en porte-à-faux.



**Figure 1-3** Effondrement d'un balcon en cisaillement à Hong Kong en Juin 2017

### 1.2 Le cisaillement dans les structures nucléaires

Le comportement au cisaillement des structures en béton armé a souvent été reporté par de nombreuses études.

En ce qui concerne les centrales nucléaires, le comportement des structures de confinement des réacteurs nucléaires sous des charges de cisaillement a été étudié depuis la seconde moitié du siècle dernier. La plupart de ces études se sont concentrées soit sur le comportement au cisaillement des enceintes de confinement des réacteurs en raison de la pression interne et de la charge de choc, soit sur le comportement au cisaillement des dalles épaisses représentatives des structures offshore.

La configuration d'un récipient de réacteur en béton précontraint (PCRIV) est typiquement celle d'un cylindre avec des dalles à extrémité plate comme c'est d'ailleurs le cas dans les centrales nucléaires de Fessenheim et St Laurent en France ou du Dungeness B qui se situe en Grande Bretagne. Les dalles d'extrémité sont nettement plus épaisses que celles qui seraient rencontrées dans la construction de dalles conventionnelles, avec des rapports d'envergure allant généralement de 2 à 3.5 (Cheung et al, (Cheung, Gotschall, and Liu 1975)) (Langan et Garas, (Langan and Garas 1970)).

Sous pression interne, les dalles d'extrémité sont soumises à de fortes contraintes de flexion et de cisaillement. Bien que des ruines en flexion de dalles d'extrémité de PCRIV aient été rapportés dans des études de modèles menées à l'Université de l'Illinois (Paul et al. 1969), la plupart des dalles de fin conventionnelles connaissent des ruptures en cisaillement (Lang an and Garas 1970). Des programmes expérimentaux (Brown and Perry 1982) (Berriaud et al. 1979), (F. H. Wittmann and Boulahdour 1981), (Berriaud et al. 1978), (Woodfin and Sliter 1981), (Sliter, Chu, and Ravindra 1983), (Brandes, Limberger, and Herter 1985), (Dulac and Giraud 1981) ont été menés pour prédire la capacité de cisaillement locale des structures du réacteur sous des charges d'impact. Cependant, ces résultats expérimentaux ne sont pas applicables aux conditions de charge de cisaillement statique en raison d'effets dynamiques non négligeables. L'étude expérimentale de Brian Watt Associates (Brian Watt Associates, Inc. 1981) représente la seule étude majeure sur la résistance au cisaillement des structures offshore. La résistance au cisaillement des sections de dalles et de coques épaisses représentatives des structures extracôtières de l'Arctique a été analysée.



En résumé, Les études de littérature sur le comportement de cisaillement statique unidirectionnel des dalles en béton armé, similaires à celles utilisées dans les centrales nucléaires, sont encore rares.

### 1.3 Problématique générale du cisaillement

Une structure bien dimensionnée, si soumise à des charges trop importantes, doit connaître une rupture en flexion. Ce genre de structures donne des signaux d'alarme (fissures, flèche) contrairement à celles qui sont sous-dimensionnées en cisaillement et qui peuvent avoir des ruptures brutales et soudaines, empêchant alors le développement de signaux avant-coureurs. Les dalles ainsi que les poutres sont des éléments pouvant être soumis à du cisaillement. Ainsi, pour le cas particulier des dalles épaisses dans les bâtiments nucléaires, une bonne compréhension du comportement de ce type d'éléments sous sollicitation d'effort tranchant entraîne un dimensionnement efficient. En effet, assurer la sécurité de la structure est primordial : il faut garantir une rupture en flexion qui puisse autoriser des solutions d'évacuation voire de réparation. Cependant, les aspects économiques et pratiques ne peuvent certainement pas être négligés dans le cadre de budget et moyens alloués. Ainsi, le dimensionnement d'une structure doit correspondre à l'optimisation des calculs analytiques et numériques dans le dessein d'assurer les exigences citées.

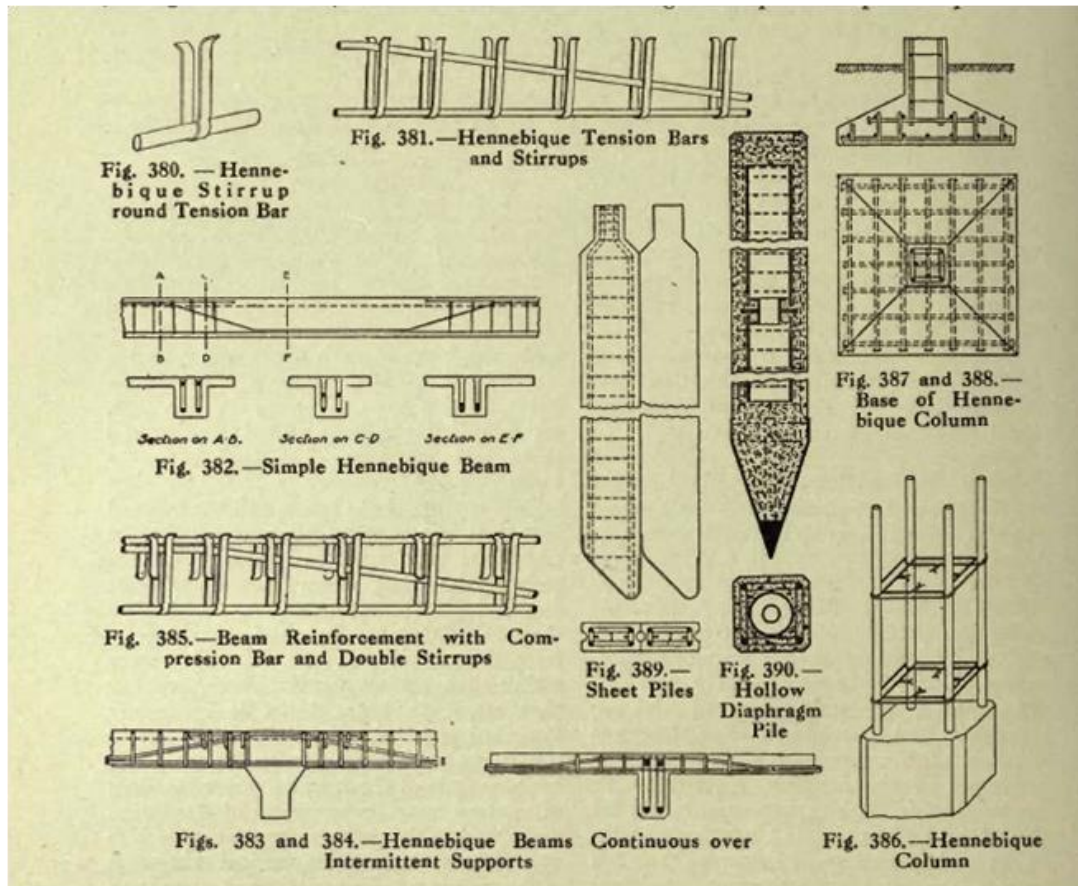
En conséquence, dans le but de privilégier une rupture en flexion, il faut pouvoir éviter les ruptures en cisaillement qui peuvent se passer lorsque des valeurs élevées de contraintes de cisaillement ont lieu. Les armatures d'effort tranchant, qui sont l'objet de cette thèse, jouent un rôle de liaison entre la traction et la compression des sections soumises au cisaillement et assurent que ces deux aspects agissent comme dans une structure en treillis (Collins, 2008 (Collins, Bentz, and Sherwood 2008)). Ils permettent, suivant différents dispositifs, une meilleure résistance au cisaillement et une plus grande ductilité des éléments en béton armé (dalles ou poutres).

Ces éléments de renforcement ont été introduits au début du 20<sup>ème</sup> siècle par l'ingénieur français François Hennebique (**Figure 1-4**) mais la compréhension du mécanisme de cisaillement intrinsèque à leur fonctionnement n'a commencé que vers les années 1960. En effet, pendant les années 50, l'*American Concrete Institute* ne préconisait l'utilisation d'épingles que lorsque la contrainte causée par les charges d'exploitation dépassait  $0.03f'_c$ . Cette surestimation de la résistance au cisaillement des structures en B.A a eu pour regrettable résultat la rupture des poutres larges des entrepôts d'AIR FORCE. Ceci a amené les révisions proposées par l'ACI-ASCE

## Introduction

Committee 326 qui forme la base du code ACI pour le calcul du cisaillement (Collins, 2008 (Collins, Bentz, and Sherwood 2008)). Dans le contexte actuel des bâtiments nucléaires en France, les épingles positionnées dans les dalles en B.A permettent d'améliorer la résistance au cisaillement. En revanche, assurer une sécurité maximale des éléments en incorporant un taux important d'armatures d'effort tranchant pose de nombreuses difficultés dont la mise en œuvre ou coulage du béton qui conduit à une répartition hétérogène de ces constituants à savoir la pâte cimentaire et les granulats et complique également le positionnement des ancrages des différents équipements. Aussi, les méthodes de calcul analytiques concernant le dimensionnement des dalles épaisses au cisaillement sont très diverses et souvent complexes en raison des incertitudes concernant les mécanismes de cisaillement et leurs synergies. Dans le contexte français, des disparités existent entre l'annexe française et les recommandations de l'EUROCODE 2. Toutes ces raisons, mettent en lumière la problématique des dalles en béton armé avec armatures d'effort tranchant soumises à une sollicitation de cisaillement.

Le récent événement qui date de Mars 2016, où un générateur de plus de 400 tonnes s'est effondré sur la dalle du bâtiment réacteur de la centrale de Paluel en Seine-Maritime a mis en évidence la nécessité d'identifier les comportements de ces structures sous sollicitation de cisaillement. La chute d'objet sur dalle par une hauteur assez faible, peut être considéré d'un point de vue quasi-statique car la vitesse au sol n'est pas suffisamment élevée pour ne pas négliger les effets dynamiques.



**Figure 1-4** Plans d'éléments en béton armé dont des armatures d'effort tranchant selon le système Hennebique

### 1.4 Structure du mémoire

Ce mémoire présente en premier lieu une analyse bibliographique (Chapitre 2: Bibliographie) comprenant certains résultats et conclusions clés permettant la compréhension du phénomène de cisaillement dans les dalles épaisses équipées ou non d'épingles et pouvant notamment subir des efforts axiaux supplémentaires de traction ou de compression. Il met en revue les divers paramètres influençant le comportement de ces structures sollicitées en cisaillement.

Afin d'évaluer la validité de l'état de l'art actuel, une campagne expérimentale a été menée au niveau du hall Eiffel du laboratoire GEOMAS en accord avec EDF sur des dalles épaisses en sollicitation quasi-statique par effort tranchant. Ainsi, une trentaine de dalles dont certains paramètres, reconnus pour leur influence sur la résistance au cisaillement, ont été variés (taux d'armatures longitudinales et transversales, taux d'épingles, taille des granulats, application d'effort axial etc...), ont été testées. Le protocole expérimental est présenté dans le Chapitre 3: La campagne expérimentale, expliquant le mode opératoire de ces essais, les caractéristiques mécaniques des matériaux béton et acier constituant les différents spécimens, et les spécifications de chaque dalle.

Les résultats sont ensuite regroupés, comparés et analysés dans le Chapitre 4: Résultats expérimentaux. En effet, la charge de résistance maximale a été relevée, tout comme les déplacements au niveau de points stratégiques de la dalle afin de tracer les courbes charges-flèches de chaque spécimen. Les déformations des armatures ont également été récoltées permettant ainsi l'établissement de l'analyse locale. La comparaison des dalles s'est basée non seulement sur ces résultats mais également sur les différents profils de fissuration de chaque spécimen, dont certains ont été sciés. Dans ce chapitre, les résultats d'essais ont permis d'évaluer la validité des calculs analytiques basés sur les divers codes de dimensionnement de la littérature y compris l'ACI, l'EC2 et son annexe française, le fib Model Code 2010 et l'AASHTO LRFD qui ont été abordés dans le cadre de cette étude.

Dans le Chapitre 5: Bibliographie de la modélisation numérique, un résumé sur l'état de l'art actuel des simulations numériques du béton à travers différentes approches continues (modèles de rupture élastique, fissure fictive, fissuration continue etc...) ou discontinues (modèles de fissuration par bande, modèles d'endommagement, couplage de la plasticité et de l'endommagement etc...). Une attention particulière est portée au modèle Concrete Damage Plasticity et les raisons de son adéquation avec l'étude des dalles épaisses avec et sans épingles.

## Introduction

Les paramètres qui le définissent ( critère de plasticité, règle d'écoulement) et son application dans le logiciel ABAQUS Implicit et Explicit.

A l'aide du logiciel ABAQUS Explicit, un calcul numérique aux éléments finis basé sur le modèle Concrete Damage Plasticity est présenté dans le Chapitre 6: Résultats numériques. Les différents paramètres de discrétisation sont également détaillés y compris les types d'éléments de maillage utilisés, l'énergie de fissuration  $G_f$ , l'angle de dilatation  $\psi$  etc...

9 dalles ont été modélisées et comparées aux résultats expérimentaux, et analytiques issus du Chapitre 4:. La modélisation offre l'avantage d'observer l'évolution de l'endommagement et comparer non seulement les courbes charges-flèches mais également l'endommagement numérique aux profils de fissuration des dalles réelles.

Le Chapitre 7: Conclusions et perspectives, résume les résultats obtenus et les principales conclusions à retirer de cette étude. Par conséquent, des perspectives de recherche et d'approfondissement sont suggérées également dans ce chapitre final.

## Chapitre 2: Bibliographie

Dans ce chapitre, un état de l'art des connaissances actuelles concernant le cisaillement des dalles et poutres est présenté en mettant l'accent sur les paramètres étudiés lors des tests réalisés sur dalles épaisses.

### 2.1 Historique

Il est nécessaire de réaliser un bref historique des avancées scientifiques concernant les structures soumises au cisaillement afin de comprendre la nécessité de maîtriser le comportement de ces éléments sous sollicitation d'effort tranchant ainsi que les différents points de vue sur les mécanismes en œuvre.

L'étude du cisaillement a débuté depuis la fin du 19<sup>ème</sup> siècle avec les travaux de Ritter et Morsch sur l'analogie de comportement entre des treillis métalliques et des structures en béton armés soumis tous deux à des sollicitations d'effort tranchant (Fédération Internationale du Béton (fib 2010)).

Au début du 20<sup>ème</sup> siècle, Talbot (Arthur N. Talbot 1909) a établi certains paramètres influençant le cisaillement à savoir : la résistance du béton, le rapport de la distance entre l'appui et la hauteur utile et le taux d'armatures longitudinales.

Par la suite plusieurs campagnes d'essais ont été menées pour établir des formules empiriques permettant le dimensionnement des poutres au cisaillement (Mylrea 1934), (Moretto 1945). Avec la multiplication des données expérimentales, (Clark 1951) a pu déterminer la première formule empirique de dimensionnement au cisaillement jugée suffisamment pertinente pour des poutres avec et sans armatures d'effort tranchant.

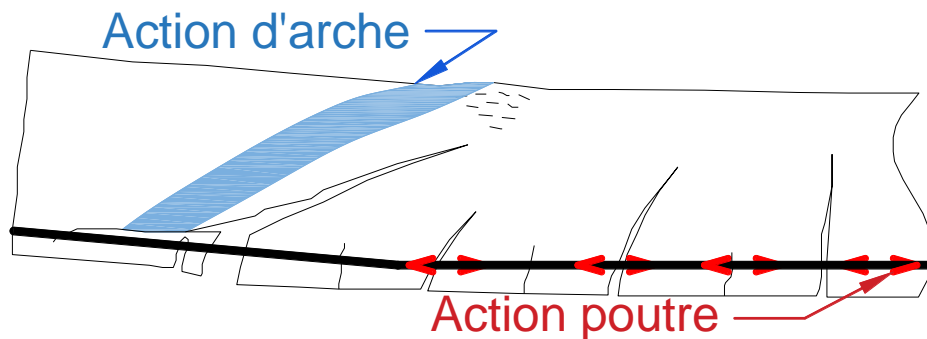
Durant les années 50, l'ACI ne préconisait l'utilisation d'épingles que lorsque la contrainte causée par les charges d'exploitation dépassait  $0.03f'_c$  (**Figure 2-2**).

Les ruptures de poutres larges dans les entrepôts d'Air-force ont montré que ces méthodes de calcul étaient hasardeuses, et cela a amené les révisions proposées par l'ACI-ASCE Committee 326 qui forment la base du code ACI pour le calcul en cisaillement. Ces changements avaient pour but de prendre en compte non seulement la résistance du béton mais également le moment

## Bibliographie

coexistant  $\frac{M}{\rho_{vd}}$ . Ce paramètre a été pris en compte parce qu'il était admis que la contrainte de rupture  $v$  devrait baisser lorsque la contrainte longitudinale de l'acier  $f_s$  augmente. Cette dernière correspond approximativement à  $\frac{M}{\rho_{vd}} v$ .

Dans les 25 années après 1960 un travail considérable a été conduit sur les mécanismes par lesquels les poutres en B.A fissurées transmettent le cisaillement. Fenwick et Paulay (Collins et al. 1996) ont montré que le moment fléchissant des aciers peut changer soit en raison de la traction qui varie le long des aciers longitudinaux : il s'agit de l'action poutre, soit par l'effet du bras de levier interne. Le mécanisme issu de ce bras de levier est dénommé par ailleurs, l'action d'arche (**Figure 2-1**). Il se résume à un transfert de charge vers la zone d'appui. Il a été démontré qu'en raison de l'incompatibilité géométrique des 2 mécanismes, l'action poutre étant typiquement plus rigide que l'action d'arche, à peu près tout le cisaillement serait porté par l'action poutre jusqu'à l'échec du mécanisme. Après la rupture du mécanisme de poutre, les contraintes sont redistribuées, le mécanisme d'arche restant peut porter des contraintes de cisaillement encore plus élevés.



**Figure 2-1** Schéma action poutre et action d'arche

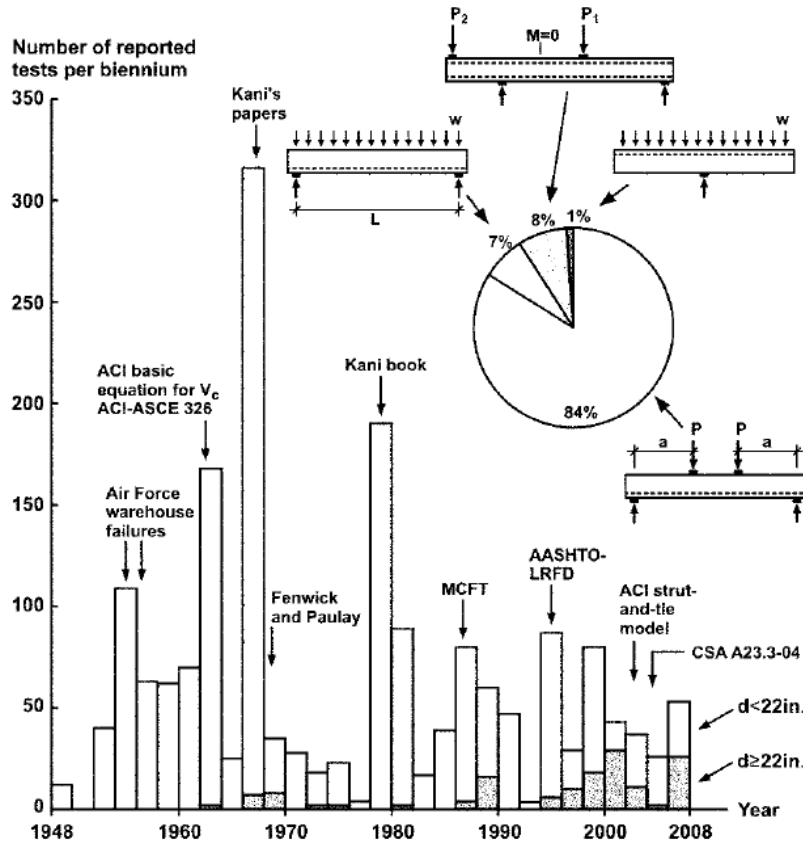


Figure 2-2 Diagramme d'évolution des méthodes de conception de cisaillement (Collins et al. 1996)

Les années suivantes les études se sont focalisées sur les paramètres influençant la résistance au cisaillement comme par exemple celui de l'engrènement des granulats (Moody et al. 1955), (Watstein and Mathey 1958), (Jose J. Rodriguez 1959) et (Baldwin, Jr, and Viest 1958)). Le model code CEB-FIB de 1978, se basant sur ce mécanisme, a démontré que les largeurs de fissures pouvaient être calculées (Olesen 2008) et servir à réaliser le dimensionnement de poutres soumises à l'effort tranchant, tandis que Vecchio et Collins ont développé la théorie modifiée des champs de compression (Modified Compression Field Theory) (Bower and Viest 1960) qui utilise des relations d'équilibre mécanique, de compatibilité et de contrainte-déformation pour analyser le comportement de poutres sous cisaillement.

Dans les années 1960, Kani et al (Jose J. Rodriguez 1959) ont effectué 362 essais de cisaillement sur des poutres en béton sans épingles dans le but de modifier systématiquement toutes les variables majeures influençant le cisaillement en particulier la résistance caractéristique du béton et le taux d'armatures longitudinales. A partir des années 70 les études qui ont suivi se sont



## Bibliographie

concentrées sur la quantification des effets de ces divers paramètres en variant la géométrie des éléments étudiés.

A titre d'exemple plusieurs recherches se sont focalisées sur les poutres épaisses (Liu and Mihaylov 2016), (Lubell et al. 2004) et l'influence du rapport  $a/d$  (défini au chapitre 2.2.5) sur le cisaillement. Les poutres larges (Mohammadyan-Yasouj et al. 2015) et les dalles (Sherwood et al. 2006), (Lantsoght, Veen, and Walraven 2013) ont également été passées en revue. En comparant les poutres continues aux poutres simples Rodriguez 1959 (Jose J. Rodriguez 1959), l'intérêt des conditions d'appui a été mis en évidence. Enfin, l'utilisation d'armatures d'efforts tranchants (Angelakos, Bentz, and Collins 2001), (Eric J. Tompos and Robert J. Frosch 2002), (Zdenek and T. Kazemi 1991) et (Serna-Ros et al. 2002) ou même plus récemment de fibres carbone ou métalliques (Talboys and Lubell 2014), Cucchiara et al., 2004 (Cucchiara, La Mendola, and Papia 2004), (Keller, Kenel, and Koppitz 2013) ont été documentées dans la littérature.

Malgré la présence d'une documentation riche sur le cisaillement des éléments en béton armé, il apparaît clairement que la bibliographie des dalles épaisses soumises au cisaillement demeure plus récente et moins fournie que celle des poutres.

L'étude des dalles en B.A avec armatures d'effort tranchant soumises au cisaillement qui est le sujet de cette thèse a débuté durant les années 70 (N. M. Hawkins 1974). Elle répond aux besoins d'établir des codes de calcul basés sur des données expérimentales notamment celui de l'ACI 318-71. En effet les épingles et autres armatures d'effort tranchant ont été utilisées depuis les années 1930 sans un cadre de calcul réglementaire précis. Ces campagnes d'essais devaient également traduire le rôle de ces épingles dans l'augmentation de la ductilité de ces dalles.

Les études suivantes ont permis par exemple d'établir l'efficacité des épingles selon leurs types d'ancrage (Ghali, 1989) quand les dalles sont soumises à du cisaillement ou du poinçonnement.

L'introduction du calcul aux éléments finis des dalles avec et sans épingles sous flexion et poinçonnement a eu lieu vers la fin des années 90 en se basant sur des éléments coques pour éviter l'utilisation d'éléments 3D étant alors complexes et chronophages (Polak 1998).

Durant les années 2000 les publications réalisées se sont largement focalisées sur le poinçonnement comme variante du cisaillement. Elle concerne en particulier les connections colonne-dalle ou colonne poutre (Einpaal et al. 2016), Albuquerque et al., (Albuquerque, Melo, and Vollum 2016), (Saarenheimo, Tuomala, and Calonius 2015)... Pour ce qui est du cisaillement

## Bibliographie

simple des dalles et poutres avec armatures d'effort tranchant, la littérature est moins importante et porte sur l'efficacité des différents types de renforcement en cisaillement et leur mise en œuvre (Dilger 2017), (Soltani, Indurkar, and Ross 2016).

Un intérêt particulier a également été apporté aux cisaillements des structures avec ouvertures (Pachalla and Prakash 2017), (Genikomsou and Polak 2017)).

Il existe un sujet pour lequel les publications sont très limitées en revanche et il s'agit des dalles soumis à la fois au cisaillement et à un effort axial, les rares études menées dans ce sens se sont focalisées sur le cas des poutres.

## 2.2 Cisaillement

Dans ce chapitre, la contrainte de cisaillement sera définie. L'objectif est de pouvoir reconnaître un mode de rupture en cisaillement en comparaison avec une rupture par flexion ou par poinçonnement. Ceci sera notamment démontré à travers les mécanismes qui favorisent le cisaillement par rapport à d'autres types de ruine ainsi qu'à la fissuration.

### 2.2.1 Définition de la contrainte de cisaillement

Le cisaillement par définition représente les composantes tangentielles d'un tenseur de contraintes  $\vec{\sigma}$  résultant d'un effort de contact  $\vec{T}$ .

Elles sont les composantes non diagonales (en rouge) de la matrice de contraintes :

$$\vec{\sigma} = \begin{matrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{matrix} \quad (1)$$

Le cisaillement est ainsi une contrainte générée par un effort tranchant qui s'applique parallèlement à la section considérée contrairement aux contraintes de type compression ou traction qui lui sont perpendiculaires.

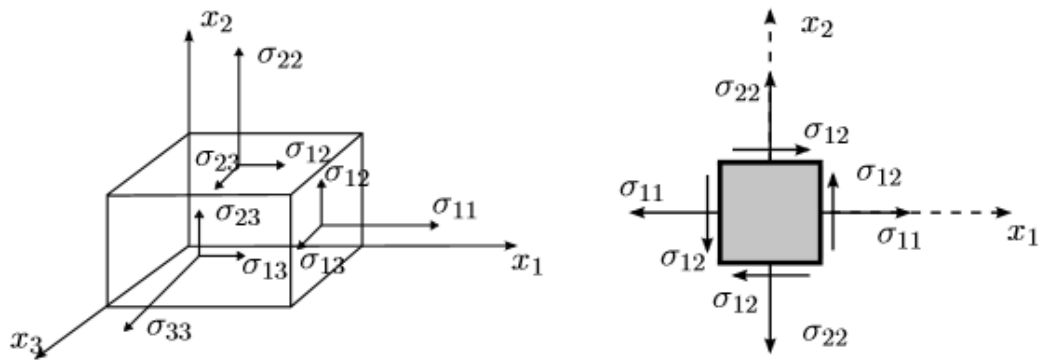
L'équilibre d'un élément 3D (**Figure 2-3**) soumis à un effort de contact exige l'égalité des contraintes associées à deux faces perpendiculaires :  $\sigma_{12} = \sigma_{21}$  ,  $\sigma_{23} = \sigma_{32}$  et  $\sigma_{13} = \sigma_{31}$  . C'est

## Bibliographie

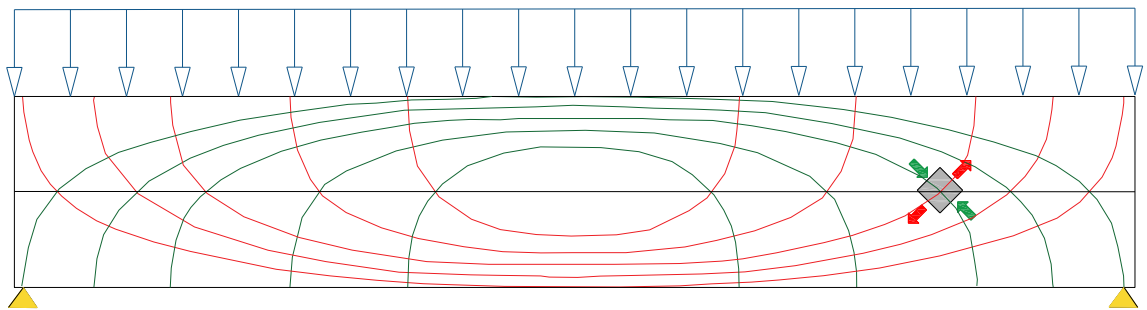
le principe de réciprocité des cisaillements. D'où la symétrie de la matrice de contraintes et sa possible diagonalisation en contraintes principales :

$$\vec{\sigma} = \begin{pmatrix} \sigma_I & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_{II} & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_{III} \end{pmatrix} \quad (2)$$

Le cisaillement est représenté par des contraintes de compression et traction dites principales dont la distribution se fait selon un réseau de courbes orthogonales appelées lignes courantes de contraintes et qui sont schématisées ci-dessous (**Figure 2-4**)



**Figure 2-3** Distribution des contraintes de cisaillement



**Figure 2-4** Lignes courantes des contraintes principales : rouges pour la traction et vert pour la compression avec schématisation des effets de contraintes sur un élément isolé d'une poutre fléchie

### 2.2.2 Flexion

## Bibliographie

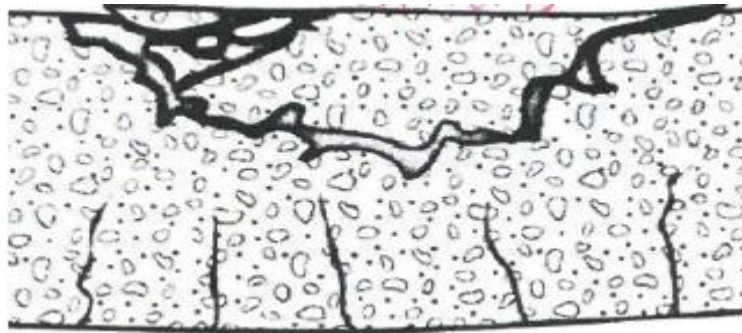
On parle d'une flexion pure lorsqu'un unique moment fléchissant  $M$  est appliqué sur un élément, c'est-à-dire que l'effort tranchant  $V$  est considéré nul. Ceci est observable, par exemple, dans les essais de flexion 4 points.

Cependant, dans la majorité des configurations, la flexion est couplée au cisaillement. Ainsi, la question qui se pose est de savoir quelle sollicitation est responsable de la ruine de la structure :

Lorsque la flexion est prépondérante, la ruine de l'élément est décrite comme ductile, c'est-à-dire qu'au voisinage de la charge maximale, de grandes déformations ont lieu avec une absorption significative d'énergie et une faible augmentation de charge. En déplacements ceci se traduit par une flèche de plus en plus importante au droit de la charge (**Figure 2-6**).

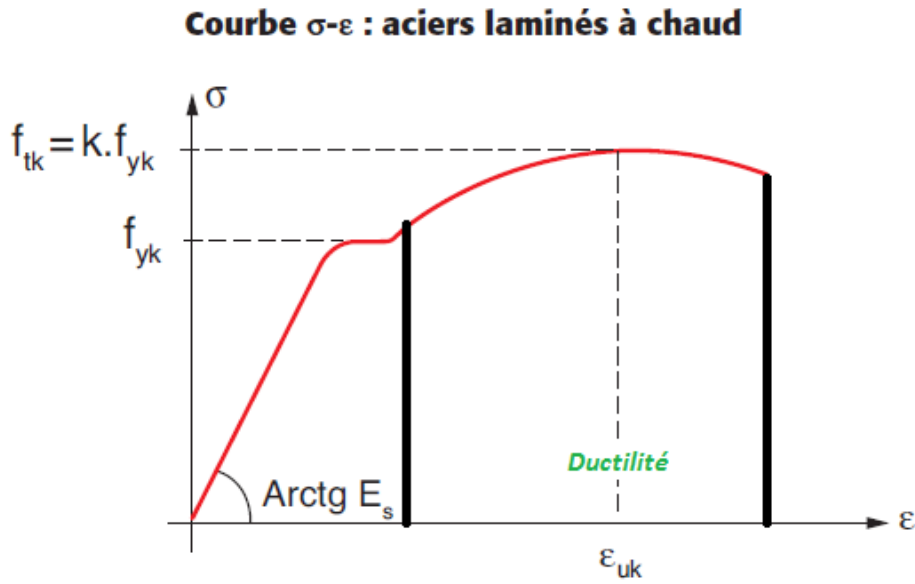
### 2.2.2.1 Les types de ruine de flexion

Une rupture fragile en flexion peut avoir lieu lorsque les armatures longitudinales sont surdimensionnées. En effet, dans ce cas-là, la résistance en compression de la membrane supérieure de l'élément est insuffisante. Elle entraîne ainsi une ruine en compression du béton ; on observe physiquement un détachement du bloc de béton au niveau de la fibre supérieure (**Figure 2-5**).



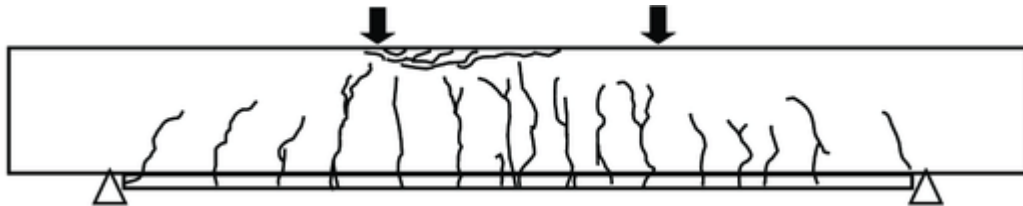
**Figure 2-5** Rupture par flexion, cas du ferrailage surdimensionné

Dans les cas les plus représentatifs, la ruine intervient par plastification des aciers longitudinaux en raison d'une traction excessive au niveau de la membrane inférieure de la poutre ou de la dalle. Ce cas général connaît donc une rupture ductile caractéristique du comportement des aciers sous traction ("Tensile Properties" n.d.) (**Figure 2-6**).



**Figure 2-6** Diagramme Contraintes-Déformations des aciers laminés à chaud (**Roux 2011b**)

Ce cas de figure présente des fissures qui démarrent au niveau de la fibre inférieure et se propagent verticalement.



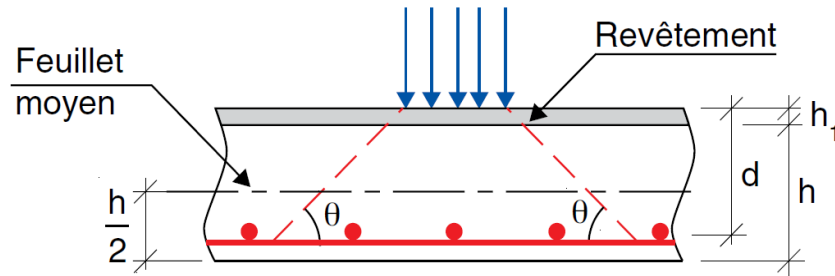
**Figure 2-7** Schéma de rupture en flexion d'une poutre sous flexion 4 points

### 2.2.3 Rupture par poinçonnement

Le poinçonnement est un phénomène qui est susceptible de se produire au voisinage des zones d'application des charges concentrées sur les faces supérieures ou inférieures des dalles (ou sur les semelles de fondation). Ce phénomène est rencontré dans les cas suivants :

## Bibliographie

- Charge concentrée à la surface d'une dalle (Figure 2-8) :

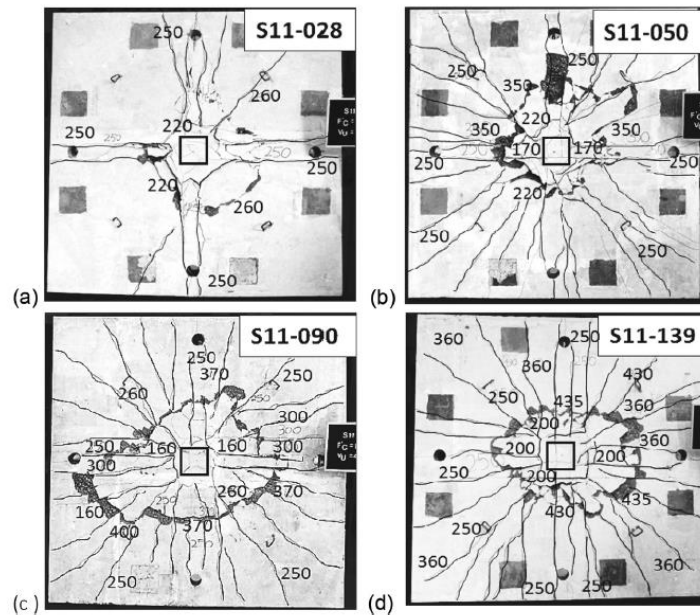


**Figure 2-8** Charge concentrée à la surface d'une dalle

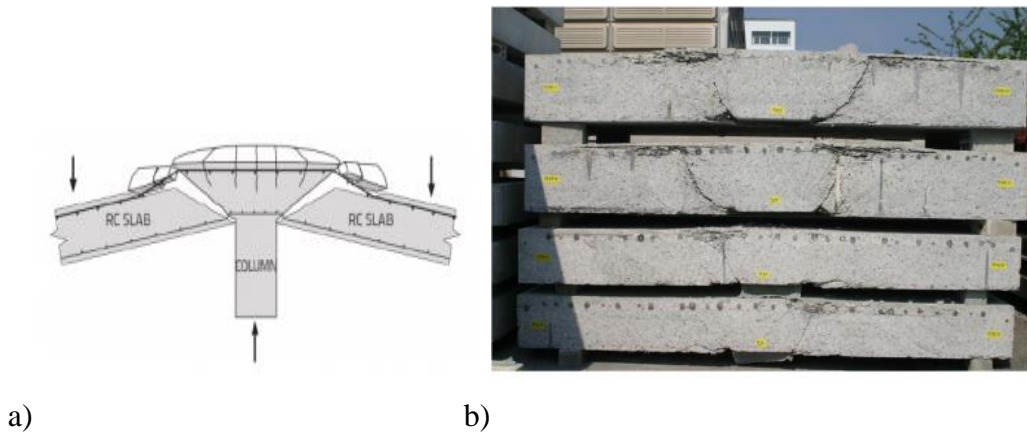
- Appui d'une dalle sur un poteau avec ou sans chapiteau.
- Appui d'un poteau sur une semelle de fondation.

Le poinçonnement est une variante du cisaillement. Il est, à juste titre, nommé parfois cisaillement bidirectionnel. Tout comme le cisaillement, le poinçonnement est un mode de rupture fragile sous l'effet de l'effort tranchant d'une charge localisée comme un poteau par exemple.

Le poinçonnement se singularise, en revanche, par son profil de fissuration. En effet, à la suite de ce type de sollicitations, un écaillage irrégulier de la surface du béton est observé donnant des fissures radiales partant du centre du chargement. Le cône de poinçonnement est donc seul indice d'une rupture par poinçonnement (**Figure 2-10**).



**Figure 2-9** Profil de fissuration de dalles sous poinçonnement (Teng et al. 2018)



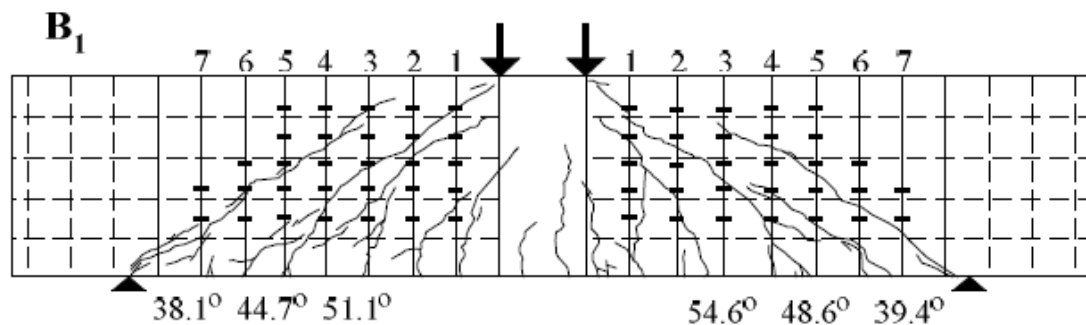
**Figure 2-10** Mécanisme de rupture (cône de poinçonnement)

Comme décrit par (NANA, 2017), le poinçonnement, tout comme la flexion sont des sollicitations qui peuvent se coupler au cisaillement et engendrer des cas de figure intermédiaires avec des profils de fissurations mixtes.

### 2.2.4 Rupture en cisaillement : influence du rapport $\frac{a_v}{d}$

En comparaison avec une rupture en flexion, la ruine par cisaillement est brutale et fragile. Celle-ci a lieu sans signe avant-coureur ce qui peut entraîner de lourds dégâts.

Typiquement, la fissuration la plus importante est diagonale, elle s'étend en général de la zone de charge vers l'appui :



**Figure 2-11** Rupture d'une poutre en béton armé avec armatures d'effort tranchant sous sollicitation d'effort tranchant (Zakaria et al., 2009 (**Zakaria et al. 2009**))

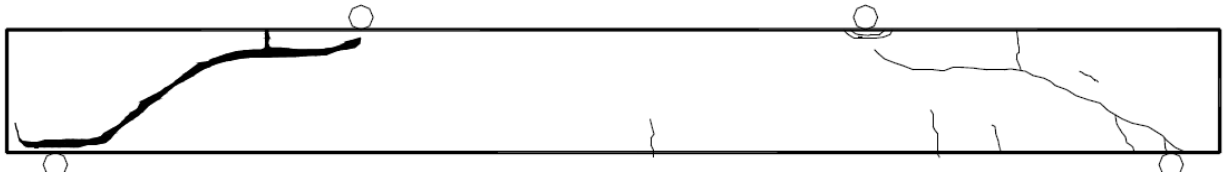
Les fissures obliques caractéristiques du cisaillement sont perpendiculaires aux contraintes de traction principales dans le béton et engendrées par celui-ci. Leurs trajectoires dépendent en revanche des mécanismes de résistance du béton et de la présence d'aciers longitudinaux ou transversaux ainsi que d'éventuelles armatures d'effort tranchant.

La **Figure 2-11** représente le schéma de fissuration d'un essai de cisaillement sur des poutres en béton armé simplement appuyées.

L'angle des fissures par rapport à l'axe horizontal diminue au fur et à mesure que l'on s'approche des appuis ceci s'explique par le double effet : augmentation de l'effort tranchant et diminution du moment fléchissant à proximité de cette zone.

En revanche, au niveau du secteur encadré par les points d'application de charges, la fissuration est verticale traduisant ainsi un moment fléchissant prépondérant. Il est important de noter également que à la suite d'une possible perte d'adhérence entre les aciers et le béton les fissures obliques ont tendance à longer les armatures de flexion à proximité de la zone d'appui (**Figure 2-12**) :





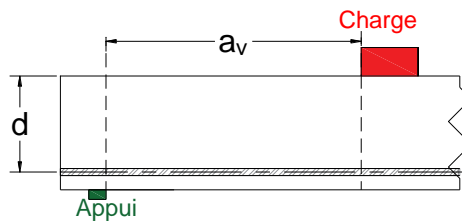
**Figure 2-12** Rupture en cisaillement d'une poutre en appui simple sous effort tranchant (Cucchiara, La Mendola, and Papia 2004)

### 2.2.5 Les mécanismes de rupture par cisaillement

Lorsqu'une structure subit une sollicitation de cisaillement, il existe un paramètre primordial qui permet de décrire le mode de rupture : il s'agit du rapport  $\frac{a_v}{d}$  tel que :

$a_v$  : distance entre nus de l'appui et de la charge.

$d$  : distance du centre de gravité des armatures tendues à la fibre la plus comprimée d'une section droite ( Roux, 2011 (Roux 2011a))



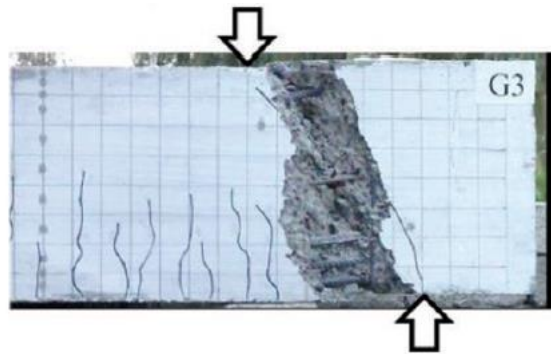
**Figure 2-13** Schéma explicatif du rapport  $\frac{a_v}{d}$

On distingue plusieurs cas de figures établis par (ASCE-ACI Committee 445 1998) selon la valeur du rapport  $\frac{a_v}{d}$  :

- $\frac{a_v}{d} < 1$  : Dans ce premier cas la distance de la charge à l'appui est faible ou l'élément en question est considéré profond. Cela conduit à ce qu'on appelle l'effet d'arche et qui est le mécanisme défini par Fenwick et Paulay (Collins, Bentz, and Sherwood 2008) et qui se résume par le transfert des charges directement en direction de l'appui à travers une bielle de compression. Plus la pente de la bielle de compression est abrupte plus le transfert de charge est important (Lantsoght, Veen, and Walraven 2012). Dans ce cas la fissure de rupture forme une ligne qui joint la zone de charge à la zone d'appui et l'origine de la rupture est souvent due à une

## Bibliographie

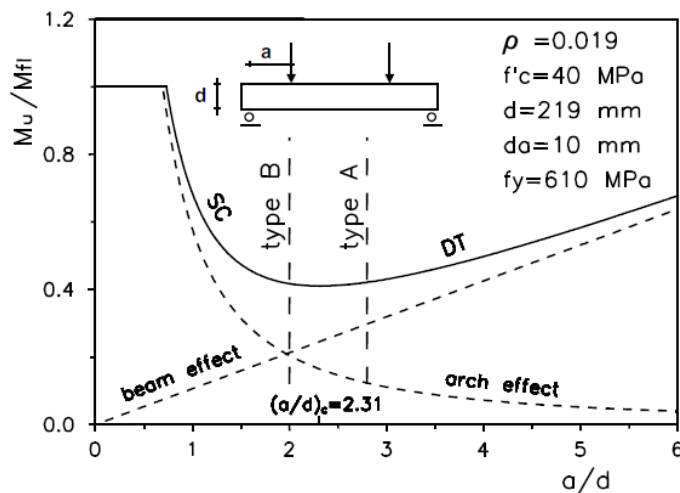
compression excessive des bielles. Ce mécanisme permet d'augmenter les charges supportées par les structures, en revanche il présente le considérable défaut de connaître les ruptures les plus brutales comme illustrée ici sur la **Figure 2-14** issue d'une campagne expérimentale du laboratoire d'ingénierie de structures de l'Université de (Ismail, Guadagnini, and Pilakoutas 2017). De plus, ce type de configuration réduit les mécanismes de résistance qui peuvent être apportés par des armatures d'effort tranchant.



**Figure 2-14** Poutre en béton armé simplement appuyée sous sollicitation d'effort tranchant avec

$$\frac{a_v}{d}(G3) = 0.91$$

- $1 < \frac{a_v}{d} < 2.5$  : Lorsque le rapport est compris entre ces deux valeurs, un mécanisme transitoire entre l'effet d'arche et l'effet poutre a lieu en particulier pour les structures de type poutres. (G. Kani 1979) a tenté de l'expliquer au travers de son diagramme (**Figure 2-15**)



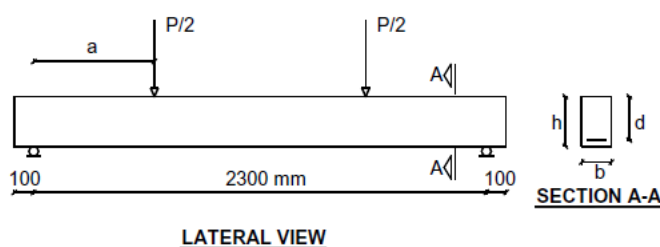
**Figure 2-15** Classification des poutres basée sur la vallée de Kani

## Bibliographie

La courbe de Kani se rapproche de la définition établie par (ASCE-ACI Committee 445 1998) et permet de connaître la zone pour laquelle on risque d'obtenir une rupture diagonale. Le rapport  $\frac{M_u}{M_{fl}}$  (moment ultime/moment de flexion) en fonction de  $\frac{a_v}{d}$  montre une valeur minimale ( $\frac{a_v}{d_c} = 2.3$ ) qui est la valeur critique située entre 2 modes de ruptures :

Pour  $\frac{a_v}{d} < \frac{a_v}{d_c}$  la rupture suit l'effet d'arche et la ruine est une rupture en cisaillement-compression.

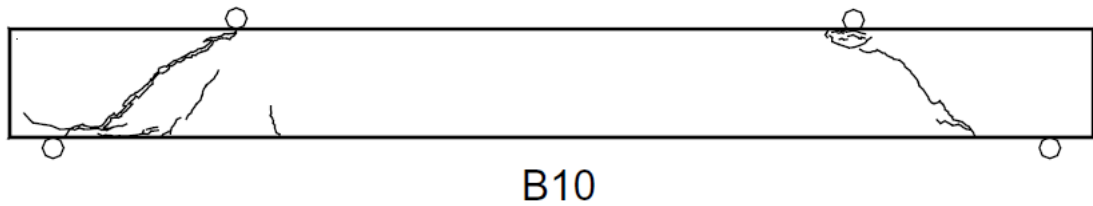
La campagne d'essais menée par (Cucchiara, La Mendola, and Papia 2004) permet de valider ces valeurs. Ainsi, une série B de poutres en béton armé est soumise à un chargement décrit sur la **Figure 2-16**. Toutes ces poutres ont un rapport  $1 < \frac{a_v}{d} = 2 < 2.3$ .



**Figure 2-16** Détails géométriques de poutres sous sollicitation d'effort tranchant

Le mode de rupture observé sur cette poutre correspond bien aux prédictions émises par Kani à savoir :

- Un effet d'arche dominant la rupture avec des fissures diagonales caractérisant le fendage du béton le long de la fissure prédominante. Après l'atteinte de la charge ultime, il a été relevé une augmentation rapide de la largeur de fissure correspondant à une perte soudaine de la capacité de résistance ne permettant aucun enregistrement significatif dans la branche post-pic de la courbe charge-flèche.
- Le profil de fissuration de la poutre B10 (**Figure 2-14**) illustre également une perte d'adhérence aciers-béton des armatures longitudinales inférieures puisque la fissure principale longe ces aciers à l'approche de la zone d'appui.



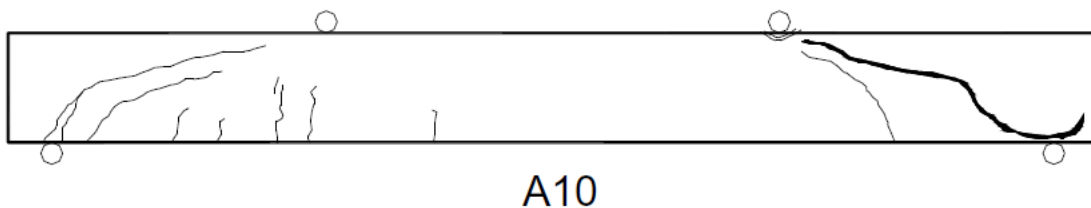
**Figure 2-17** Poutre en béton armé simplement appuyée sous sollicitation d'effort tranchant avec

$$\frac{a_v}{d}(\mathbf{B10}) = 2$$

- $2.5 < \frac{a_v}{d} < 6$  Le mécanisme prépondérant répond dans ce cas à un effet poutre où le mode d'action gouvernant est une traction diagonale où les fissures de flexion initialement près de l'appui, se propagent diagonalement en direction de point d'application de charge. Il se peut comme dans le cas précédent que la fissure s'étende également en direction de l'appui le long des armatures longitudinales.

La série A de la campagne d'essais où le rapport choisi cette fois-ci est de :  $2.5 < \frac{a_v}{d} = 2.8 < 6$  permet de valider ce cas de figure (**Figure 2-18**).

En effet, dans la poutre A10 l'effet poutre prévaut dans le mécanisme de rupture et la ruine est causée par le dépassement de la résistance en traction, suivi par des fissures inclinées qui deviennent instables et se rapprochent la zone de compression.



**Figure 2-18** Poutre en béton armé simplement appuyée sous sollicitation d'effort tranchant avec

$$\frac{a_v}{d}(\mathbf{A10}) = 2.8$$

Lorsque le rapport  $\frac{a_v}{d}$  est plus proche de 6, les fissures atteignent la zone de compression.

- $\frac{a_v}{d} > 6$  : Le seul mécanisme gouvernant est un mécanisme de poutre. Ainsi seule la traction présente dans les aciers longitudinaux (de flexion) entraîne la rupture. Le mode de ruine observé est donc celui de la flexion avec des fissures initiées sur la fibre inférieure de la structure et se propageant verticalement (Figure 2-7).

## Bibliographie

En ce qui concerne les dalles, le rapport  $\frac{a_v}{d}$  régit le mécanisme de rupture en cisaillement de manière similaire puisque la variation de ce rapport permet de d'obtenir les profils de fissurations décrit précédemment.

### 2.3 Les mécanismes de transfert et résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement des éléments dalles et poutres est régie par divers mécanismes qui jouent un rôle dans la reprise de contraintes et leur transmission vers les appuis.

Ces mécanismes travaillent en général dans la matrice complexe qu'est le béton armé. Il est important pour la suite de rappeler que le béton est physiquement composé d'un squelette granulaire et d'une matrice cimentaire lui servant de liant. D'un point de vue mécanique, le béton présente une résistance caractéristique en compression qui peut varier de 20 MPa à plus de 90 MPa pour des bétons à haute performance. En revanche, sa résistance en traction est nettement inférieure puisqu'elle présente un rapport  $\frac{f_c}{f_t} \geq 10$  (CIMbéton 2008) et les méthodes analytiques de calcul tel que l'ACI-318 (Committee 318 and Institute 2008) considèrent  $f_t \approx \sqrt{f_c}$ . Cette faiblesse conduit les constructeurs à avoir recours à des armatures en acier qui reprennent ainsi les contraintes de tension.

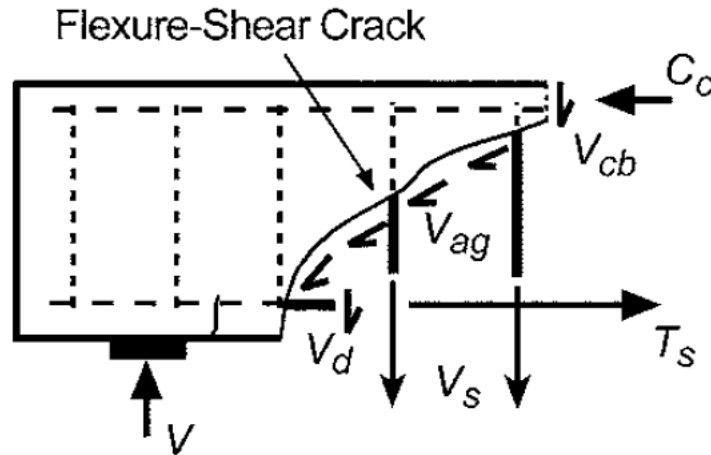
La prise du béton ainsi que ces contraintes externes conduisent à la formation de fissures qui jouent un rôle primordial dans le mécanisme de résistance au cisaillement comme cela sera détaillé par la suite (Collins et al. 1996).

Les mécanismes qui rentrent en jeu dans la résistance au cisaillement sont les suivantes (Figure 2-19) :

- La résistance du béton non fissuré au cisaillement appelée :  $V_{cz}$ .
- La résistance établie par le mécanisme des tractions résiduelles sur les fissures générées par le cisaillement/flexion :  $V_{ct}$ . Sur le schéma  $V_{ct} + V_{cz} = V_{cb}$
- La résistance générée par les armatures longitudinales à travers l'effet de goujon :  $V_d$
- L'engrainement ou imbrication des granulats :  $V_{ag}$
- L'action d'arche à travers les bielles de compression et la transmission des efforts vers les appuis :  $C_a$ .
- L'action d'arche responsable de la traction existant au niveau des aciers longitudinaux :  $T_a$

## Bibliographie

- L'action poutre  $C_b$  et  $T_b$  représentant les contraintes générées par la flexion.
- La résistance supplémentaire générée par la présence d'éventuelles armatures d'effort tranchant :  $V_s$ .
- La contribution d'un éventuel effort normal supplémentaire (précontrainte) :  $C_c$



**Figure 2-19** Les différents mécanismes de résistance au cisaillement d'une structure en béton armé avec armatures d'effort tranchant (Lubell, Bentz, and Collins 2009)

Pour des poutres sans armatures d'effort tranchant. A la suite de la formation des premières fissures de cisaillement, la littérature admet les pourcentages de contribution de chaque mécanisme suivants (Committee 426 1973) :

**Tableau 2-1** Répartition des pourcentages de contribution selon les mécanismes de résistances

Mécanisme de résistance au cisaillement	Pourcentage de contribution
Effet de goujon $V_d$	15-25%
Contribution de la zone comprimée du béton $V_{cb}$	20-40%
Engrènement des granulats $V_{ag}$	33-50%

La quantification des pourcentages a été réalisée en isolant chaque mécanisme à travers diverses études comme celle de Fenwick et Pauley (Fenwick and Pauley, 1968) pour déterminer la contribution de l'engrènement des granulats, ou encore Panda et Gangolu (Panda and Gangolu, 2017) où la contribution de l'effet de goujon varie en fonction de l'enrobage du béton, de l'état de chargement, de la présence d'armatures d'effort tranchant ou encore du taux d'armatures longitudinales. Selon Swamy et Andriopoulos (Swamy and Andriopoulos, 1974), la contribution

## Bibliographie

combinée de l'effet de goujon et des granulats atteint près de 90% de la résistance au cisaillement avec et sans armatures d'effort tranchant lorsque  $\frac{a}{d} = 2$ , elle décroît pour des valeurs de  $\frac{a}{d}$  plus élevées atteignant 50% pour  $\frac{a}{d} = 6$ .

### 2.3.1 Cas des structures sans armatures d'effort tranchant

#### 2.3.1.1 Le mécanisme de transfert du cisaillement par le béton non fissuré

Bien qu'elle fut longtemps considérée comme étant l'unique mécanisme de reprise des contraintes de cisaillement (Arthur N. Talbot 1906),(Bresler and Scordelis 1963), le béton non fissuré ne reprend que de manière limitée les contraintes de cisaillement. Dans les régions non fissurées d'un membre, la contrainte de cisaillement est transférée par les lignes de contraintes principales du béton comme présentées précédemment. L'intégration des contraintes de cisaillement sur la profondeur de la zone de compression permettent de calculer la valeur cette composante.

Dans une structure mince sans compression axiale, ce mécanisme ne contribue pas de manière significative à la capacité de l'élément à résister car la zone de compression est relativement petite (ASCE-ACI Committee 445 1998).

#### 2.3.1.2 Le mécanisme de traction individuelle sur les fissures :

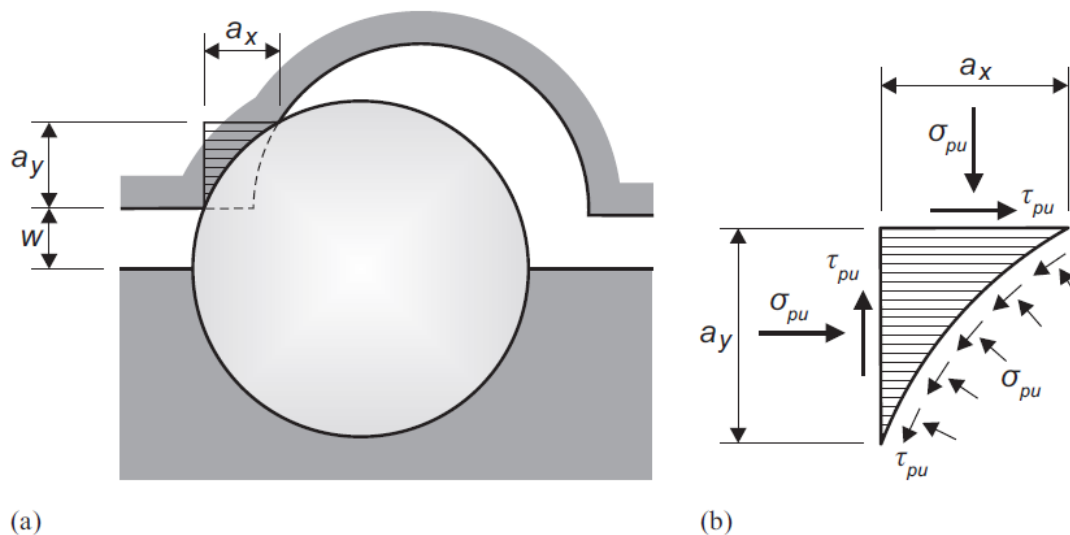
La contribution  $V_{ct}$  des contraintes résiduelles au niveau d'une fissure est basée sur l'introduction de la mécanique des fractures pour l'analyse des matériaux quasi-fragiles (A. Hillerborg, Modéer, and Petersson 1976). A travers cela il a été possible de déterminer la longueur à laquelle le béton serait capable de transférer des contraintes de traction une fois que la fissure commence à s'écarter. Ce mécanisme résulte de l'irrégularité des surfaces formant les lèvres de fissures et limite donc le glissement entre ces deux surfaces créant ainsi des contraintes verticales. Il est très présent dans des éléments peu larges mais devient moins important pour des éléments plus massifs en raison d'un effet d'échelle qui contribue à l'augmentation de l'ouverture des fissures.

### 2.3.1.3 Imbrication des granulats

L'engrènement des granulats est l'un des mécanismes de résistance du béton. Puisque la résistance de la pâte de ciment est inférieure à celle des granulats, les fissures traversent la pâte de ciment et contourne les particules des granulats. Alors, un nouveau mécanisme de résistance se met en place : la friction et la collision de ces granulats qui forment la lèvre de fissure entravent le déplacement tangentiel induit par les contraintes de cisaillement (Joost C. Walraven 1980).

La résistance au cisaillement induite par ce mécanisme dépend :

- La rugosité des surfaces de fissures qui dépend de la composition du mortier de béton (Millard and Johnson 1984).
- La nature de la roche composant ces graves : alluvions ou granulats légers (Sneed 2016).
- Les dimensions des granulats (Deng, Yi, and Tang 2017) (Bazant and Sun 1987).
- Du déplacement du cisaillement à travers la fissure (Lantsoght Eva O. L. et al. 2016), et de l'ouverture de fissure (Muttoni and Fernández Ruiz 2008b).



**Figure 2-20** a) Contact entre la matrice et les granulats b) contraintes appliquées (Joost C. Walraven 1980)



### 2.3.1.4 L'action d'arche et l'action poutre

Contrairement à l'action poutre qui est issu directement de la théorie des poutres, et pour cela a toujours été relativement bien appréhendée, l'action d'arche est reconnue comme important mécanisme de résistance au cisaillement à partir des tests réalisés par (Ockleston 1958) à Johannesburg. En effet, il a obtenu des charges ultimes 3 à 4 fois supérieures à celle prévue par la méthode des lignes de rupture ce qui laisse penser à l'existence d'un mécanisme de résistance autre que celui précédemment établi.

Les contraintes dans les poutres minces en béton armé (RC) avant fissuration peuvent être expliquées facilement par la théorie des poutres, où les contraintes de flexion varient linéairement avec la profondeur. Pour le cas des poutres minces, l'axe neutre ainsi que la longueur du bras de levier entre les contraintes de traction et de compression sont constants le long de la travée. Ceci représente le cas particulier d'une action poutre parfaite (D. Kim, Kim, and White 1999).

Cependant, prédire les contraintes dans les poutres RC fissurées par la théorie des poutres présente de sérieuses limitations : peu de temps après la formation de fissures de flexion, les contraintes ne sont plus linéaires. La distribution de la compression devient non linéaire, et la position du neutre l'axe se déplace vers le bas après des niveaux importants de déformation.

A proximité de l'appui, là où la théorie des poutres ne s'applique plus, cette la tendance est encore plus prononcée (Kim Daejoong, Kim Woo, and White Richard N. 1998). Ceci est attribué au développement de l'action de l'arche où les contraintes de compression sont directement transmises aux appuis à travers un couloir en forme d'arche appelé « bielles de compression ».

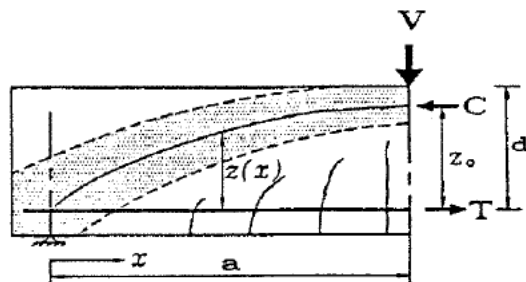


Figure 2-21 Equilibre des mécanismes poutre et arche (Kim, and White 1999)

### 2.3.1.5 Mécanisme des armatures longitudinales : l'effet de goujon

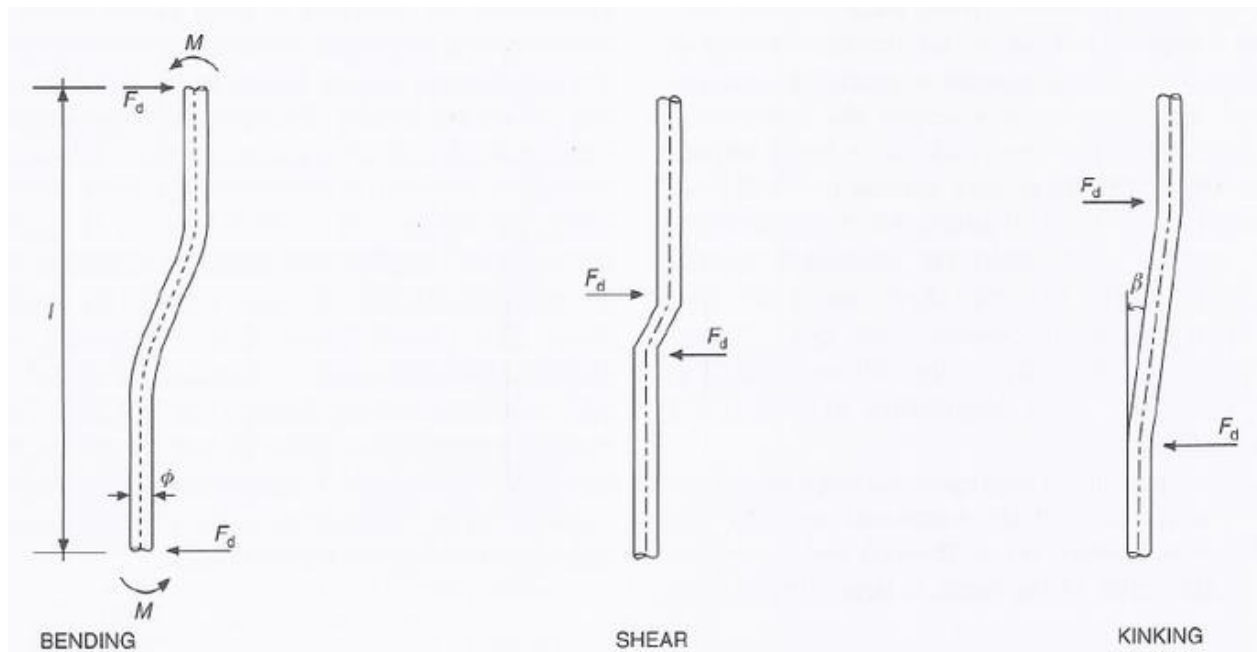
Tout comme l'engrènement des granulats, l'effet de goujon est un mécanisme de transfert du cisaillement à travers les fissures dans le béton. Selon Walraven (J. C. Walraven 1978a), la

## Bibliographie

contribution de ces deux mécanismes au à la résistance au cisaillement varie entre 50 et 90% de la résistance totale lorsqu'aucun renfort en effort tranchant n'a été rajouté.

L'action de goujon peut être définie comme la capacité des barres de flexion à transférer des forces perpendiculaires à leur axe. Cet effet se produit au fur et à mesure que les surfaces de fissures glissent. Dès lors qu'une fissure croise une armature longitudinale ou transversale, ce glissement est contrecarré en donnant ainsi lieu à l'action de goujon (N. Pavlović, Kotsovos, and Jeli 1999). Ainsi la longueur libre de la barre située au niveau de la fissure est déformée selon 3 possibles mécanismes (Paulay, Park, and Phillips 1974) :

- La flexion : la capacité du mécanisme est limitée par la formation de rotules plastiques dans la barre.
- Le cisaillement : Transfert de charge par cisaillement pur.
- Le pliage : il y a décalage important entre les deux axes de la barre principale, la force axiale dans la partie déviée localement entraîne une composante perpendiculaire à l'axe de la barre.



**Figure 2-22** Les différents mécanismes de l'action poutre selon Paulay et al (Paulay, Park, and Phillips 1974)

### 2.3.2 Cas des structures avec armatures d'effort tranchant

Dans cette partie, le mécanisme de résistance au cisaillement des armatures d'effort tranchant est mis en évidence. L'objectif est de démontrer la complexité du mécanisme qui résulte des interactions qu'il peut avoir avec les autres modes de résistances au cisaillement. L'étude se consacrera essentiellement au cas des épingles.

Lorsqu'un élément est soumis à du cisaillement, le béton seul non fissuré reprend ces contraintes. Quand la contrainte de traction présente dans le béton devient plus grande que la résistance caractéristique du matériau en traction, des fissures verticales de flexion se créent suivies par des fissures inclinées de cisaillement. Ce n'est qu'à ce moment-là que les armatures d'effort tranchant sont activées et qu'elles reprennent les contraintes à travers plusieurs mécanismes.

On distingue 5 types de mécanismes à travers lesquels les armatures d'effort tranchant participent à la résistance au cisaillement :

- La résistance intrinsèque des armatures d'effort tranchant.
- L'amélioration du mécanisme de transfert des contraintes de tractions résiduelles dans le béton.
- La consolidation du mécanisme de goujon.
- Le renforcement du mécanisme d'engrènement des granulats.
- L'augmentation de la ductilité de la structure.

#### 2.3.2.1 Mécanisme de résistance propre aux armatures d'effort tranchant (épingles)

Historiquement, le rôle des armatures d'effort tranchant dans une structure en béton armé a toujours été assimilé à celui d'un treillis. Cette analogie est la base des modèles de calculs réglementaires. Les procédures de dimensionnement actuelles estiment la capacité au cisaillement ultime des poutres minces en B.A avec épingles,  $V_u$  en simplement ajoutant la contribution du béton à celle des épingles :

$$V_u = V_c + V_s$$

$V_s$  est simplement déterminé en se basant sur le modèle treillis parallèle avec 45% d'inclinaison des fissures de cisaillement :

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} = \rho_v f_y b_w d$$

## Bibliographie

Les études expérimentales de Mphonde (Mphonde, 1989), Russo et Puleri (Russo and Puleri, 1997) ont montré que l'ajout d'épingles améliorerait la résistance du béton au cisaillement et souvent conduisait à une valeur de  $V_c$  plus importante que celle calculée par les considérations d'équilibre du modèle treillis 45°.

Chana (Chana, 1987) a suggéré que le mécanisme de rupture en cisaillement des poutres en B.A avec armatures d'effort tranchant est fondamentalement différent de celui des poutres non renforcées en effort tranchant, et c'est pour cela que  $V_c$  et  $V_s$  influent l'un l'autre.

En ajoutant simplement ces paramètres pour déterminer la résistance au cisaillement nominale des poutres en B.A avec épingles peut induire une erreur significative et n'a pas encore été prouvée valide.

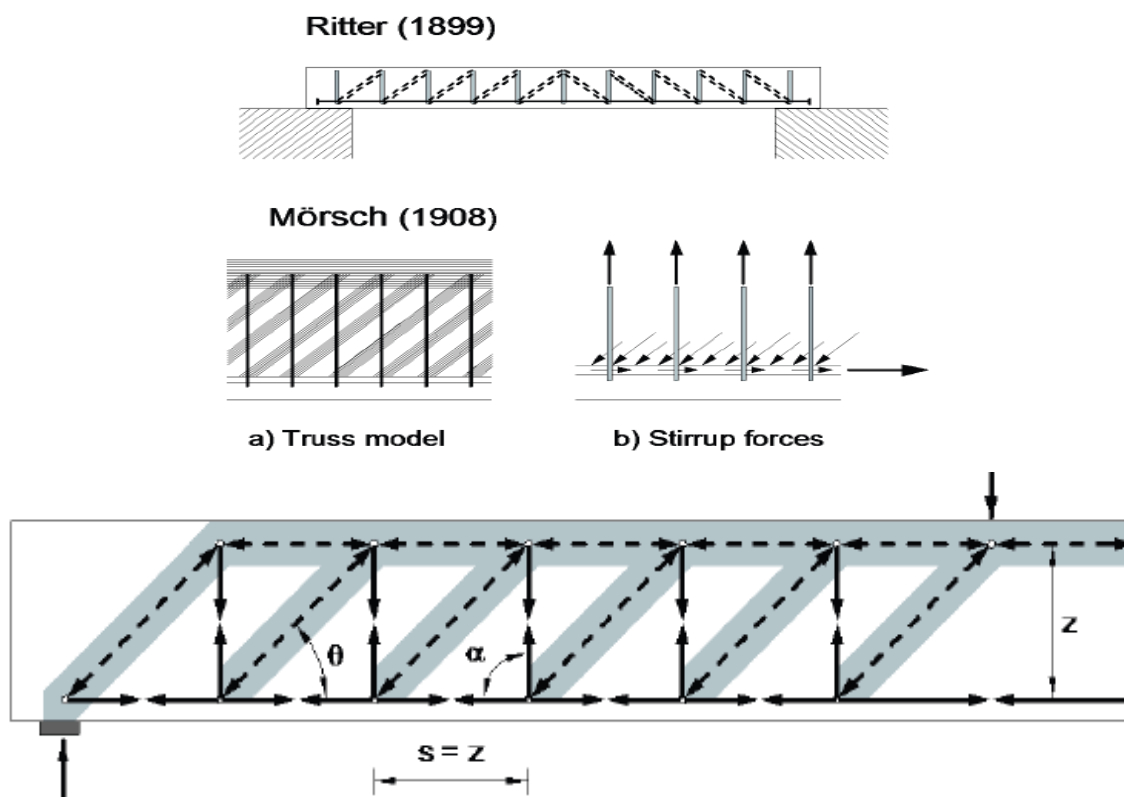


Figure 2-23 Les modèles de treillis de Mörsch et Ritter (Grandić, Šćulac, and Štimac Grandić 2015)

Néanmoins, le modèle actuel permet de valider le premier rôle des épingles à savoir la liaison entre la traction des aciers longitudinaux et la compression du bloc de béton en flexion et

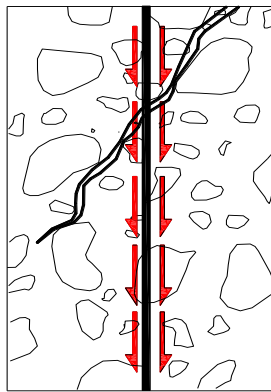
## Bibliographie

assure que ces deux aspects agissent en un unique bloc (Collins (Collins, Bentz, and Sherwood 2008)).

Dans la suite, l'implication des épingles dans les différents mécanismes de résistance au cisaillement est mise en évidence.

### 2.3.2.2 Soutien au mécanisme de transfert des tractions résiduelles dans le béton

Les épingles ont une rigidité près de 100 fois supérieure à celle du béton ce qui leur permet de maintenir les ouvertures de fissures et ainsi préserver le transfert de traction à travers le béton (Bazant and Sun 1987).

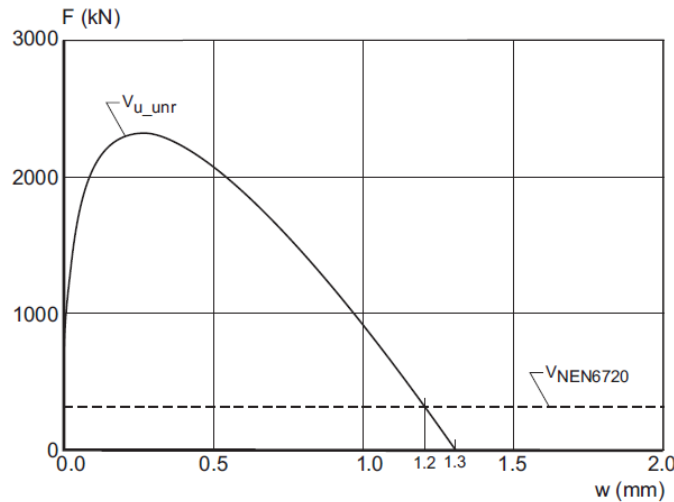


**Figure 2-24** Influence des épingles sur le mécanisme de transfert des tractions résiduelles dans le béton

### 2.3.2.3 Soutien à l'engrènement des granulats

L'engrènement des granulats nécessite une ouverture de fissure limitée. En effet, selon le comité de recherche néerlandais d'ingénierie civile (NEN Committee 351001 1995), l'engrènement des granulats perd toute influence dès lors que l'ouverture de fissure dépasse 1.3 mm (Bazant and Sun 1987) (**Figure 2-25**).

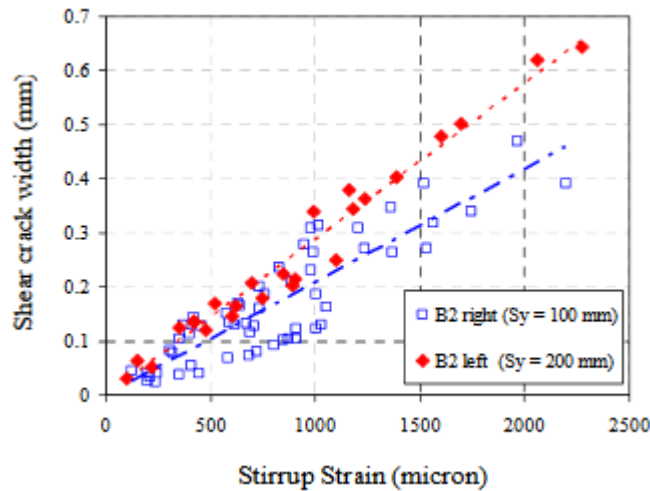
## Bibliographie



**Figure 2-25** Courbe montrant l'évolution de la résistance au cisaillement due à l'engrènement des granulats dans un béton sans armatures en fonction de l'ouverture de fissure (**NEN Committee 351001 1995**)

Les armatures d'effort tranchant, en particulier les épingles, jouent ce rôle de couture qui permet de mieux contrôler l'ouverture des fissures.

Une étude a été menée dans ce sens. Il s'agissait de connaître l'impact de l'espacement des épingles sur la largeur des fissures de poutres soumises au cisaillement (ZAKARIA, 2009). Les résultats de la campagne expérimentale démontrent que pour une même déformation mesurée au niveau des épingles, l'ouverture des fissures décroît à mesure que l'espacement entre les épingles diminue. Ainsi, plus l'espacement entre les épingles est réduit (taux d'armatures d'effort tranchant plus élevé), plus la zone de béton contrôlée par chaque épingle est petite : effet de confinement créé entre l'épingle et le béton environnant. Ainsi l'ouverture des fissures est mieux limitée.



**Figure 2-26** Effet de l'espacement des épingles sur l'ouverture de fissures: en bleu l'espacement choisi est de 100 mm et en rouge l'espacement choisi est de 200mm

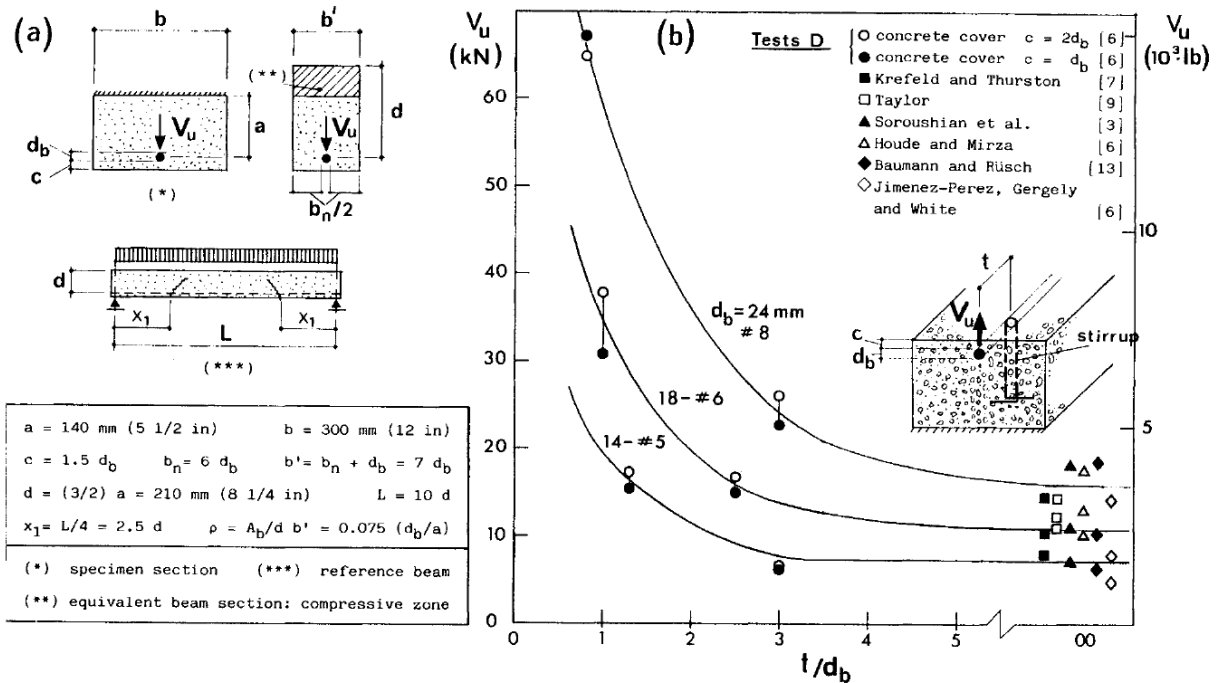
#### 2.3.2.4 Soutien à l'effet de goujon

Les armatures de cisaillement soutiennent également l'effet de goujon initié par les armatures longitudinales. Selon Bazant et Sun (Bazant and Sun, 1987), les épingles soutiennent les armatures longitudinales et empêchent le béton de se fracturer tout au long de la barre.

Plusieurs campagnes d'essais ont été réalisées sur des poutres soumises à un chargement uniforme pour prouver l'influence des épingles sur l'effet de goujon (Poli, Prisco, and Gambarova 1993). La technique utilisée consistait en la mesure de la contrainte de traction verticale appliquée par l'armature longitudinale  $V_u$  (équivalent l'effet de goujon) à différentes distances « t » de la première épingle. La **Figure 2-27** traduit les résultats de ces tests.

La courbe obtenue démontre la forte influence que peut avoir une épingle à proximité du plan de cisaillement, sur l'effet de goujon. Ainsi, en augmentant le confinement du béton, les épingles l'empêchent de se désolidariser de l'armature longitudinale. Toutefois, on peut remarquer aussi que l'influence est rapidement amortie avec la distance, ainsi un espacement des épingles trop important rendrait ce mécanisme négligeable.

## Bibliographie



**Figure 2-27** Evolution de l'effet de goujon en fonction du rapport  $t/d_b$  avec  $t$  la distance à la première épingle et  $d_b$  le diamètre de l'armature longitudinale (Poli, Prisco, and Gambarova 1993)

### 2.3.2.5 Influence des armatures d'effort tranchant sur la ductilité des structures

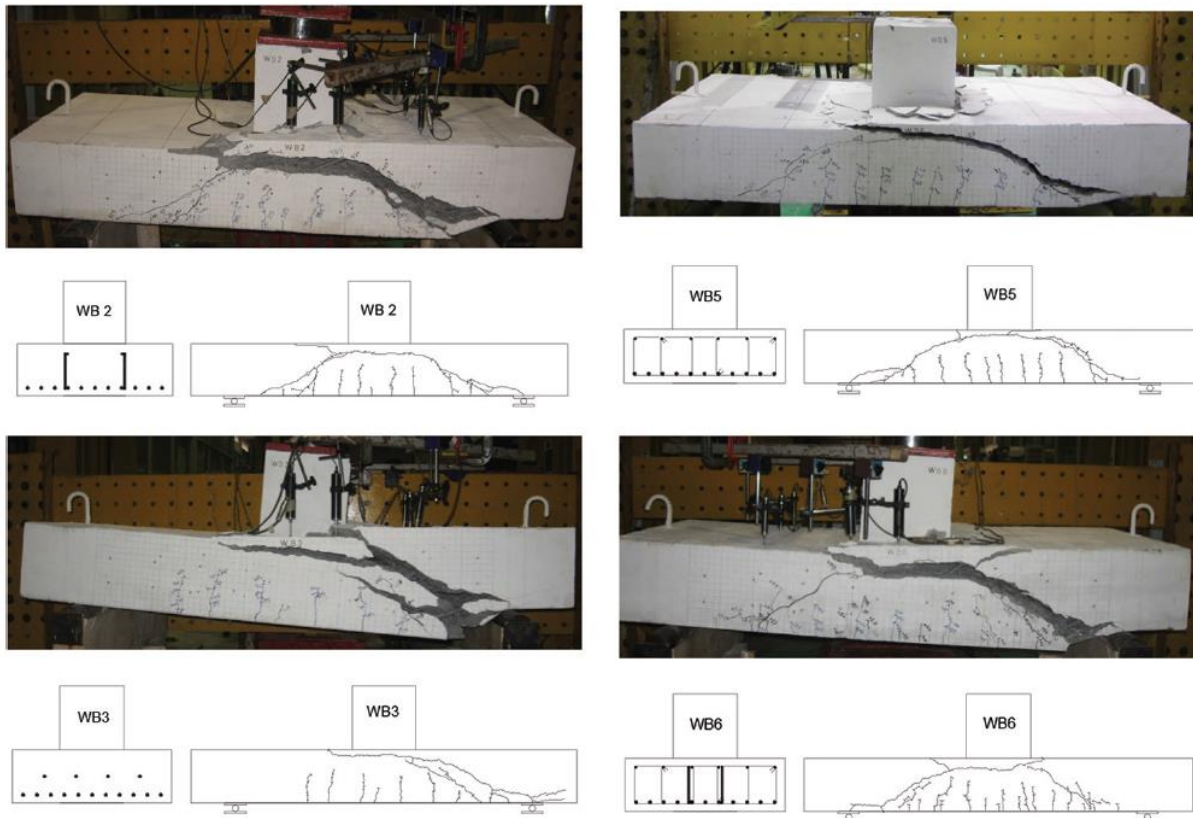
Les épingles apportent un dernier mécanisme de résistance au cisaillement qui est l'amélioration de la ductilité de la structure (Said and Elrakib 2013). Cet avantage est primordial puisque les ruptures en cisaillement sont fragiles et brutales tandis qu'un comportement ductile laisse place à des déformations importantes et une meilleure absorption d'énergie (Husain and Eisa 2017).

#### 2.3.2.5.1 Influence sur le profil de fissuration

En ajoutant des renforts verticaux comme les épingles, les ouvertures de fissures sont limitées et leur propagation est plus homogène offrant un profil comportant des fissures plus nombreuses et plus étroites ce qui augmente la ductilité de la structure comme suggéré par Tompos (Eric J. Tompos and Robert J. Frosch 2002) et Mohammadyan-Yasouj (Mohammadyan-Yasouj et al. 2015).



## Bibliographie

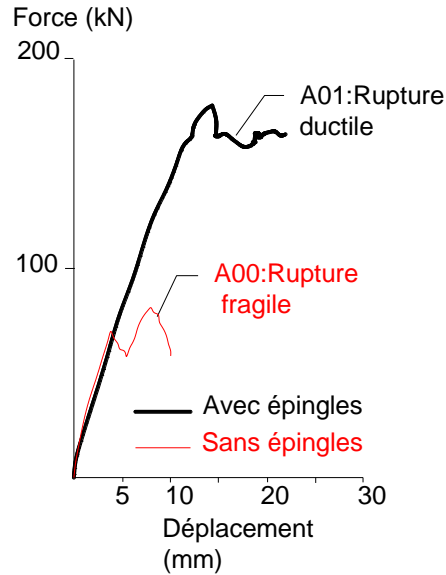


**Figure 2-28** Profil de fissuration poutres larges sous chargement de cisaillement avec différentes dispositions d'armatures d'effort tranchant (Mohammadyan-Yasouj et al. 2015)

### 2.3.2.5.2 Influence sur les déformations

La ductilité se manifeste par d'importants déplacements (déformations) avant la rupture. Plusieurs campagnes expérimentales sur poutres et dalles ont comparés le comportement des structures soumises à du cisaillement avec et sans épingles (Husain and Eisa 2017), (Wu Yu-Fei and Hu Biao 2017), (Cucchiara, La Mendola, and Papia 2004), (N. M. Hawkins 1974) etc... Ils obtiennent des courbes charges-déformations où les structures avec épingles connaissent d'importantes déformations sans augmentation de charge à proximité de la rupture. A l'inverse des structures sans épingles où la rupture est tout à fait brutale.

Ainsi, l'ajout d'épingles améliore de façon certaine la ductilité des structures.



**Figure 2-29** Courbes charge-flèche de deux poutres similaires telles que : A00 est sans épingle et A01 avec épingles (Cucchiara, La Mendola, and Papia 2004)

### 2.4 Les paramètres influençant la résistance en cisaillement

Les mécanismes qui régissent le cisaillement, interviennent à l'aide de paramètres quantifiables dont la variation entraîne l'augmentation ou la diminution de la résistance au cisaillement et par la même occasion le taux de contribution du mécanisme à celle-ci.

Il existe plusieurs paramètres qui influencent la résistance en cisaillement. Ils interviennent d'ailleurs dans les mécanismes de cisaillement décrits précédemment. Les plus importants paramètres listés par la littérature sont les suivants :

- La résistance caractéristique du béton en compression.
- Le taux d'armatures longitudinales et transversales.
- L'effet d'échelle et le rapport  $a/d$ .
- La largeur des spécimens
- La taille des granulats à travers le mécanisme d'engrènement des granulats
- Les armatures d'effort tranchant y compris le type de renforts, leur espacement et leur taux à travers le mécanisme de goujon.
- L'effort normal de compression ou de traction.

### 2.4.1 La résistance du béton en compression

La résistance en compression du béton en elle-même a peu d'influence sur la résistance au cisaillement du béton. Etant largement supérieure à la résistance en traction, elle n'est pas responsable de l'apparition des fissures de cisaillement qui sont induites par des contraintes de tractions inclinées. Malgré cela, la plupart des codes réglementaires s'appuient sur cette valeur pour calculer la résistance au cisaillement d'un élément en raison de la difficulté de réaliser des essais de traction directe ainsi que l'incertitude intrinsèque à la détermination de la résistance en traction du béton (Song et al. 2010).

A titre d'exemple l'Eurocode2 admet la valeur  $\sqrt[3]{f_c}$  comme valeur équivalente à la résistance en traction. Celle-ci est basée sur une étude de fréquence relative des paramètres de cisaillement réalisée par König et Fisher (European Concrete Platform ASBL 2008). Ce travail s'est d'ailleurs fondé sur une base de données de plus de 170 tests sur poutre sans armatures d'effort tranchant, tandis que l'ACI 318-14 (Committee 318 and Institute 2008) considère plutôt la valeur  $\sqrt{f_c}$  en se basant aussi sur des résultats semi-empiriques de plus de 200 tests de poutres rectangulaires dont les travaux de Moody et al. (Moody et al. 1954) (Moody et al. 1955) et de Morrow et al. (Morrow and Viest 1957).

Dans la suite quelques résultats et conclusions issues de différentes campagnes expérimentales sont présentées dans le but d'évaluer l'influence de la résistance caractéristique du béton sur le cisaillement :

**Les travaux de Moody et al** (Moody et al. 1954), (Moody et al. 1955), (R. C. Elstner et al. 1955), (Moody and Viest 1955)

Une campagne expérimentale menée par Moody et Viest a été réalisée au milieu des années 1950 sur près de 136 poutres afin de tester les rôles de différents paramètres dont la résistance en compression du béton (**Figure 2-30**).

Les résultats des essais témoignent que l'augmentation de la résistance en compression a de l'influence lorsque celle-ci demeure inférieure à environ 25 MPa (4000 Psi). Cette valeur représente actuellement une résistance en compression courante dans le génie civil et employer des résistances plus faibles est plutôt rare. De ce fait, selon Moody, augmenter la résistance en

compression des éléments de génie civil contemporains ne permettrait pas d'améliorer la résistance au cisaillement.

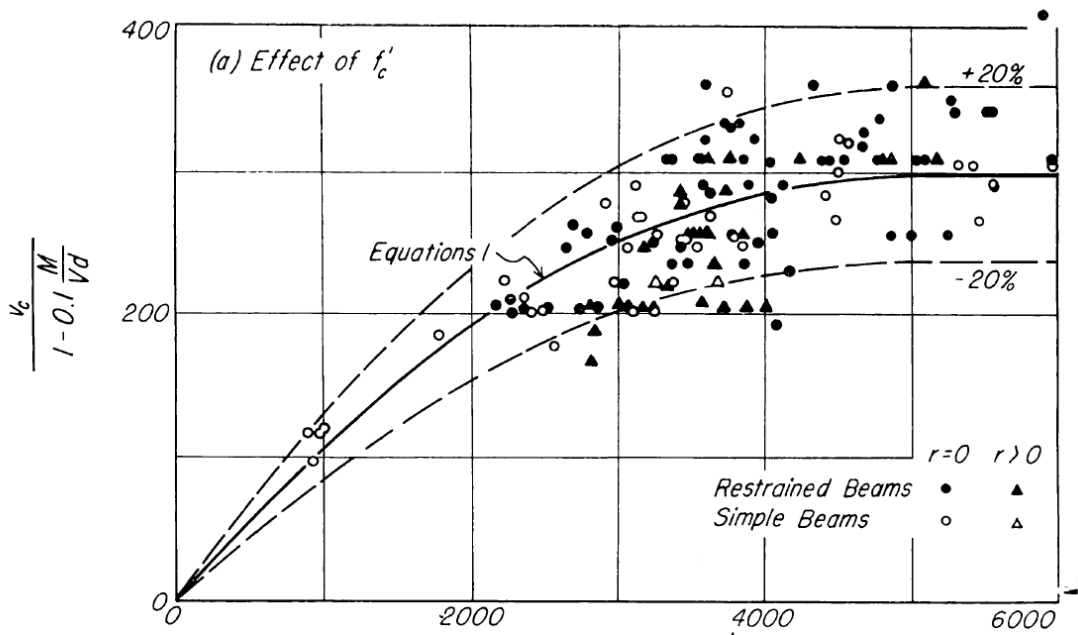


Figure 2-30 Résistance au cisaillement des poutres en fonction de la résistance en compression en Psi<sup>1</sup>

**Les travaux de Sarsam et al** (Sarsam and Al-Musawi 1992)

Des poutres en béton armés avec épingles dont la résistance caractéristique du béton varie entre 39 MPa et 80 MPa ont été testées sous sollicitation d'effort tranchant. Le **Tableau 2-2** détaille les charges maximales obtenues dans chaque test. L'augmentation de la résistance au cisaillement suite à l'utilisation d'un béton haute performance est très faible dans le cas des poutres AL2W et AL2H puisqu'elle ne dépasse pas 7%. Le cas des poutres AS3-N et AS3-H confirme cette tendance, puisque l'utilisation d'un béton à résistance normale ou un BHP n'affecte pas la résistance au cisaillement : la variation est nulle cette fois-ci.

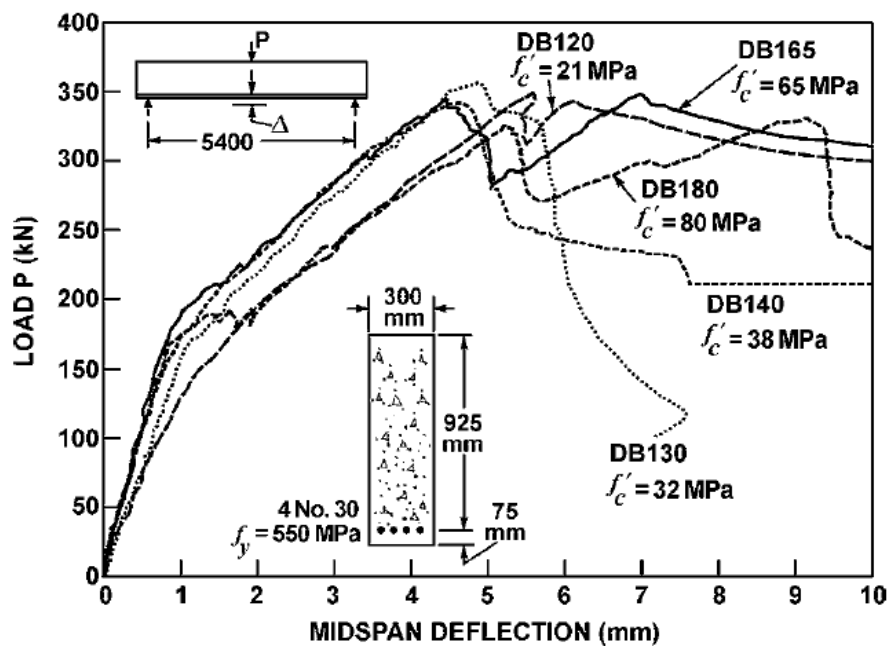
<sup>1</sup> 2000 Psi  $\cong$  27.5 MPa

**Tableau 2-2** Les résultats expérimentaux des travaux de Sarsam et al. (Sarsam and Al-Musawi 1992)

Poutre	$d$ (mm)	$\frac{a}{d}$	$f'_c$ (MPa)	As (mm <sup>2</sup> )	$\rho_w$	s (mm)	$V_{test}$ (kN)
AL2-W	235	4	40.4	943	0.0223	150	114.7
AL2-H	235	4	75.3	943	0.0223	150	122.6
AS3-N	235	2.5	40.2	943	0.0223	100	199.1
AS3-H	235	2.5	71.8	943	0.0223	100	199.1

**Les travaux de Angelakos et al** (Angelakos, Bentz, and Collins 2001)

Les travaux d'Angelakos s'accordent avec celles de Sarsam dans la mesure où augmenter la résistance en compression du béton n'influe pas sur la résistance au cisaillement dans une structure, ceci va d'ailleurs à l'encontre des codes analytiques qui prennent en compte ce paramètre dans leurs formules respectives.



**Figure 2-31** Courbes charge-flèche de poutres avec différentes résistances en compression du béton  
( $a/d=2.75$ )

## Bibliographie

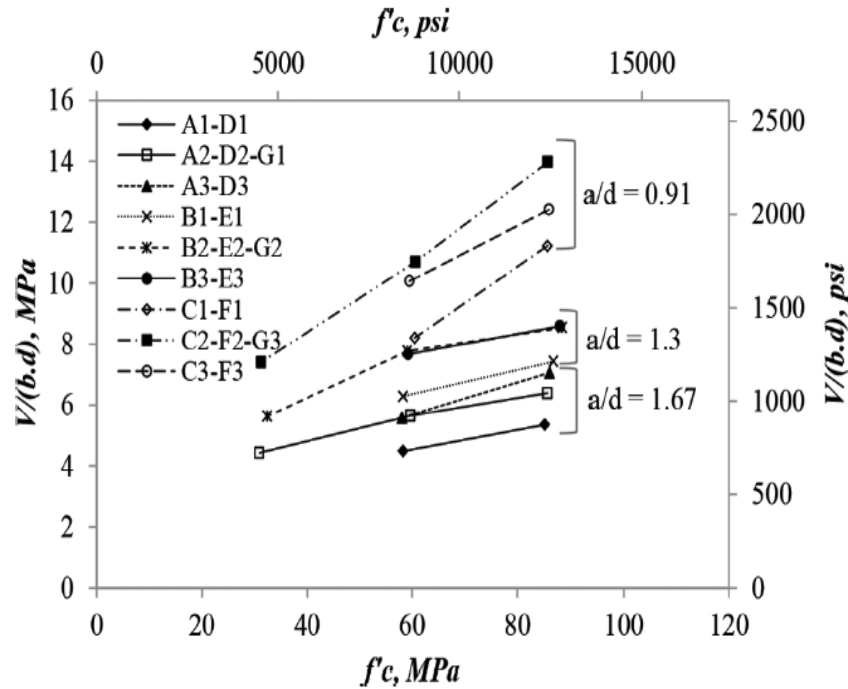
D'autre part, les BHP sont connus pour leur faible porosité qui leur confère une meilleure résistance en compression. De ce fait, selon Nana (NANA, 2017), l'engrènement des granulats est diminué et sa contribution est substituée partiellement par la résistance augmentée en compression du béton.

### **Les travaux de Ismail et al (Ismail, Guadagnini, and Pilakoutas 2017)**

Les essais supervisés par Ismail et al consistaient en des tests de chargement en cisaillement de poutres profondes ( $a/d < 2.5$ ). Les résultats de ses essais sont résumés dans la Figure 2-32.

A l'inverse des résultats d'Angelakos et de Sarsam, les travaux d'Ismail montrent une réelle influence de la résistance en compression du béton sur la résistance en cisaillement. Cependant, ces conclusions ne sont pas contradictoires avec celles obtenues précédemment. En effet, il est intéressant de noter qu'au regard des études précédentes, les tests étaient réalisés sur des poutres avec un rapport  $\frac{a}{d} \geq 2.5$ . Ceci n'est pas le cas ici. On remarque d'ailleurs sur la Figure 2-32, que plus le rapport  $a/d$  est faible plus l'influence de la résistance en compression est importante. De surcroît, dans les cas de poutres profondes, le mécanisme de cisaillement prioritaire est celui d'effet d'arche. Par conséquent, les contraintes de compression excessives contribuent à la ruine de la structure.

En résumé, les différents travaux analysés tendent en général à vouloir négliger l'influence de la résistance en compression du béton au profit d'autres mécanismes. Ceci demeure vrai lorsque le rapport  $a/d$  est suffisamment élevé. Lorsque le rapport  $a/d$  devient très inférieur à 2, cette supposition n'est plus valable et la résistance en compression du béton a une réelle influence sur la résistance au cisaillement de la structure en question.



**Figure 2-32** Variation de la charge de rupture en fonction de la résistance en compression du béton (Ismail, Guadagnini, and Pilakoutas 2017)

## 2.4.2 Le taux d'armatures longitudinales et transversales

### 2.4.2.1 Les armatures longitudinales

Les armatures participent au mécanisme de résistance au cisaillement à travers l'effet de goujon. Le sachant, il est intéressant de déterminer l'influence de ces aciers par leur taux d'armatures sur la résistance ultime au cisaillement ainsi que sur les déformations et déplacements de la structure.

L'action des armatures longitudinales sur la résistance au cisaillement a fait l'objet de divers travaux :

#### **Les travaux de Stuttgart** (Leonhardt, 1962)

Les tests de Stuttgart de cisaillement réalisés en 1961, consistent en 14 bandes de dalles testées sans armatures d'effort tranchant. Les essais visent à déterminer l'influence de la disposition des armatures longitudinales sur le cisaillement pour un taux de renforcement constant. L'étude conclue que la distribution des aciers longitudinaux sous forme de barres plus fines et moins

## Bibliographie

espacées est plus favorable que le cas d'aciers aux diamètres plus conséquents mais plus espacés parce que cela permet de réduire l'ouverture de fissure mais également d'augmenter la résistance au cisaillement.

**Les travaux de Lubell** (Lubell Adam S., Bentz Evan C., and Collins Michael P. 2009)

La campagne d'essais présente des éléments de type poutres et poutres larges avec des taux, sections et résistance élastique et plastique des aciers longitudinaux qui varient. Les spécimens ont été soumis à des essais de flexion 3 points en appui simple.

**Tableau 2-3** Données expérimentales des poutres testées par Lubell (Lubell Adam S., Bentz Evan C., and Collins Michael P. 2009)

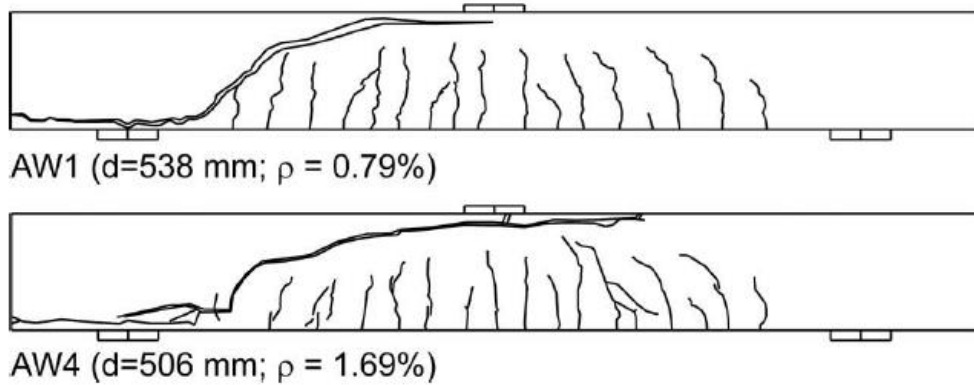
Poutre	bw (mm)	d (mm)	w/d	h (mm)	L (mm)	a/d	$\rho_1$ (%)	fc (MPa)	Vu (kN)
AY1	249	434	0.57	467	2600	3.00	0.328	40.7	85
AT-2/250B	252	439	0.57	471	2600	2.96	0.904	38.5	113
AX7	704	287	2.45	335	2080	3.62	1.04	41.0	249
AX6	703	288	2.44	338	2080	3.61	1.73	41.0	281
AW1	1170	538	2.17	590	3700	3.44	0.79	36.9	585
AW4	1168	506	2.31	590	3700	3.66	1.69	39.9	716

A l'issu de ces tests Lubell a réalisé les observations suivantes :

- Tous les spécimens connaissent un mode de rupture en cisaillement. La différence entre eux réside dans la forme de la surface de rupture en cisaillement. Dans les dalles avec un espacement faible entre les armatures, la surface de rupture est pratiquement cylindrique et uniforme. Les dalles avec un espacement important entre les aciers ont une surface de rupture plus irrégulière avec des bosses et des creux tout le long. Dans ce cas précis, la surface de rupture est résultat d'une formation d'un mécanisme 3D crée par les bielles d'avantage inclinées pour atteindre les armatures longitudinales. Cet effet produit une augmentation de la zone de rupture et de l'engrènement des granulats.

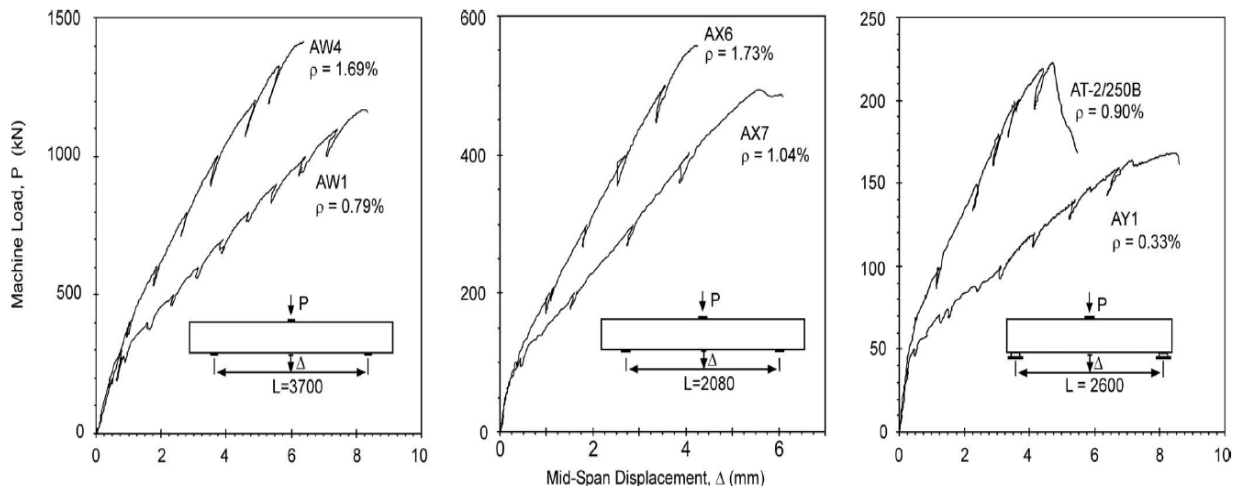


## Bibliographie



**Figure 2-33** Profil de fissuration en fonction du taux d'armatures longitudinales

- Plus le taux d'armatures longitudinales est faible plus les fissures de flexion apparaissent tôt. Ces poutres-là, ont un comportement moins rigide et une flèche plus importante à la rupture. Ceci est lié à la propagation des fissures de flexion qui est requise pour atteindre l'équilibre de résistance entre le bloc de compression et la traction dans les aciers (**Figure 2-33**).
- Un taux d'armatures longitudinales plus élevé conduit effectivement à une résistance au cisaillement plus élevée. Ceci est vérifié dans le cas où on augmente la section des aciers tout comme celui où on réduit la largeur de poutre (Figure 2-34).

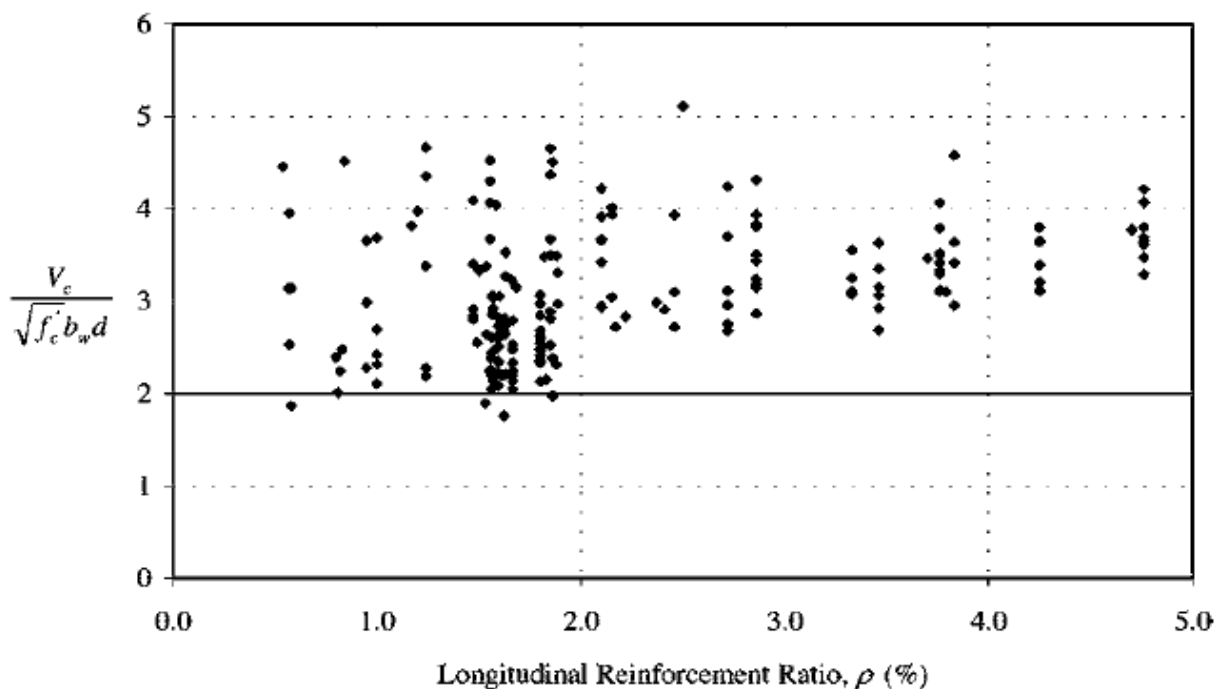


**Figure 2-34** Courbes charge-flèche des différentes poutres testées en cisaillement (**Lubell Adam S., Bentz Evan C., and Collins Michael P. 2009**)

**Les travaux de Tompos** (Eric J. Tompos and Robert J. Frosch 2002)

Dans son article, Tompos rassemble les données test ayant permis l'élaboration du code ACI 318-02.

Il s'agit d'une composition de résultats de 194 tests sur poutres rectangulaires. Malgré cela, les données ne semblent pas représentatives de la réalité. En effet, alors que 1% de renforcement longitudinal est commun dans le génie civil, moins de 10% des données d'essai originales provenaient de poutres avec 1% ou moins d'armatures longitudinales. En outre, parmi les poutres avec 1% ou moins d'aciers longitudinaux, il y a eu un unique cas de rupture avec une résistance inférieure à  $2\sqrt{f'_c}b_wd$



**Figure 2-35** Résistance en cisaillement de poutres rectangulaires en fonction du taux d'armatures longitudinales

En vue des défauts de représentativité de ces essais, Tompos se base sur des études plus récentes pour établir une nouvelle base de données à partir de 18 sources ((Collins and Kuchma 1999),(Zdenek and T. Kazemi 1991),(Frosch 2000), (Rajagopalan and Ferguson 1968) etc...). Ces données provenaient de poutres rectangulaires en appui simple, soumises à une charge concentrée ou répartie, et poutres avec et sans armatures d'effort tranchant. En limitant la résistance en

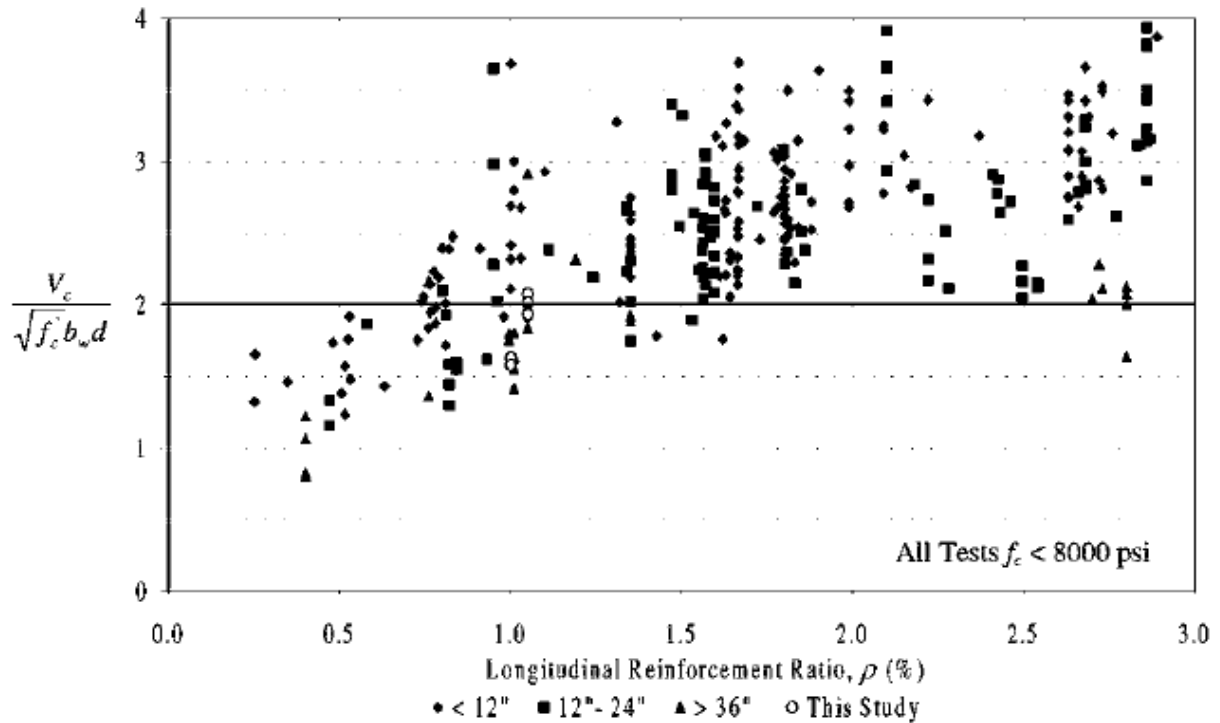
## Bibliographie

compression du béton à environ 55 MPa et en excluant des valeurs de  $a/d < 2.5$  il évite les cas des poutres avec un potentiel transfert du cisaillement par l'intermédiaire de l'action d'arche.

Tous les spécimens inclus ont connu une rupture en cisaillement. L'ensemble des données comprend 414 résultats de tests. Les données sont triées suivant la hauteur utile.

Plusieurs observations peuvent être faites à partir de la **Figure 2-36**. La plus évidente étant l'effet indésirable que le taux d'armatures longitudinales inférieur à 1% a sur la résistance au cisaillement : on note une importante réduction de la résistance au cisaillement dès l'instant où le taux d'armatures passe en dessous de la barre d'environ 1.25%. La **Figure 2-36** indique également que l'effet préjudiciable des faibles taux d'armatures longitudinaux est exacerbé par la taille de la poutre. Dans l'ensemble, des poutres plus profondes, représentées par les points triangulaires, ont les résistances de cisaillement les plus basses.

Ainsi il apparaît qu'une hauteur utile importante induit une diminution drastique de la résistance au cisaillement en raison de l'effet d'échelle. De surcroît, les résistances de cisaillement les plus faibles ont été relevées sur les spécimens les moins élancés avec une résistance au cisaillement inférieure à  $\sqrt{f'_c} b_w d$ . Enfin il est nécessaire de noter que, bien que l'effet d'échelle soit observé sur la **Figure 2-36**, une importante dispersion existe dans les données. Ce faisant, l'influence des armatures longitudinales sur la résistance au cisaillement n'est plus à prouver.



**Figure 2-36** Résistance en cisaillement de poutres rectangulaires en fonction du taux d'armatures longitudinales et de la hauteur utile de la poutre avec : points losanges  $d < 300$ mm, points carrés  $300 < d < 600$ mm, points triangles  $d > 900$ mm

En résumé, l'analyse de ces deux campagnes d'essais permet d'établir les conclusions suivantes :

- L'augmentation du taux d'armatures longitudinales permet en effet d'observer une amélioration de la résistance au cisaillement notamment grâce à l'effet de goujon.
- Le taux d'armatures longitudinal et la disposition de ces armatures participent à l'allure du profil de fissuration. Une répartition dense des armatures permettrait d'obtenir des fissures de flexion plus nombreuses et plus fines ainsi qu'une surface de rupture plus nette.
- L'effet d'échelle a une réelle influence sur l'efficacité du mécanisme de résistance au cisaillement des aciers.

### 2.4.3 L'influence de la taille des granulats

L'engrènement des granulats est l'un des mécanismes principaux de résistance au cisaillement. Cela a été vérifié à maintes reprises à l'aide différentes campagnes d'essais. A titre d'exemple, en introduisant des fissures prééglées avec des largeurs différentes à l'aide de tôles minces, Fenwick et Paulay (Fenwick and Pauley 1968) ont observé une réduction de la résistance au cisaillement due à l'absence d'engrènement des granulats lorsque la largeur de la fissure augmente. Taylor (Taylor 1972) a mesuré le déplacement à travers les fissures de cisaillement pendant le chargement à l'aide d'une rosette de jauges de contraintes, et a conclu que la contribution de l'imbrication des granulats était relativement plus grande que les autres actions.

De ce fait, il est important de déterminer l'influence de la taille des granulats sur la résistance au cisaillement.

Plusieurs campagnes expérimentales ont été menées à ce dessein :

**Les travaux de Qing Deng et al.** (Deng, Yi, and Tang 2017)

Qing et son équipe ont testé plusieurs poutres sous sollicitation d'effort tranchant dans le but d'obtenir des ruptures en cisaillement. Dans leur étude ils ont utilisé différentes tailles maximales de granulats pour quantifier l'effet de ce paramètre sur la résistance au cisaillement. Ils ont également fait varier le rapport  $a/d$  et la longueur de poutre. Tous les autres paramètres sont identiques y compris la section transversale (Taylor, 1972) . Les poutres utilisées ne contiennent pas d'armatures d'effort tranchant.

**Tableau 2-4** Données expérimentales et résultats des essais (Deng, Yi, and Tang 2017)

Série	Spécimen	$\frac{a}{d}$	$a_g(\text{mm})$	$d(\text{mm})$	$L(\text{mm})$	$a(\text{mm})$	$V_{cr}(\text{kN})$	$V_u(\text{kN})$
N°1	B2.2-10-1	2.2	10	360	2000	800	63.0	101.5
	B2.2-20-1		20	360	2000	800	61.0	101.5
	B2.2-31.5-1		31.5	360	2000	800	81.4	108.0
	B2.2-40-1		40	360	2000	800	66.7	123.2
	B3.0-10-1	3	10	360	2000	1100	51.3	79.0
	B3.0-20-1		20	360	2000	1100	62.8	81.5
	B3.0-31.5-1		31.5	360	2000	1100	72.8	92.4

## Bibliographie

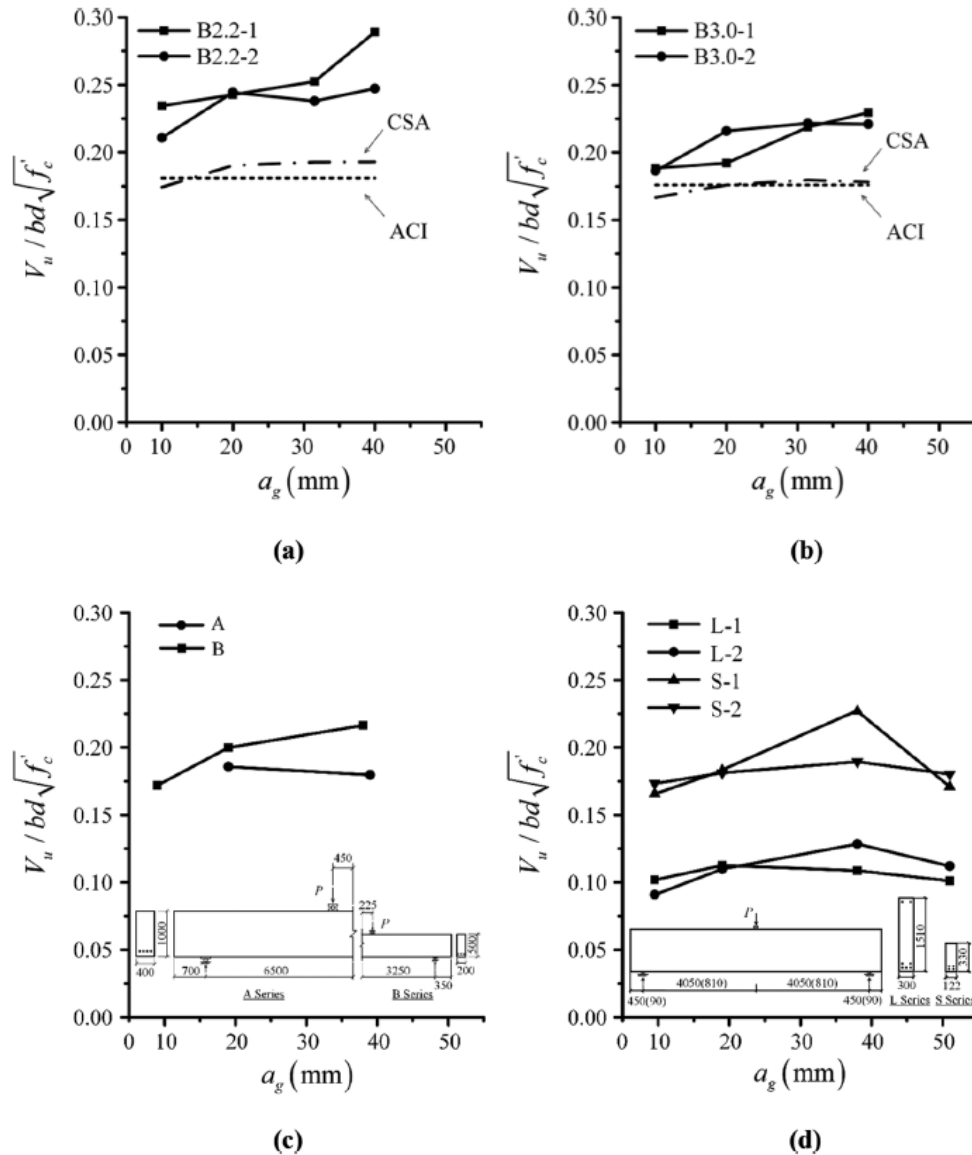
N°2	B3.0-40-1	40	360	2000	1100	61.8	99.0
	B2.2-10-2	10	360	2000	800	62.4	82.4
	B2.2-20-2	20	360	2000	800	66.7	102.7
	B2.2-31.5-2	31.5	360	2000	800	81.5	97.1
	B2.2-40-2	40	360	2000	800	66.5	106.9
	B3.0-10-2	10	360	2000	1100	66.3	77.8
	B3.0-20-2	20	360	2000	1100	72.8	91.3
	B3.0-31.5-2	31.5	360	2000	1100	68.8	89
	B3.0-40-2	40	360	2000	1100	61.3	97.6

Les résultats des essais montrent clairement l'augmentation de la résistance au cisaillement lorsque le diamètre des granulats augmente. Ceci est dû au fait que les granulats de grande taille améliorent l'action d'imbrication à travers une surface de fissure plus rugueuse. Cependant, aucune relation n'a été observée entre la charge de fissuration diagonale et la taille de l'agrégat.

Le profil de fissuration, quant à lui, est similaire pour les poutres qui ont un rapport  $\frac{a}{d}$  similaire et ne dépend pas de la taille du granulats.

Taylor (Taylor, 1972) et Sherwood et Collins (Sherwood, Bentz, and Collins 2007) ont également effectué des essais de cisaillement sur des poutres BA de granulométrie différente, et leurs résultats sont également comparés sur la Figure 2-37. On observe que la capacité de cisaillement diminuait avec une augmentation de la taille de l'agrégat lorsque  $a_g > 40$  mm sur la Figure 2-37 d). Ainsi, il apparaît qu'un palier ou optimum de résistance au cisaillement est conféré au mécanisme d'engrènement à travers le paramètre de taille des granulats.

Pour la même taille des granulats, les poutres avec un ratio  $a/d$  faible ont montré de grands déplacements à proximité de la charge de rupture, ceci est attribué à leurs charges ultimes plus élevés.



**Figure 2-37** Effet de la taille des granulats sur la résistance au cisaillement ultime nominale: (a) et (b) données de cette étude; (c) des données de Taylor (Taylor 1972); et (d) les données de Sherwood (Sherwood, Bentz, and Collins 2007)

Zdenek et Bazant (Bazant and Sun 1987) se sont également basés sur plusieurs études afin d'établir la possible liaison entre la taille des granulats et la résistance au cisaillement d'une poutre notamment celles de Walraven (J. C. Walraven 1978b), de Leonhardt (Leonhardt and walther 1962), de Kani (G. N. J. Kani 1967) et celle de Chana (Chana 1981). **Ils ont conclu qu'il y a réelle influence de la taille des granulats sur la résistance au cisaillement.**

### 2.4.4 Influence de l'effet d'échelle et du rapport a/d

Dans cette partie, l'effet d'échelle et celui du rapport d'élanement à la hauteur utile seront abordés. Bien que ces deux paramètres soient liés par l'étude de la variation de la hauteur efficace  $d$ , il est important de les distinguer. L'effet d'échelle conserve le rapport  $a/d$  tout en variant la hauteur efficace  $d$ . Il est causé par la libération d'énergie de déformation de la poutre à la zone fissurée durant la propagation de la zone fissurée : plus la structure est large plus l'énergie libérée est importante (Bazant and Sun 1987).

Le rapport  $a/d$  a clairement une influence capitale sur la résistance au cisaillement. Diverses recherches se sont focalisées sur ce paramètre indispensable du cisaillement en particulier à cause de son impact sur les différents mécanismes de résistance comme cela a été mentionné précédemment (2.2.4, 2.4.1, 2.4.2 et 2.4.3) à travers l'activation ou pas de l'effet d'arche.

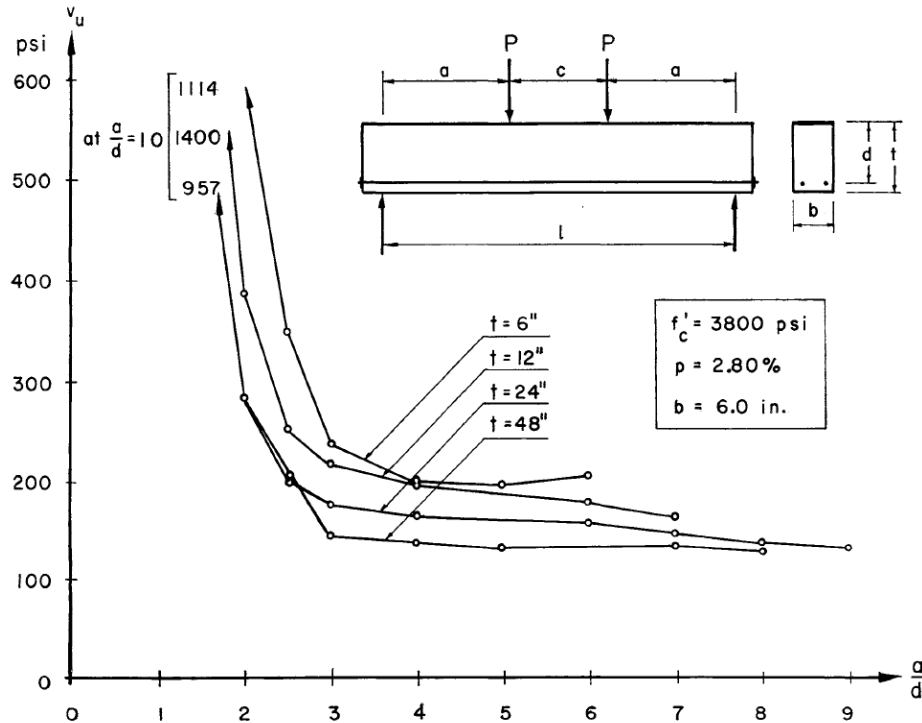
Talbot (A. N. (Arthur N. Talbot 1909) fut le premier à constater le rôle du ratio longueur de poutre sur profondeur dans le cisaillement grâce aux tests réalisés sur 106 poutres sans armatures d'effort tranchant. Ce rôle a été affiné par la suite par Clark (Clark 1951) en introduisant le rapport  $a/d$  dans la formule de calcul du cisaillement. Dès lors, ce paramètre fut une manière de prendre en considération l'effet de la traction des armatures longitudinales de flexion. Malheureusement, il n'a pas pu être défini pour des cas de charges généralisés. Ce handicap a été dépassé au début des années 50 quand des chercheurs de l'Université de l'Illinois ont exprimé ce rapport sous la forme de  $\frac{M}{Vd}$  et qui est un précurseur de la formule actuelle de l'ACI 318-14.

#### **Travaux de Kani** (G. N. J. Kani 1967)

Kani a enquêté sur la plage d'influence du rapport  $a/d$ . Il a conçu 4 séries de poutres. Chaque série avait sa propre hauteur utile, la distance «  $a$  » entre le point de charge et l'appui diffère pour chaque poutre. La hauteur utile varie de 12.7cm (série I) à près de 106.7cm (série IV).



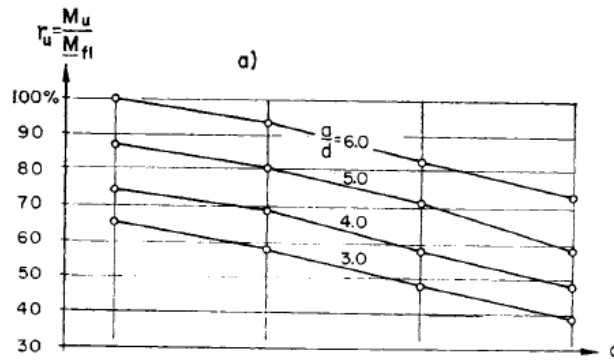
## Bibliographie



**Figure 2-38** Variation de la contrainte de rupture en cisaillement en fonction du rapport  $a/d$  ( $1\text{MPa} \cong 145\text{ psi}$ )

Les résultats du diagramme montrent clairement que l'influence du rapport  $a/d$  est incontournable lorsque  $\frac{a}{d} < 2.5$ , au-delà ce paramètre n'a pas ou peu d'impact sur la charge ultime. En effet, une poutre avec un rapport  $\frac{a}{d} = 5.35$  perd 16% de résistance au cisaillement lorsque le rapport  $\frac{a}{d} = 3.02$ . En revanche, une poutre ayant un rapport  $\frac{a}{d} = 1$  a une résistance au cisaillement 128% supérieure à une poutre avec  $\frac{a}{d} = 2$ . Cet impact est bien sûr lié à l'activation de l'effet d'arche avec transmission des contraintes aux appuis à travers les bielles de compression. D'autre part, pour un même rapport  $\frac{a}{d}$ , une hauteur utile moins importante connaît des valeurs de résistance au cisaillement légèrement inférieures, ceci est sans doute dû au fameux effet d'échelle ou coefficient de sécurité selon Kani. Ce phénomène explique que lorsque les dimensions d'un spécimen sont plus importantes, la probabilité d'existence d'un défaut l'est également. Ainsi, une fissuration précoce peut avoir plus facilement lieu dans des spécimens massifs. De surcroît, il est judicieux de rappeler, que des spécimens massifs en béton sont plus sujets à la fissuration en raison du gradient thermique lors de la prise du béton.

## Bibliographie



**Figure 2-39** Variation du rapport du moment ultime sur le moment de flexion en fonction de  $d$  et du rapport  $a/d$

Dans la **Figure 2-39**, Kani introduit le rapport  $\frac{M_u}{M_{fl}}$  (avec  $M_{fl}$  le moment de flexion de la poutre et  $M_u$  le moment de résistance ultime). Plus le rapport  $\frac{a}{d}$  est important plus  $r_u$  est proche de 1. Pour  $\frac{a}{d} \geq 6$ ,  $r_u$  peut atteindre la valeur de 1 lorsque la poutre est suffisamment mince. Effectivement, le moment  $M_{fl}$  représente l'action poutre responsable de la rupture en flexion. Ce type de mode de ruine est observé sur les poutres minces et élancées. Ainsi, la **Figure 2-39** présuppose pour des valeurs supérieures à 6,  $r_u = 1$  c'est pour cela que la résistance ultime au cisaillement ne dépend plus du rapport  $\frac{a}{d}$ . En définitive la conclusion suivante peut être tirée, l'effet d'arche dépend à la fois du rapport  $\frac{a}{d}$  que de la hauteur utile.

Bon nombre de campagnes expérimentales ont été réalisées à la suite de celles de Kani qui ont confirmé que la résistance au cisaillement augmentait lorsque le rapport  $\frac{a}{d}$  diminue notamment celles de Zwiyer (Zwoyer and Siess 1954), Berg (Berg 1962), Fung Kew (Kong, Robins, and Cole 1970) puis celle de Smith (K. N. Smith and Vantsiotis 1982). Dans ce dernier article cité, Smith observe une claire augmentation de la fissuration diagonale lorsque  $\frac{a}{d}$  diminue, cela est accompagné évidemment d'une amélioration de la résistance ultime au cisaillement (**Figure 2-40**).

Une étude menée par Yuliang Xie (Xie et al. 1994) décrit l'influence du rapport  $\frac{a}{d}$  sur les courbes charges-flèches. Il s'avère que la rigidité élastique est augmentée pour les rapports  $\frac{a}{d}$  les plus faibles. En revanche, le déplacement relevé lors de l'atteinte de la charge de résistance maximale au cisaillement est identique quel que soit la valeur du paramètre.

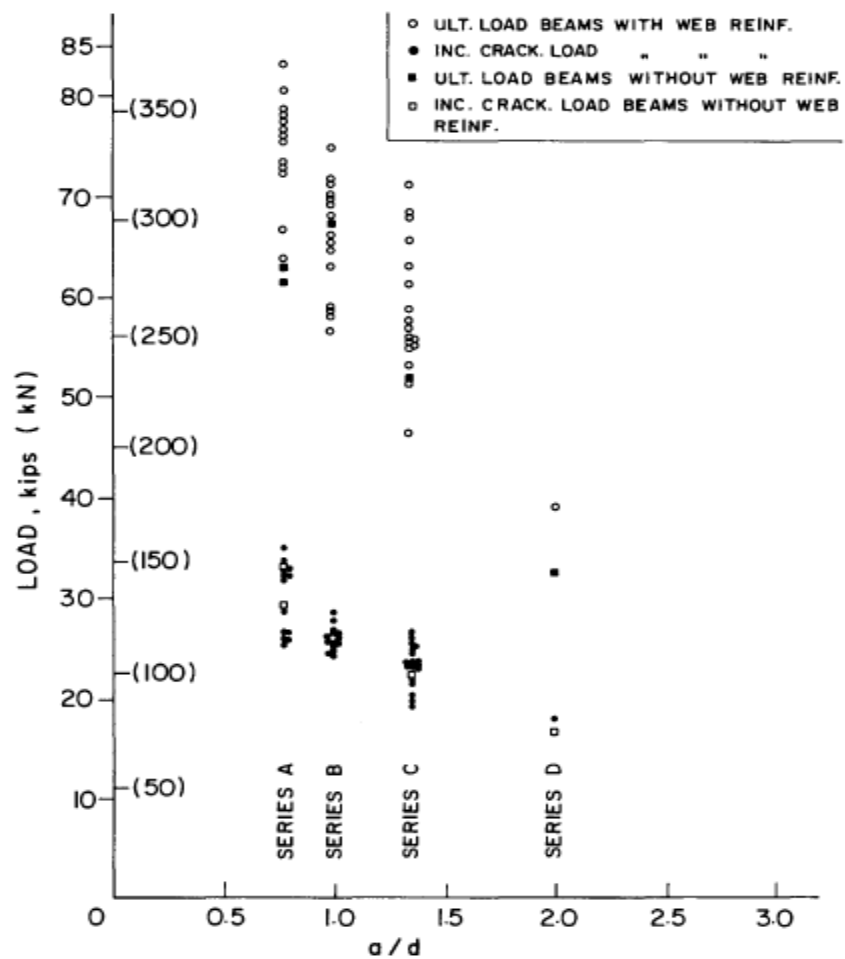
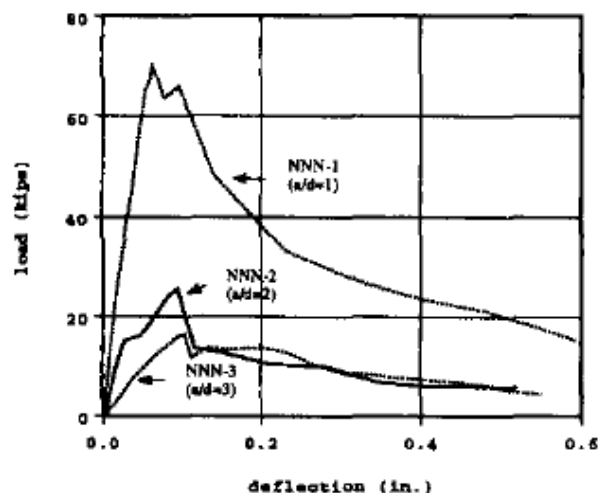


Figure 2-40 Contrainte de résistance au cisaillement ultime et contraintes de fissuration en fonction du rapport a/d



**Figure 2-41** Effet du rapport  $a/d$  sur la courbe charge-flèche

Les études les plus récentes comme celle de Collins (Collins, Bentz, and Sherwood 2008), celle de Angelakos (Angelakos, Bentz, and Collins 2001) et celle de Ismail (Ismail, Guadagnini, and Pilakoutas 2017) se sont intéressées à l'évaluation des méthodes de calcul analytiques et de les comparer aux résultats expérimentaux sur l'influence du rapport  $\frac{a}{d}$  sur la résistance au cisaillement des poutres ainsi que d'évaluer l'interaction de ce paramètre avec d'autres mécanismes comme il a été précédemment mentionné.

En ce qui concerne l'effet d'échelle, la bibliographie est riche d'une base de données expérimentales est analytique importante et diversifiée.

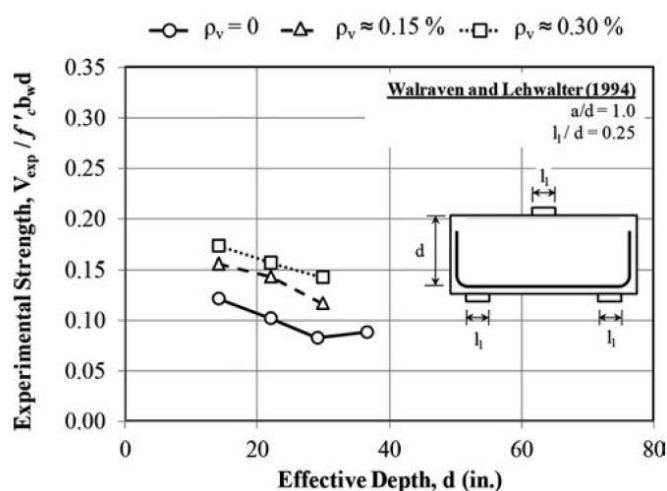
Les premières sont celles présentées par Taylor (Taylor 1972) et Kani (G. N. J. Kani 1967) qui montrent effectivement la diminution de résistance au cisaillement en fonction de la profondeur de poutre.

D'autres chercheurs se sont intéressés au sujet, dont Walraven et Lehwalter (Walravena and Lehwalter 1994), Tan et Lu (Tan and Lu 1999), Zhang et Tao (Zhang Tao, Visintin Phillip, and Oehlers Deric John 2016), Sneed et Ramirez (Sneed and Ramirez 2010) etc... Tous affirment que l'effet d'échelle conduit à la réduction de la résistance au cisaillement des poutres.

Ci-dessous quelques travaux brièvement présentés avec les observations les plus pertinentes émises par leurs auteurs respectifs.

**Travaux de Walraven et Lehwalter** (Walraven and Lehwalter 1994)

Les 10 spécimens testés par Walraven et Lehwalter sont des poutres rectangulaires en B.A avec un rapport  $\frac{a}{d} = 1$ , une hauteur utile variant entre  $d = 360mm$  à  $d = 930mm$  et un rapport  $\frac{l_e}{d}$  constant avec la  $l_e$  la longueur de la zone de charge. Le taux d'armatures d'effort tranchant varie entre  $\rho_v = 0$  et  $\rho_v = 0.3\%$



**Figure 2-42** Variation de la contrainte de rupture en cisaillement en fonction de la profondeur effective  $d$  (Bircher et al. 2014)

L'effet d'échelle est bien observé dans les résultats de ces essais. Walraven a d'ailleurs attribué la cause de ce mécanisme à la croissance des ouvertures de fissures avec l'augmentation de la hauteur utile. En effet, des fissures plus larges diminuent le transfert des contraintes de traction à travers les fissures diagonales. De ce fait, les mécanismes de résistance comme l'engrènement des granulats sont dégradés.

En revanche, il ne semble pas y avoir de corrélation entre l'effet d'échelle et l'influence des armatures d'effort tranchant. Ces essais indiquent qu'ils sont indépendants.

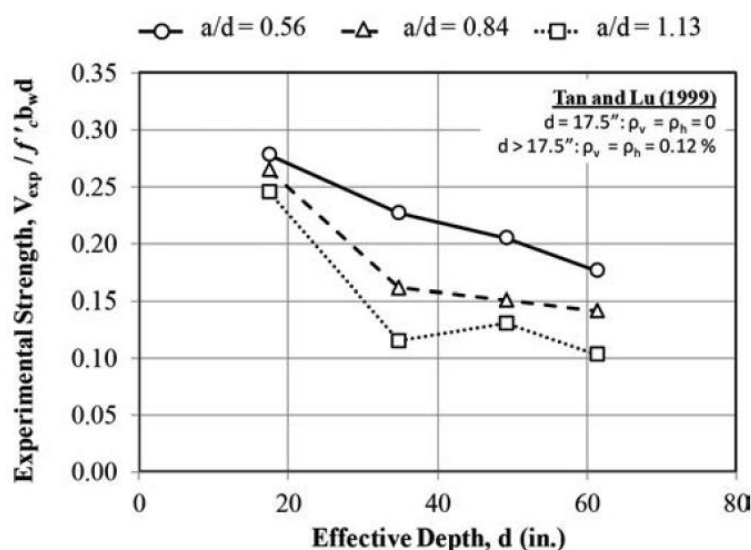
**Travaux de Tan et Lu** (Tan and Lu 1999)

12 poutres en B.A ont été testées en cisaillement par Tan et Lu. 4 valeurs du rapport  $a/d$  ont été choisies :

Tableau 2-5 Valeurs de a/d suivant chaque série (Tan and Lu 1999)

Série	I	II	III
a/d	0.56	0.86	1.13

La hauteur d varie quant à elle entre 440mm et 1560mm. La longueur de la zone de charge est constante et égale à 250mm.



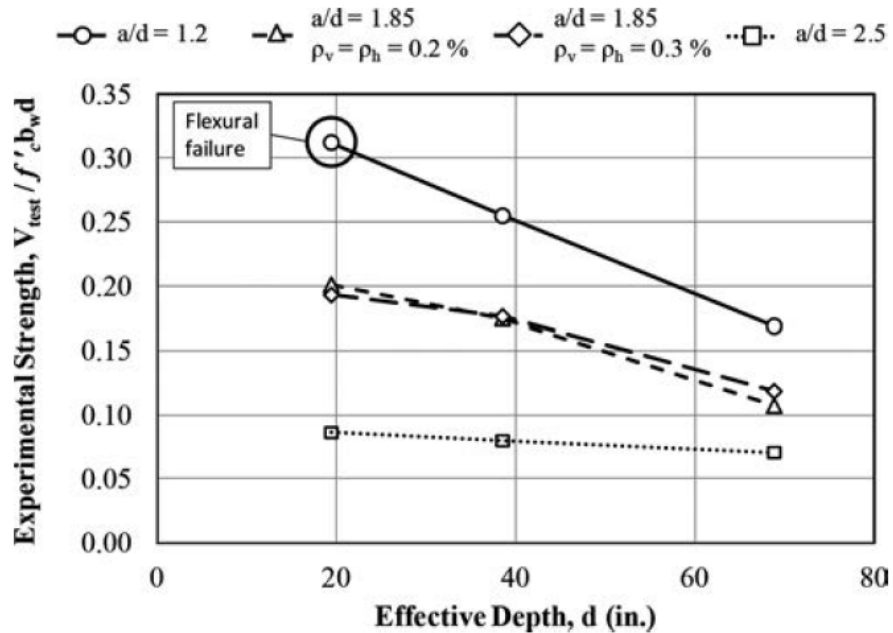
**Figure 2-43** Variation de la contrainte de rupture en cisaillement en fonction de la profondeur effective d (Birrcher et al. 2014)

Les auteurs ont remarqué que la réduction de la résistance au cisaillement en augmentant la profondeur était significativement amortie quand la profondeur de poutre dépasse 884mm, sauf pour le cas où  $\frac{a}{d} \leq 0.56$  car il semble que l'effet d'échelle continue de manière linéaire.

#### Travaux de Birrcher (Birrcher et al. 2014)

La campagne expérimentale menée par Birrcher concernait 12 poutres en B.A soumises à l'effort tranchant. La profondeur utile varie de 584 à 1905mm.

L'auteur a conclu que la résistance au cisaillement des poutres profondes vérifiant  $\frac{a}{d} < 2$  n'a pas augmenté proportionnellement avec la profondeur (**Figure 2-44**). De ce fait, les approches basées sur une progression linéaire de la résistance au cisaillement sont à rejeter.



**Figure 2-44** Variation de la contrainte de rupture en cisaillement en fonction de la profondeur effective  $d$  (1 in=25.4mm) (Birrcher et al. 2014)

L'effet d'échelle par rapport à la largeur de fissure diagonale est atténué une fois que la profondeur de la section atteint 1067mm. La largeur maximale de la fissure diagonale à un pourcentage donné de la charge maximale appliquée a tendance à augmenter au fur et à mesure que la profondeur du spécimen passe de 584mm à 1067mm. Cela n'est plus observé pour des profondeurs de poutres plus élevées.

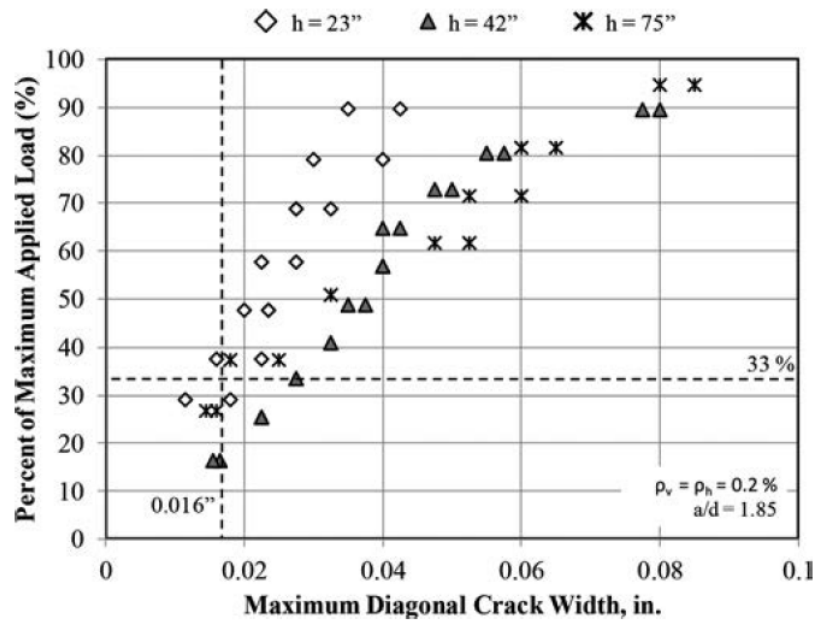


Fig. 14—Maximum diagonal crack width for specimens with  $a/d = 1.85$  and  $\rho_v = \rho_h = 0.2\%$ . (Note: 1 in. = 25.4 mm.)

Figure 2-45 Ouverture de fissure maximale pour des spécimens dont  $a/d=1.85$  et  $\rho_v = \rho_h = 0.2\%$

En résumé les travaux présentés montrent que bien que l'effet d'échelle soit un réel paramètre influant de la résistance au cisaillement. Il dépend aussi du rapport  $\frac{a}{d}$  et est sans doute corrélé avec le mécanisme d'engrènement des granulats puisqu'il est responsable de l'augmentation de l'élargissement des fissures lorsque la hauteur efficace est plus importante. D'autre part, l'évolution de la contrainte de cisaillement ultime en fonction de la profondeur efficace n'est pas linéaire ce qui invalide les approches qui le suppose en particulier lorsque  $\frac{a}{d} < 2$ .

#### 2.4.5 Influence des armatures d'effort tranchant

Les armatures d'effort tranchant permettent d'augmenter la résistance au cisaillement, cela est détaillé dans la littérature depuis le début du 20ème siècle avec les travaux de Talbot (A. N. Talbot 1904) Sewell (Sewell 1911), Moretto (Moretto 1945) et Moody (Moody et al. 1954), (Moody et al. 1955), (R. C. Elstner et al. 1955), (Moody and Viest 1955).



## Bibliographie

Dans cette partie, seront présentés les paramètres influençant la résistance au cisaillement des armatures d'effort tranchant.

### 2.4.5.1 Diamètre des armatures d'effort tranchant

Le diamètre des armatures de cisaillement et qui influence directement sur le taux de renforcement à l'effort tranchant est avec la limite d'élasticité de l'acier le paramètre principal pris en compte dans l'amélioration de la résistance au cisaillement. Il est d'ailleurs inclus dans tous les modèles de calcul de la résistance au cisaillement conférée par les armatures d'effort tranchant dont l'ACI 318-14, l'EC2 et les codes empiriques développés par Zsutty (Zsutty 1971) et Bazant et Kim (Bazant and Kim 1984) à travers la notion de section des aciers.

Dans ces méthodes analytiques, la résistance au cisaillement des épingles évolue linéairement en fonction de leur section, c'est-à-dire qu'elle est proportionnelle au carré de leur diamètre.

Les campagnes expérimentales qui appuient l'influence de ce paramètre sont nombreuses.

Deux études sont proposées :

**Young- Soo Yoon** (Yoon, Cook, and Mitchell 1996)

L'étude menée par Young-Soo Yoon concerne des poutres avec épingles soumises à un chargement vertical. Les paramètres étudiés sont le taux d'épingles avec la variation du diamètre et la résistance en compression du béton.

**Tableau 2-6** Données et résultats de tests menés par Young-Soo Yoon (Yoon, Cook, and Mitchell 1996)

Spécime n	$f'_c$ MPa	$b_w$ (mm)	$d$ (mm)	$a$ (mm)	$\rho_l$ %	$\frac{a}{d}$	Epingles		$P_u$ kN	$\frac{V_u}{\sqrt{f'_c}}$
							Diamètre $\phi$ (mm)	Espacement $s$ (mm)		
N1-S	36	375	655	2150	2.8	3.28	-	-	249	0.169
N1-N		375	655	2150	2.8	3.28	8	325	457	0.310
N2-N		375	655	2150	2.8	3.28	9.5	325	483	0.328
M1-S	67	375	655	2150	2.8	3.28	-	-	296	0.147
M1-N		375	655	2150	2.8	3.28	8	325	405	0.201
M2-N		375	655	2150	2.8	3.28	9.5	325	689	0.343
H1-S	87	375	655	2150	2.8	3.28	-	-	327	0.125
H1-N		375	655	2150	2.8	3.28	8	325	483	0.184
H2-N		375	655	2150	2.8	3.28	9.5	325	721	0.275

## Bibliographie

Le chargement est appliqué au milieu de chaque poutre de la campagne. Toutes les poutres sont appuyées à chaque bord.

Les résultats montrent clairement que l'augmentation du diamètre des épingles permet d'obtenir une meilleure résistance au cisaillement. Ainsi pour la série des poutres N, une augmentation de 6% est à relever lorsque le diamètre des épingles passe de 8mm à 9.5mm. L'augmentation est plus importante avec des taux de plus de 70% et 49% pour des poutres de types M et H. L'évolution des écarts entre les contraintes des résistances au cisaillement normalisées sont dues à la valeur de la résistance caractéristique du béton en compression. Comme expliqué précédemment, utiliser un béton à haute performance ne permet pas d'améliorer d'une manière conséquente le cisaillement puisque lorsqu'ils sont employés le mécanisme d'engrènement des granulats est fortement réduit à cause des fissures lisses qui traversent le squelette granuleux au lieu de le contourner. De ce fait, la résistance au cisaillement reprise par les armatures d'effort tranchant est plus importante à la fissuration d'autant plus qu'ils s'avèrent plus efficaces en raison de la faible porosité du béton.

Plus les épingles ont un diamètre important plus ils supportent des efforts conséquents, ils confèrent ainsi une meilleure résistance au cisaillement.

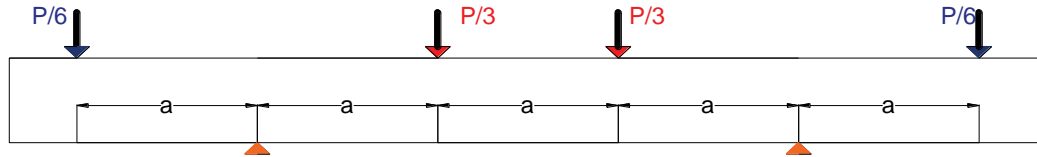
**Moody** (R. C. Elstner et al. 1955)

Moody (R. C. Elstner et al. 1955) a étudié le comportement de poutres avec différents types et taux d'épingles soumises à du cisaillement.

Spécimen	$b_w$ (mm)	$d$ (mm)	$a$ (mm)	$\rho_t$ %	$\frac{a}{d}$	Épingles		$P_u$ kN	$V_u$ $/\sqrt{f'_c}$
						Diamètre $\phi$ (mm)	Espacement $s$ (mm)		
1-3a	178	305	813	4.76	2.67	-	-	396	1.47
1-3b	178	305	813	4.76	2.67	-	-	449	1.47
1-t	178	305	813	4.76	2.67	16	102	1068	3.12
1-11a	178	305	813	4.76	2.67	13	152	845	2.31
1-12a	178	305	813	4.76	2.67	16	152	845	1.99
1-14a	178	305	813	4.76	2.67	13	152	1112	3.34
1-15a	178	305	813	4.76	2.67	16	152	1092	3.36

## Bibliographie

Les poutres font une longueur de 4673mm. Elles sont chargées en 4 points et simplement appuyées. Les poutres 1-t, 1-11a, et 1-12a contiennent des épingles verticales, tandis que les poutres 1-14a et 1-15a sont renforcées avec des épingles inclinées.



**Figure 2-46** Schéma de chargement des poutres

Les résistances en compression du béton des différentes poutres n'étant pas similaires, le rapport  $\frac{V_u}{\sqrt{f'_c}}$  sera utilisé au lieu de la charge de rupture  $P_u$ .

Les résultats des essais montrent une augmentation de la résistance au cisaillement de près de 57% lors d'ajout d'épingles verticales. En augmentant le diamètre, la résistance maximale semble plafonner. En effet, le taux d'armatures au cisaillement est fortement élevé puisqu'il varie entre 0.52% et 2.14% pour les poutres avec épingles. De ce fait, l'augmentation du diamètre ne semble plus avoir d'influence lorsque les poutres 1-11a et 1-12a puis 1-14a et 15-a sont comparées. Diminuer l'espacement  $a$  permis, en revanche, d'améliorer notablement la résistance au cisaillement puisqu'une augmentation de la résistance de près de 56% est observée.

En résumé, le diamètre des épingles est un paramètre incontestable de la résistance au cisaillement des spécimens avec épingles. En revanche, il apparaît qu'augmenter la section au-delà d'une certaine valeur n'améliore plus la résistance au cisaillement. Il serait alors conseillé de diminuer l'espacement.

### 2.4.5.2 Disposition des armatures d'effort tranchant

- **Localisation des armatures**

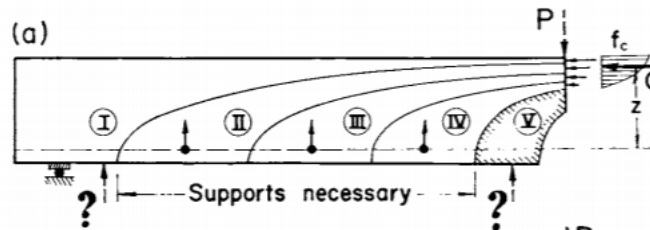
L'emplacement des armatures d'effort tranchant influe sur leur efficacité. Il est nécessaire dans un souci d'efficience, d'identifier les zones permettant une réelle contribution des aciers d'effort tranchant.

Kani (G. N. J. Kani 1969), présente une étude intéressante qui permet la disposition des armatures de manière optimale.

## Bibliographie

Ainsi, à proximité de l'appui, Kani explique que par l'effet d'arche les contraintes sont directement transmises à l'appui : la mise en place de renforts est inutile (zone I **Figure 2-47**).

Au voisinage, de la zone de charge, des armatures d'effort tranchant seront d'utilité limitée puisque l'on retrouve nécessairement des contraintes de flexion qui se traduisent par une faible zone de compression et un ancrage des aciers d'effort tranchant réduit (zone V **Figure 2-47**).



**Figure 2-47** Schéma des zones pouvant nécessiter l'ajout d'armatures d'effort tranchant

**Tableau 2-7** Propriétés des poutres testées (G. N. J. Kani 1969)

Spécimen	$b$ (mm)	$d$ (mm)	$u$ (mm)	$P_u$ (kN)	$V_u$ (MPa)
681	153	270	135.9	77.22	1.87
686	153	212	338.6	100.35	2.41
690	152	270	551.2	70.95	1.74

Kani a confirmé ses hypothèses par des essais où des poutres similaires ayant un rapport d'élanement  $\frac{a}{d} = 3$  sont testées (**Tableau 2-7**). Il faisait varier pour chaque spécimen le paramètre  $u$  qui représente la distance entre le point de charge et la localisation de l'épingle. Il s'avère que lorsque l'épingle est placée près de l'appui, avec  $2d < u < 3d$ , la contribution de l'épingle est faible. En diminuant la valeur de  $u$ , la résistance au cisaillement de l'épingle devient plus concrète puisque la contrainte ultime augmente de près de 39% lorsque  $u$  varie de  $2.01d$  à  $1.24d$ . Passée cette valeur, la résistance décroît, ainsi pour  $u = 0,5d$  (spécimen 681) la contrainte ultime est réduite de plus de 22% par rapport au spécimen 686.

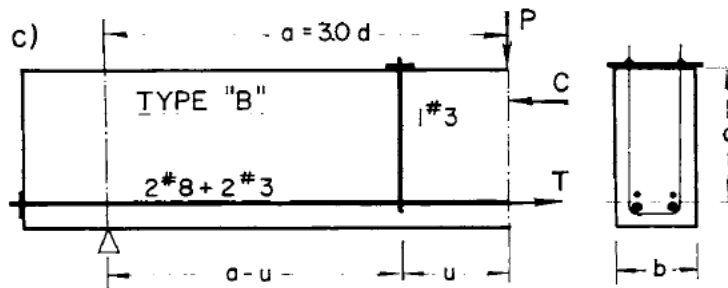


Figure 2-48 Influence de la localisation de l'épingle sur la résistance au cisaillement (G. N. J. Kani 1969)

- **Distribution des armatures**

Pour un même taux d'armatures d'effort tranchant, y'a-t-il un effet de la distribution des armatures d'effort tranchant ?

L'activation des épingles a lieu lors de la formation des fissures diagonales. Ainsi, une épingle ne contribue à la résistance au cisaillement que lorsqu'elle est traversée par une de ces fissures. De ce fait, favoriser la réduction de l'espacement des fissures à l'augmentation des diamètres de ces aciers permettrait une meilleure résistance au cisaillement car les fissures traverseraient un nombre plus important d'épingles.

Plusieurs études ont confirmé cette hypothèse notamment : Kani (G. N. J. Kani 1969), Cucchiara (Cucchiara, La Mendola, and Papia 2004) et Tompos (Eric J. Tompos and Robert J. Frosch 2002).

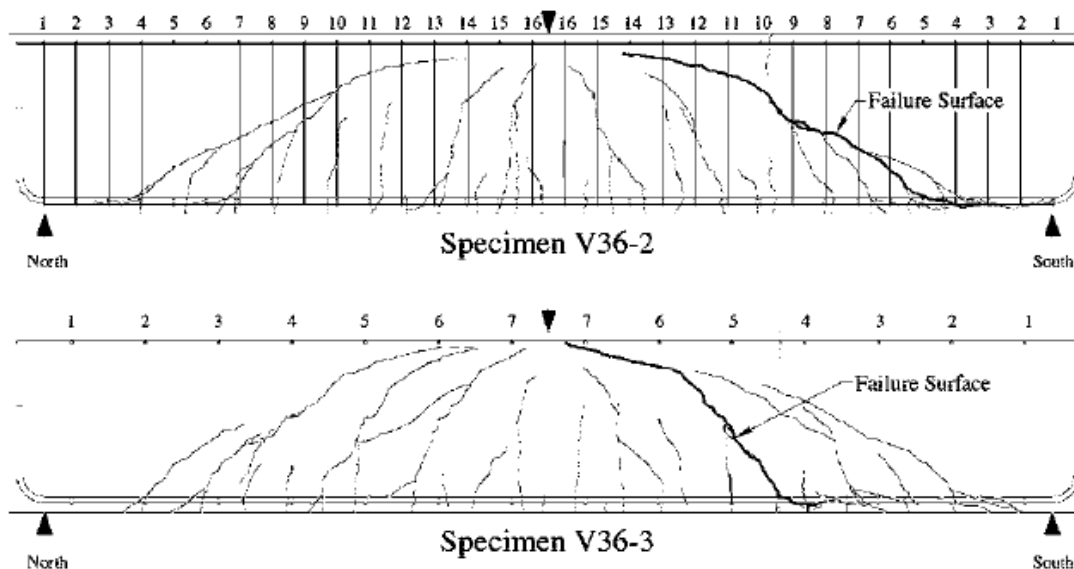
Dans ces travaux, Tompos a comparé le cas de deux poutres similaires ayant un même taux d'épingles mais avec un espacement différent. Un rapport d'élancement  $\frac{a}{d} = 3$  a été choisi pour réduire l'effet d'arche.

Tableau 2-8 Propriétés des poutres (Eric J. Tompos and Robert J. Frosch 2002)

Spécimen	$b_w$ (mm)	$d$ (mm)	$\frac{a}{d}$	$s$ (mm)	$\rho_v$	$V_{ult}$ (kN)	$V_{Crack}$ (kN)	$\frac{V_{crack}}{\sqrt{f'_c} b_w d}$
V 36-2	457	851	3	165.1	0.084	487.5	346.1	0.136
V 36-3	457	851	3	371.5	0.084	511.5	332.7	0.131

## Bibliographie

Les résultats de chargement en effort tranchant confirment l'influence de l'espacement sur la résistance au cisaillement bien qu'elle ne soit pas très importante. L'augmentation de la charge ultime est d'environ 5% lorsque l'espacement est réduit de plus de la moitié. En revanche, l'angle de fissuration est plus important dans la poutre V36-3 par rapport à l'axe horizontale que la poutre V36-2. Un plus important espacement conduit à des angles de fissures plus abrupts. Ce phénomène peut être expliqué par le rôle des épingles à réorienter le chemin de fissuration.



**Figure 2-49** Profils de fissuration des spécimens V36-2 et V36-3

### 2.4.5.3 Types d'armatures d'effort tranchant

Plusieurs types d'armatures d'effort tranchants existent. Il existe tout d'abord les barres verticales que sont les épingles, les étriers et les cadres (Figure 2-50).

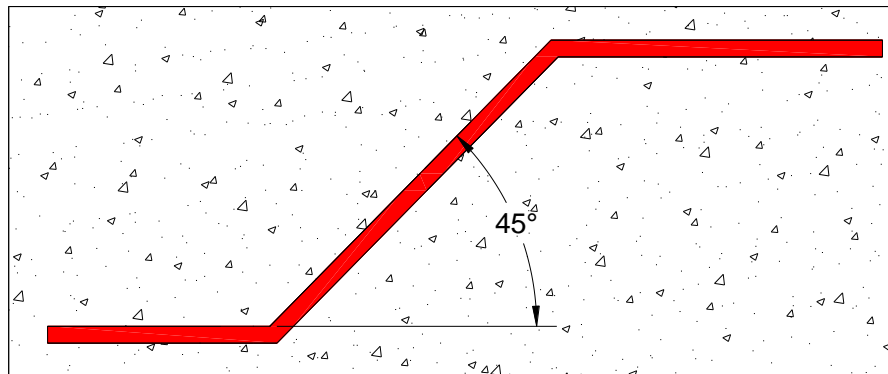
## Bibliographie



**Figure 2-50** Types d'armatures d'effort tranchant verticales

A noter que d'autres types d'armatures d'effort tranchant peuvent être utilisés mais à moindre mesure comme les goujons de cisaillement.

Ensuite, il existe les armatures d'effort tranchant inclinées dont les épingles positionnées de la sorte et les barres relevées qui ont en général un angle d'inclinaison de  $45^\circ$  (**Figure 2-51**).



**Figure 2-51** Barre relevée

Enfin, l'utilisation des fibres (métalliques ou plastiques) comme armatures d'effort tranchant devient de plus en plus commun.

Il existe plusieurs critères de choix quant au type d'armatures d'effort tranchant à utiliser. Le premier critère, celui de la performance est important et sera abordé dans la suite. Il n'en demeure pas moins que d'autres paramètres cruciaux peuvent faire pencher la balance. Les renforts en cisaillement doivent en outre être pratiques pour les deux aspects de fabrication et d'installation.

Le premier type d'armatures de cisaillement proposé pour les différents spécimens (dalles, poutres...) consistait en des barres relevées (**Figure 2-51**) (Graf (Graf 1938), Elstener (Richard C.

## Bibliographie

Elstner and Hognestad 1956), Anderson (J. . Anderson 1963)). Il est hautement efficace et économique lorsqu'il est combiné avec d'autres types de renforcements, telles que des épingles comme montrées par Broms (Broms 2000).

Différents types d'épingles ont également été testés pour des dalles : des étriers continus (**Figure 2-50 b**)), qui ont d'abord été évalués par Seible et al. (Seible, Ghali, and Dilger 1980), et des étriers inclinés (**Figure 2-51b**). En général, les armatures d'effort tranchant fermées et les étriers continus ne sont pas courants car ils entravent les installations de barres d'armatures longitudinales et transversales. En revanche, les épingles ouvertes offrent plus de polyvalence à la fois la conception et la construction. Cependant, ils ont tendance à augmenter les coûts parce qu'ils sont laborieux en termes de production et d'installation.

Les recherches menées au Brésil par Melo et al. (Melo, Coelho, and Oliveira 2000), Andrade (ANDRADE 2000) et Trautwein (Trautwein 2001) présentent les résultats des essais sur dalles avec des épingles ayant des inclinaisons de 45° et 60° par rapport au plan de la dalle. Ces derniers ont montré d'excellentes performances structurelles en raison d'un meilleur ancrage au béton, mais leur utilisation est limitée car elle n'est pas pratique.

Les différences de performance entre les types d'armatures d'effort tranchant ont été analysées par plusieurs études : Kani (G. N. J. Kani 1969) Mohammadyan-Yasouj (Mohammadyan-Yasouj et al. 2015), Cucchiara (Cucchiara, La Mendola, and Papia 2004), Narayanan (Narayanan and Darwish 1987a), Ferreira (Ferreira et al. 2016), Soltani (Soltani, Indurkar, and Ross 2016) et Gayed (Gayed and Ghali 2004).

Certaines de ces investigations sont détaillées ci-dessous :

### 2.4.5.3.1 Les barres relevées et les épingles verticales et inclinées

#### Les travaux de Kani (G. N. J. Kani 1969)

Kani a présenté les résultats d'essais sur poutres avec 3 types d'armatures d'effort tranchant : les épingles verticales, les barres relevées et les épingles inclinées.

Les variables ont été le rapport d'élanement  $\frac{a}{d}$  (à travers le paramètre  $a$ ), et le nombre d'armatures d'effort tranchant disposées dans ses poutres.

Le tableau présente les données et résultats de sa campagne avec  $u$  la distance entre la première armature de cisaillement et le point charge. Les spécimens sont désignés par A, B ou C

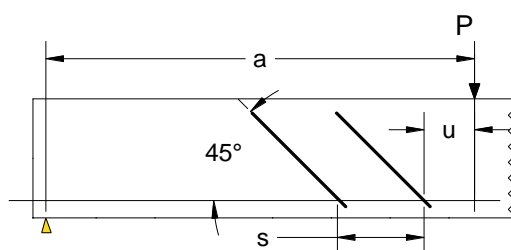


## Bibliographie

en fonction du type de renforts qu'ils contiennent respectivement : des épingles verticales, des épingles inclinées ou des barres relevées.

**Tableau 2-9** Propriétés des armatures d'effort tranchant

Spécimen	$b_w$ (mm)	$d$ (mm)	$a$ (mm)	$\rho_l$ %	$\frac{a}{d}$	Armatures d'effort tranchant			$V_u$ MPa
						Nombre et diamètre	$u$ (mm)	$s$ (mm)	
A1	155	280	1085	2.62	3.88	1 $\phi$ 13	203	-	1.28
B1	155	275	1085	2.64	3.94	1 $\phi$ 13	203	-	1.85
C1	155	280	1085	2.52	3.87	1 $\phi$ 13	203	-	1.87
A2	156	280	1221	2.56	4.36	1 $\phi$ 13	203	-	1.11
B2	157	277	1221	2.57	4.41	1 $\phi$ 13	203	-	1.43
C2	154	277	1221	2.63	4.41	1 $\phi$ 13	203	-	1.57
A3	156	281	1085	2.57	3.86	2 $\phi$ 10	203	272	2.30
B3	156	273	1085	2.61	3.98	2 $\phi$ 10	203	272	2.06
C3	155	285	1085	2.50	3.80	2 $\phi$ 10	203	272	2.08
A4	156	276	1356	2.62	4.92	2 $\phi$ 10	203	272	1.41
B4	154	276	1356	2.60	4.90	2 $\phi$ 10	203	272	1.39
C4	155	285	1356	2.50	4.75	2 $\phi$ 10	203	272	1.67



**Figure 2-52** Schéma explicatif des paramètres d'armatures de cisaillement (cas des poutres B avec épingles inclinées)

Les résultats de la campagne d'essais traduisent que lorsqu'une seule armature de cisaillement est ajoutée, choisir des éléments non verticaux comme les barres relevées et les épingles inclinées permet une augmentation de la contrainte ultime de près de 45% (cas de la poutre A1 par rapport à B1). Cet accroissement est observé quel que soit le rapport  $a/d$  mais il dépend fortement de la proximité de l'élément de renforcement du point de charge. En effet, lorsque

## Bibliographie

l'épingle verticale est proche de la zone de charge, l'ancrage est faible. Les éléments inclinés couvrent une distance horizontale qui leur permet un meilleur ancrage.

En revanche, lorsque les épingles sont placées dans une zone suffisamment éloignée de la zone de charge, il s'agit du cas de la deuxième épingle pour les poutres A3 et A4, la différence de résistance au cisaillement entre les poutres équipées d'armatures inclinées et celles avec des armatures verticales n'est plus observée.

De manière générale, les barres relevées présentent les meilleurs résultats en termes de performance.

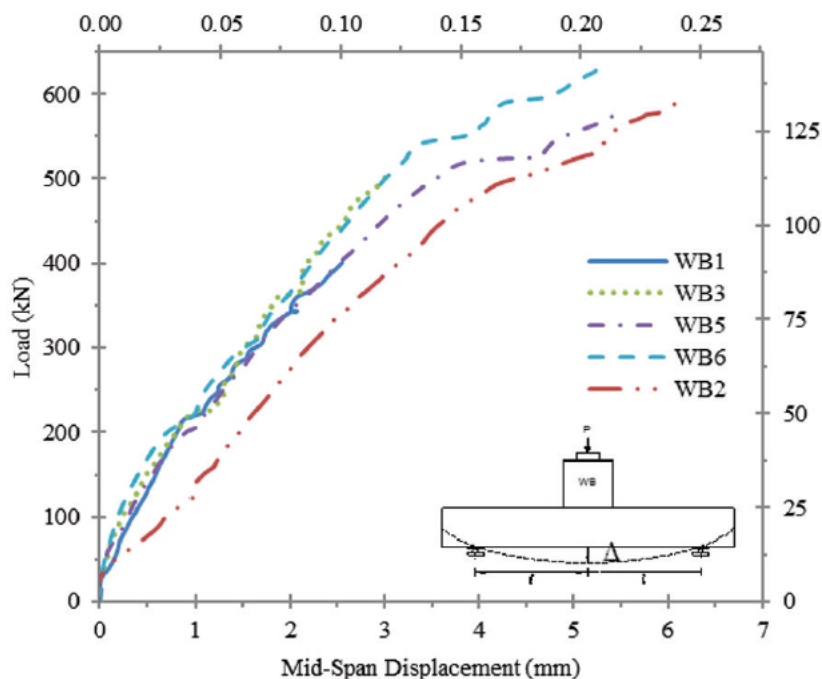
### Les travaux de Mohammadyan-Yasouj (Mohammadyan-Yasouj et al. 2015)

L'équipe de Mohammadyan-Yasouj a effectué des recherches concernant les poutres larges équipées de différents types d'armatures d'effort tranchant : les épingles et les barres relevées.

Les propriétés géométriques des spécimens sont similaires, seuls peuvent varier la disposition et le taux d'armatures d'effort tranchant (**Tableau 2-10**).

**Tableau 2-10** Propriétés des spécimens (Mohammadyan-Yasouj et al. 2015)

Spécimen	$\frac{b_w}{d}$	h (mm)	$\frac{a}{d}$	$\rho_L$ %	Désignation des armatures de cisaillement				Pmax (kN)	Ymax (mm)
					Epingles		Barres relevées			
					$A_v$ ( $mm^2$ )	$S_v$ (mm)	$A_{vb}$ ( $mm^2$ )	$S_{vb}$ (mm)		
WB1	3.6	250	550	1.4	-	-	-	-	401	2.6
WB2	3.6	250	550	1.4	-	-	157	150	604	6.9
WB5	3.6	250	550	1.4	170	150	-	-	581	5.9
WB6	3.6	250	550	1.4	170	300	157	150	635	5.8



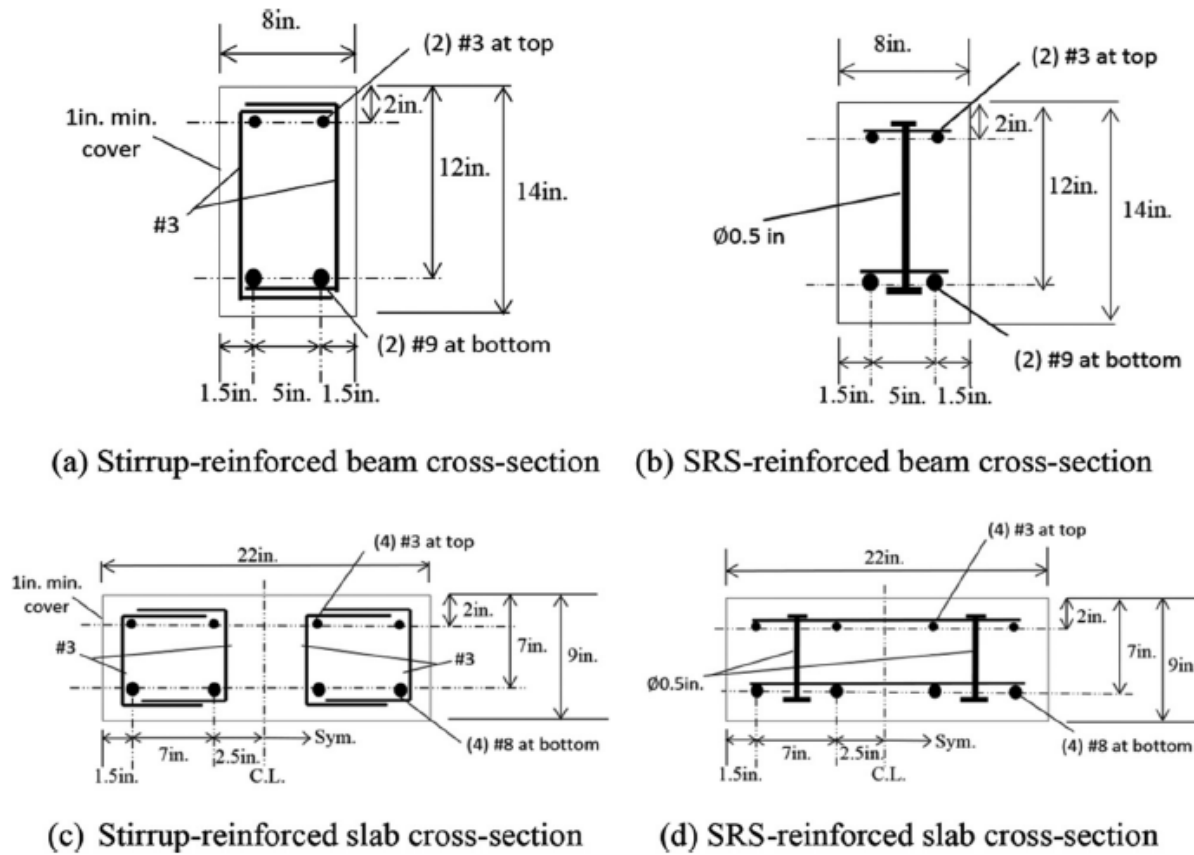
**Figure 2-53** Courbes charge-flèches des différentes poutres larges testées (Mohammadyan-Yasouj et al. 2015)

L'utilisation des barres relevées (spécimen WB2) a permis une augmentation de charge d'environ 51%, avec une plus grande ductilité par rapport à la poutre WB1 en raison d'une flèche maximale plus grande également. La mise en place d'épingles (spécimen WB5) permet une augmentation de 45% de la résistance au cisaillement, mais celle-ci est moins importante que celle permises par les barres relevées, grâce à leur inclinaison. Quand les deux solutions sont utilisées (spécimen WB5), l'augmentation de la résistance au cisaillement n'est que de 5% par rapport au cas WB2. De ce fait, la contribution des armatures d'effort tranchant est limitée pour des taux de renforcement importants.

- **Les goujons**

Soltani (Soltani, Indurkar, and Ross 2016) s'est intéressé à l'étude de poutres et dalles équipées de rails de goujons et leurs comportement lorsqu'elles sont soumises à du cisaillement. Il les a comparées à des poutres et dalles avec épingles verticales (Figure 2-54).

## Bibliographie



**Figure 2-54** Sections transversales des poutres et dalles (1 in.=25.4mm) (Soltani, Indurkar, and Ross 2016)

Les paramètres d'études sont le taux d'armatures longitudinales, le rapport d'élancement  $\frac{a}{d}$  et le taux d'armatures d'effort tranchant en faisant varier l'espacement.

Les poutres B sont simplement appuyées, les dalles S sont portées sur une unique direction. Les éléments munis de goujons sont désignés par R et ceux équipés d'épingles par S.

Spécimen	$\rho_L$ %	$b_w$ (mm)	$h$ (mm)	$a$ (mm)	$\frac{a}{d}$	Espacement longitudinal $s$ (mm)	$V_u$ (kN)	Type de rupture <sup>2</sup>
SR6	0.18	559	229	558	2.7	152	269	C.F

<sup>2</sup> C.F : cisaillement en flexion, F : flexion, C.C : cisaillement en compression

## Bibliographie

SS6	0.18	559	229	558	2.7	152	302	F
BR3	0.2	203	355	609	1.9	76	317	C.F
BS3	0.2	203	355	609	1.9	76	306	F
BR6	0.2	203	355	660	2.1	152	285	C.F
BS6	0.2	203	355	660	2.1	152	324	F
BR8	0.2	203	355	609	1.9	203	262	C.C
BS8	0.2	203	355	609	1.9	203	283	F

Les résultats expérimentaux montrent que les épingles verticales présentent de meilleures performances en général que les rails de goujons et permettent d'atteindre des ruptures en flexion. Par ailleurs, l'auteur explique que les goujons ont atteint leur limite élastique  $f_{yR} = 355 \text{ MPa}$  qui est inférieure à celle des épingles  $f_{yS} = 496 \text{ MPa}$  ce qui explique la meilleure résistance au cisaillement des éléments équipés d'épingles. Ceci entre autres, met en lumière l'importance de la limite d'élasticité dans la résistance au cisaillement conférée par les armatures d'effort tranchant. En revanche, Soltani développe que la configuration des épingles permet une meilleure résistance à la torsion.

En comparant des poutres munies de goujons à double tête à des poutres avec épingles à travers des essais de cisaillement, Gayed et Ghali (Gayed and Ghali 2004) indiquent que la résistance au cisaillement et la ductilité est légèrement améliorée avec les goujons. Ils concluent que ce type de renforcement est un substitut adéquat aux épingles dans le renforcement des spécimens au cisaillement.

### • Les fibres métalliques

Plusieurs rapports publiés durant les 25 dernières années ont considéré la possibilité d'utiliser les fibres d'aciers en leur assignant la fonction de renforcement en cisaillement.

La mise en place de fibres renforce le béton en raison de :

- L'augmentation de la résistance en traction du béton.
- Le retard de formation des fissures et leur croissance.

## Bibliographie

- Une distance plus petite entre les fibres par rapport à celle entre les épingles, impliquant une efficacité plus grande dans le mécanisme d'arrêt de fissures et une meilleure distribution des fissures de traction.

Narayanan et Darwish (Narayanan and Darwish 1987b) ont observé que le profil de fissuration qui se développe dans les poutres armées en fibres sollicitées en cisaillement est similaire à ce qui est observé dans les poutres en B.A avec des épingles. Cette remarque vient de la comparaison entre les performances des poutres armées uniquement en épingles et de poutres sans épingles avec du béton fibré dans un pourcentage équivalent à celui des épingles : l'amélioration de la charge maximale de cisaillement n'est pas significative mais la résistance correspondant à l'apparition de la 1<sup>ere</sup> fissure augmente remarquablement. Les fibres ont comme rôle de transformer la rupture brutale en une rupture plus ductile. Cela est lié à une amélioration de l'effet de goujon et l'effet d'arche dans le spécimen (dû à la résistance à la traction offerte par les fibres qui traversent la section fissurée). La modélisation de ces éléments a démontré les paramètres jouant dans ces fibres à savoir :

- Le volume et caractéristiques géométriques des fibres.
- Le lien entre les fibres de la matrice qui déterminent la résistance à la traction.

A travers sa campagne expérimentale qui consistait en la comparaison du comportement au cisaillement des poutres avec bétons fibrées, par rapport aux poutres équipées Cucchiara (Cucchiara, La Mendola, and Papia 2004) a démontré, que les fibres sont efficaces dans des spécimens gouvernés par l'effet poutre, c'est-à-dire un rapport  $\frac{a}{d} > 2.5$ . L'auteur souligne également, qu'à condition d'un dosage suffisant (taux >2%), les fibres peuvent se substituer aux épingles car elles autorisent une bonne dissipation d'énergie. Néanmoins, coupler les deux solutions offre l'avantage d'une déformation plus importante post élastique.

En résumé, il existe divers types d'armatures d'effort tranchant, qui possèdent chacun d'eux des avantages et des inconvénients dans leurs performances, leurs productions, leurs coûts et leurs mises en œuvre.

Dans la suite, les épingles seront l'unique type d'armature d'effort tranchant abordé puisque les dalles testées dans le cadre de la campagne expérimentale étaient équipées d'épingles verticales.

### 2.5 Poutres vs Dalles

Dans cette partie, les différences entre des spécimens poutres et les spécimens dalles seront mis en évidence. En effet, certains codes analytiques comme l'EC2 (European Concrete Platform ASBL 2008) prévoient des formules différentes pour chaque cas bien que la plupart des campagnes expérimentales soient réalisées sur des éléments poutres. D'autres codes comme l'ACI 318-14 considèrent la contrainte de cisaillement indépendante de la largeur de l'élément. Ainsi, la résistance au cisaillement est proportionnelle à la largeur de l'élément.

#### 2.5.1 La largeur des spécimens

##### 2.5.1.1 Influence de la largeur de section sur la contrainte de cisaillement : cas des charges linéiques

Afin de vérifier l'existence d'éventuelles disparités entre la résistance au cisaillement des poutres et des dalles, il faut analyser l'influence de la largeur des spécimens sur la contrainte de cisaillement  $v_c$ .

En 1948 Richart (Frank E. Richart 1948) a remarqué, à travers ses résultats expérimentaux sur des murs en B.A et poteaux, que la manière à laquelle la ruine est atteinte variait selon les proportions de la section de poutre: pour des sections carrées, il a observé une rupture pyramidale en poinçonnement, tandis que dans le cas de sections rectangulaires étroites et longues la ruine est atteinte à travers un plan incliné diagonal (cisaillement). Le rapport  $\frac{b_w}{d}$  a varié de 6 à 7.2.

En 1962, Diaz de Cossio (Committee 326 1962) a présenté une critique de l'ACI 326, qui ne prend pas en compte le rapport  $\frac{b_w}{d}$  parce que les essais pris en compte par l'ACI ne comptaient que des éléments rectangulaires avec des rapports  $\frac{b_w}{d}$  de 0.5. Il a testé 22 éléments dalles avec des largeurs qui varient de 4 à 8 fois l'épaisseur. Il a conclu que la force de cisaillement est correctement représentée par une contrainte nominale de cisaillement d'environ  $0.33\sqrt{f'_c}$  pour des sections situées à  $d/2$  jusqu'à  $0.75 d$  de la zone chargée. Une légère augmentation en force peut être à prévoir dans les dalles travaillant dans les 2 directions.

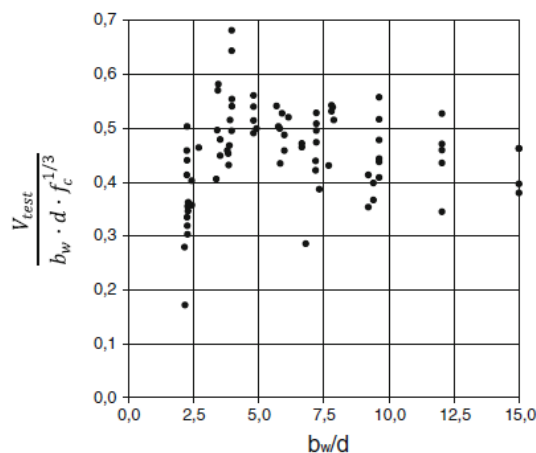
## Bibliographie

Kani (M. Kani, Huggins, and Wittkopp 1979) a vérifié expérimentalement si une poutre étroite avec une largeur  $b_w = 254\text{mm}$  se comportait différemment par rapport à une poutre 4x plus large ( $b_w = 1016\text{mm}$ ). 4 paires de poutres avec des rapports de l'élanement à la hauteur  $a/d$  différents ont été testées. Les résultats donnaient des écarts variant de 10% en dessus et en dessous en moyenne. Ainsi, augmenter la largeur du spécimen ne semble pas influencer sur la contrainte de cisaillement selon Kani.

En 2004, Lubell (Lubell et al. 2004) compare des résultats d'essais sur poutres étroites et poutres larges à caractéristiques similaires. L'écart entre les contraintes de cisaillement est inférieur à 2%. Cette étude confirme la conclusion de Kani qui stipule que la résistance au cisaillement est directement proportionnelle à la largeur de poutre.

Sherwood et al (Sherwood et al. 2006) a testé 9 bandes de dalles en béton sous chargement linéique en 3 points pour vérifier si les aspects du cisaillement ne sont pas conservatifs quand ils sont appliqués aux dalles épaisses et larges. Encore une fois, la largeur n'affecte pas la contrainte de cisaillement en rupture pour les dalles unidirectionnelles et les poutres larges. La présence d'armatures transversales inférieures n'a d'ailleurs pas influencé la résistance au cisaillement.

Gurutzega (Gurutzega et al. 2015) de son côté, a rassemblé des données expérimentales de près de 79 dalles testées au cisaillement et a analysé l'influence du rapport  $\frac{b_w}{d}$ . Le graphique obtenu (**Figure 2-55**) n'a pas permis d'observer l'effet de ce paramètre, il aurait même tendance à confirmer les auteurs précédents qui nient l'implication de la largeur dans la contrainte de cisaillement.



**Figure 2-55** Variation de la contrainte de cisaillement normalisée en fonction du rapport  $b_w/d$

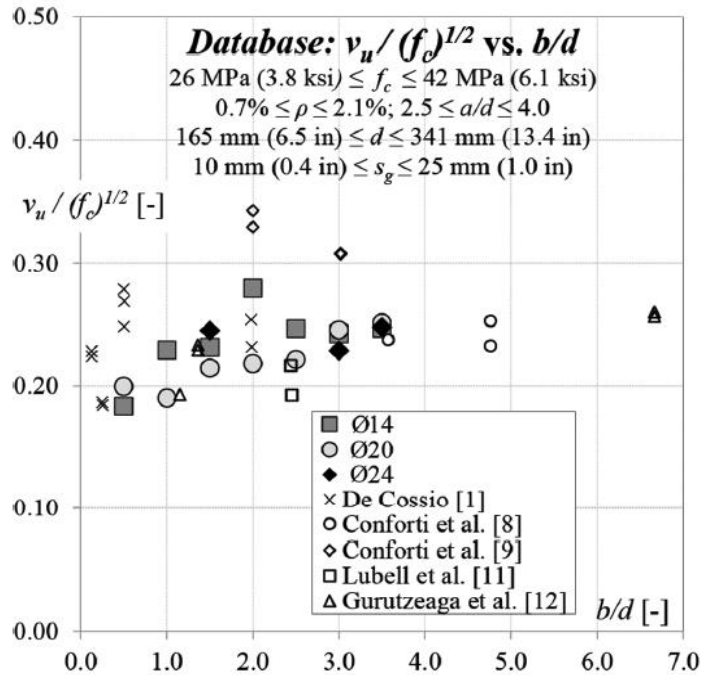


## Bibliographie

Plus récemment, Conforti et al (Conforti, Minelli, and Plizzari 2017) s'est intéressé au rapport  $\frac{b}{d}$  de manière plus globale. En rassemblant les données issues de sa campagne expérimentale avec ceux récoltés dans la littérature d'essais de chargements linéiques, il a comparé les résultats de près de 40 spécimens dont  $\frac{b}{d}$  varie entre 0.12 et 6.67 (Figure 2-56) a permis d'effectuer les observations suivantes :

- Lorsque  $\frac{b}{d}$  est inférieur à 1 l'évolution de la résistance au cisaillement est faiblement observée.
- Lorsque  $1 < \frac{b}{d} < 3$  une augmentation d'environ 25% de la résistance au cisaillement normalisée est relevée.
- Pour  $\frac{b}{d} > 3$  les valeurs de la contrainte de cisaillement normalisée semblent indépendantes de l'accroissement de ce paramètre.

Selon Conforti, un rapport  $\frac{b}{d} > 1$  influence le développement de la fissure à travers la largeur du spécimen, conduisant à des fissures de flexion et de cisaillement sans propagation uniforme le long de la largeur de l'élément, avec des déviations et bifurcations possibles (ce phénomène est plus évident pour les valeurs  $\frac{b}{d}$  dépassant 2). Cela entraîne des fissures plus nombreuses et plus étroites dans la partie centrale de l'élément par rapport aux parties externes, garantissant un mécanisme de transfert de cisaillement plus efficace par engrènement des granulats. Cela permet aux membres avec  $\frac{b}{d} > 1$  d'atteindre une capacité de résistance au cisaillement plus élevée.



**Figure 2-56** La résistance au cisaillement normalisée en fonction du rapport  $\frac{b}{d}$

En résumé, la plupart des auteurs avancent que la résistance au cisaillement est indépendante de la largeur des éléments. Cependant l'étude élargie menée par Conforti en 2017, a permis de relever l'influence du rapport  $\frac{b}{d}$  lorsqu'il varie entre 1 et 3 avec une contrainte de cisaillement qui peut augmenter de près de 25%. En revanche, la transition entre poutres larges et dalles se fait sans aucun gain dans la contrainte de résistance au cisaillement.

Bien que la largeur ne semble pas influencer sur la contrainte de cisaillement, il est important de définir son implication dans l'effort résistant en entier.

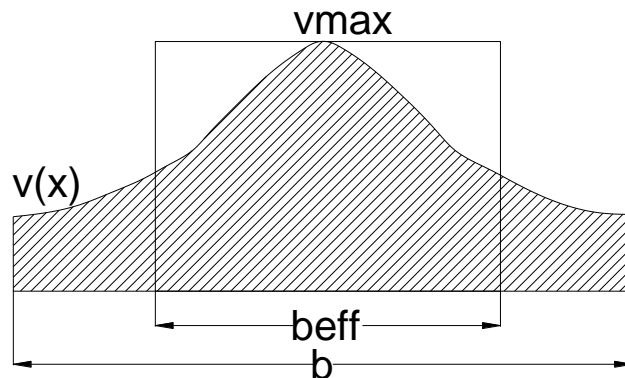
### 2.5.1.2 La largeur effective : cas des charges concentrées

- **Définition et pertinence**

La largeur effective  $b_{eff}$  a été introduite par Goldbeck en 1917 (Goldbeck 1917). Elle représente selon l'auteur, la largeur de dalle qui devrait être utilisée dans les formules de poutres rectangulaires lorsqu'appliquées aux dalles. En d'autres termes, elle est largeur qui supporte effectivement la charge appliquée. Pour cela, il considère la largeur vérifiant que l'effort résistant

## Bibliographie

causé par une contrainte maximale distribuée sur toute une longueur soit égal à l'effort résistant induit par des contraintes variables sur toute la largeur réelle (**Figure 2-57**). Du fait de la faible largeur des poutres par rapport à la hauteur utile, celle-ci apparaît entièrement dans les formules de calcul. Cependant pour les dalles avec des charges concentrées près de l'appui, la résistance au cisaillement « poutre » doit être calculée en prenant en compte une largeur effective  $b_{eff}$ .



**Figure 2-57** Principe de largeur effective  $b_{eff}$ : surface sous la courbe de contrainte  $v(x)$  sur une longueur  $b$  égale à celle générée par  $v_{max}$  avec  $b_{eff}$

Les études récentes concernant les dalles sont essentiellement concentrées sur les charges linéiques qui ont un comportement similaire à celui des poutres et que les codes de calcul conduisent à une approximation.

Regan (Lantsoght, Veen, and Walraven 2012) (1982) a suggéré que les dalles sous charges concentrées près de l'appui ont une plus grande résistance au cisaillement en se basant sur les formules de cisaillement des poutres.

Lantsoght (Lantsoght, Veen, and Walraven 2013) a réalisé une étude comparative entre le rapport  $\frac{a}{d}$  et la largeur effective. Quand la distance appui-charge  $a$  diminue, le rapport  $a/d$  est réduit, il en va donc de même de largeur utile  $b_{eff}$ .

La résistance au cisaillement est donc théoriquement plus faible  $V_u = V_u b_{eff} d$

Il y a une dimension supplémentaire à prendre en considération dans le cas des dalles en comparaison avec les poutres :

Pour les poutres il existe une unique bielle de compression qui puisse se développer. Dans les dalles, un système bielles-tirants 3D se construit avec plusieurs chemins possibles entre la charge et l'appui. Cet état résulte de l'équilibre tridimensionnel. Les différents chemins permettent

## Bibliographie

de définir un  $a/d$  moyen plus important ce qui conduit à une réduction de l'effet d'augmentation de  $a$  sur la résistance au cisaillement.

Quand le rapport  $a/d$  décroît, la résistance au cisaillement augmente fortement.

Il y a une influence claire de la largeur  $b$  sur la quantité de cette augmentation. L'auteure compare les résultats à la méthode de calcul analytique de l'EC2 qui suggère d'utiliser le facteur  $\beta$ . Dans les essais menés, l'augmentation de la résistance due à la réduction du rapport  $\frac{a}{d}$  pour les dalles ne dépasse pas 26% alors que le calcul EC2 propose une résistance au cisaillement 2 fois plus grande. Le fait est que le facteur  $\beta$  est un facteur empirique basé sur des résultats de tests de poutres rectangulaires de hauteur effective comprise entre 250 mm et 400 mm, d'un taux d'armatures longitudinales  $\rho$  compris entre 1% et 3% (Regan (Said and Elrakib 2013)) et d'une résistance en compression de 20 à 40 MPa.

Pour les dalles, une méthode plus appropriée prendrait en compte les différents éléments. Selon l'ACI 318-14, il serait convenable d'utiliser une analyse linéaire ou un modèle bielle-tirant pour les éléments avec charges concentrées dont la distance à l'appui est inférieure à 2 fois la hauteur.

Lantsoght (Lantsoght, Veen, and Walraven 2013) a abordé la pertinence de l'utilisation de la largeur efficace par le billet de l'étude de la taille de la plaque de charge. Celle-ci influe sur la largeur effective issue de la propagation de charge calculée selon l'annexe française.

Il a d'ailleurs été démontré par Furuuchi et al (Furuuchi et al. 1998) et Regan (P. E. Regan and Rezai-Jorabi 1988) qu'il y a bien une augmentation de la résistance au cisaillement pour une augmentation de la largeur de zone de charge. Une augmentation de la surface de charge de 100% a engendré une augmentation de la charge de ruine d'environ 16%.

Pour ce qui est du profil de fissuration, les poutres ont présenté des fissures horizontales traversant l'élément d'un côté libre vers l'autre.

Les dalles présentent une redistribution transversale de la charge puisqu'elle se propage dans la direction transversale, ainsi plus l'élément est large plus la propagation est importante. Aussi, lorsque la taille de la zone de charge est augmentée le phénomène de propagation transversale est décuplé, ceci signifie que l'augmentation de la zone de charge améliore la résistance au cisaillement d'autant plus que l'élément est large.

Spécimens	$b(m)$	Augmentation <i>moyenne</i>
BS1-BS3	0.5	10.1%
BM1-BM3	1.0	0.5%
BL1-BL3	1.5	0.7%
BX1-BX3	2.0	25.2%
S1-S2	2.5	41.5%

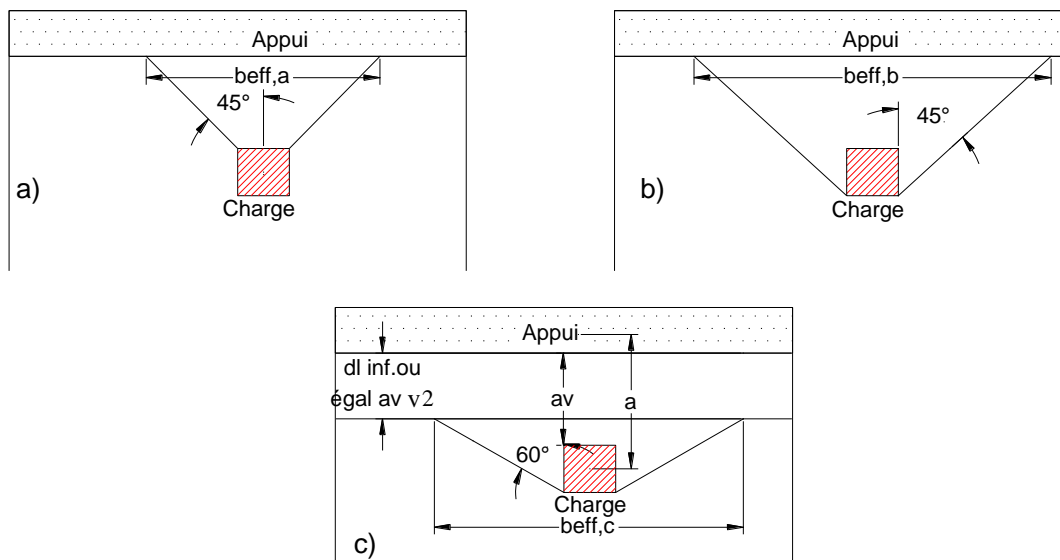
**Figure 2-58 L'augmentation de résistance au cisaillement mesurée pour une augmentation de la taille de la zone de charge de 200 mm X 200 mm à 300 mm X 300 mm**

#### 2.5.1.2.1 Calcul

La résistance au cisaillement des dalles est calculée suivant une certaine largeur  $b_{eff}$ .

3 modèles sont illustrés dans la (**Figure 2-59**) : a) en supposant un angle de propagation de  $45^\circ$  à partir du centre selon l'annexe autrichienne (NEN Committee 351001 1995); (b) en supposant un angle de propagation de  $45^\circ$  à partir des coins éloignés de la charge selon l'annexe française de l'EC2 (Roux 2011a); (c) en supposant un angle de propagation de  $60^\circ$  à partir des coins éloignés à une distance  $d_l \leq a_v \sqrt{2}$  de l'appui selon le fib Model Code 2010 (Sigrist et al., n.d.).

## Bibliographie

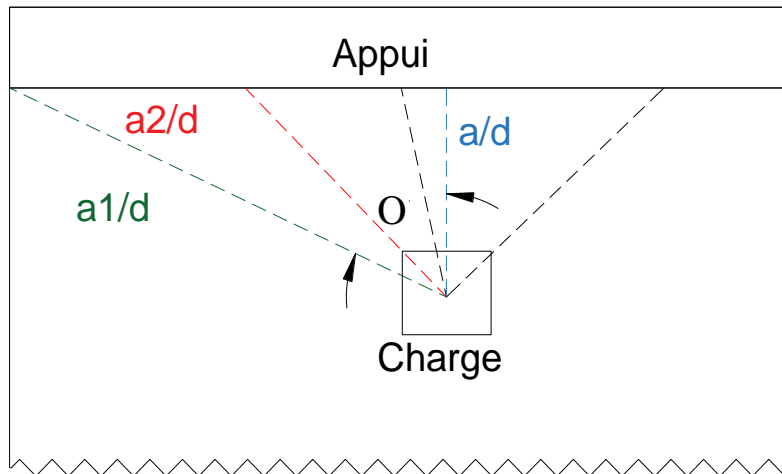


**Figure 2-59** Largeur effective (a) beff selon l’annexe autrichienne (**NEN Committee 351001 1995**); (b) beff selon l’annexe française (**Roux 2011a**) ; (c) beff selon le fib Model Code 2010 (**Sigrist et al., n.d.**)

Lantsoght (Lantsoght, Veen, and Walraven 2013) a proposé une comparaison entre l’annexe française et néerlandaise.

Les données bibliographiques rassemblées par l’auteur permettent de comparer 2 dalles similaires : A et B dont les largeurs respectives sont de 500 mm et 650mm (**Tableau 2-11**).

La dalle B connaît une augmentation de 25% de la résistance au cisaillement par rapport à la dalle A en raison de la redistribution transversale. Ce phénomène est bien celui qui permet d’obtenir une résistance au cisaillement des dalles plus importante que celle des poutres. En réalité, la contrainte de résistance au cisaillement  $v_c$  évolue peu lorsque le rapport  $\frac{b}{d}$  est supérieur à 3, de ce fait c’est sa redistribution transversale qui engendre une meilleure résistance totale au cisaillement  $V_c$ . Concrètement, la redistribution transversale se traduit par la variation du rapport d’élancement  $\frac{a}{d}$ , comme expliqué par Lantsoght (Lantsoght et al. 2014). En effet, le chemin de propagation moyen qui dépend de la distance « a » est supérieur au chemin de propagation classique dans une poutre (**Figure 2-60**).



**Figure 2-60** Variation du rapport d'élanement  $a/d$  pour une dalle soumise à une charge concentrée avec

$$\frac{a_1}{d} = \frac{a}{d \cos \Omega} \text{ (Lantsoght et al. 2014)}$$

**Tableau 2-11** Propriétés des dalles proposées par Lantsoght (Lantsoght, Veen, and Walraven 2012)

Dalle	Largeur b (mm)	$b_{eff}$ Annexe autrichienne (a)(mm)	$b_{eff}$ Annexe française (b)	Augmentation de la résistance dalle B/ dalle A		
				(a)	(b)	Réelle
A	500	510 limitée à 500	660 limitée à 500	5	30	25
B	650	510	660 limitée à 650			

La méthode de l'annexe française est plus pertinente car plus proche du réel.

Il est également important de noter l'effet d'augmentation de résistance par redistribution transversale jusqu'à la valeur limite correspondant à la largeur transversale.

En récapitulant, la largeur des spécimens a peu d'influence sur la contrainte de résistance au cisaillement. Les dalles ont tendances à se comporter similairement aux poutres lorsque la charge appliquée est linéique, ainsi la résistance au cisaillement peut être considérée directement proportionnelle à la largeur de l'élément. En revanche, les cas des charges concentrées nécessitent l'introduction d'un nouveau paramètre qui est la largeur effective. Ainsi, lorsque la largeur réelle

## Bibliographie

est inférieure à cette valeur la résistance au cisaillement évolue proportionnellement en fonction de  $b_w$ . Dès lors que la largeur réelle atteint ou dépasse la largeur effective, la résistance au cisaillement est limitée par cette valeur  $b_{eff}$ .

### 2.5.2 Les armatures transversales

Les armatures transversales sont le plus souvent utilisées dans les dalles et poutres larges où le moment de flexion de l'axe faible n'est plus négligé.

En ce qui concerne le cisaillement unidirectionnel leur influence est peu considérée. En effet, dans les codes réglementaires tels que l'ACI 318-14 et l'EC2, seul le taux d'armatures longitudinales fait figure même dans le cas des dalles.

Néanmoins, des campagnes expérimentales ont été réalisées pour identifier l'éventuelle influence de ce paramètre sur la résistance au cisaillement des poutres larges et dalles.

#### Les travaux de Gurutzega et al (Gurutzega et al. 2015)

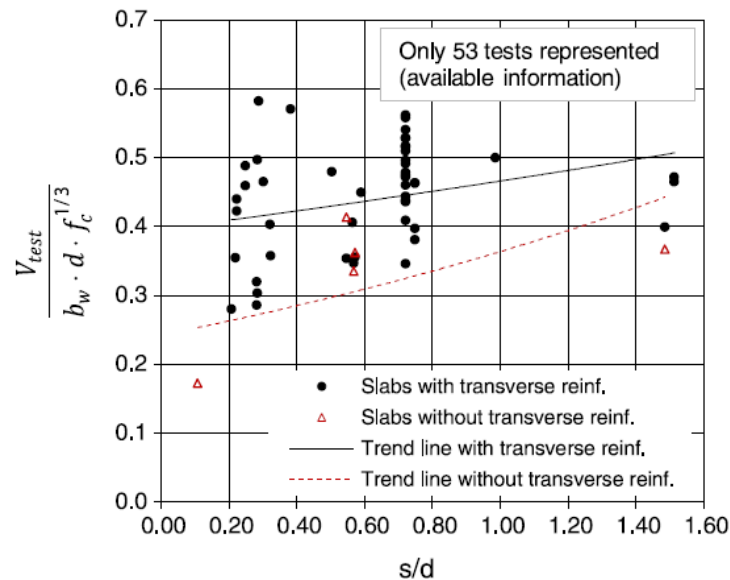
Des poutres et dalles sont soumises à une charge linéique uniformément répartie sur la largeur de chaque spécimen est appliquée jusqu'à rupture.

**Tableau 2-12** Données expérimentales et résultats des dalles testées par Gurutzega et al (**Gurutzega et al. 2015**)

Spécimen	$b_w$ (mm)	d (mm)	a (mm)	h (mm)	L (mm)	a/d	Aciers long	Aciers trans	$f_c$ (MPa)	Vu (kN)
S1	2000	213	625	250	2000	2.94	7 $\phi$ 25/316	$\Phi$ 8/200	37.4	566
S2	2000	213	625	250	2000	2.94	7 $\phi$ 25/316	-	37.4	521
S3	2000	217	625	250	2000	2.88	17 $\phi$ 16/119	$\Phi$ 8/200	37.4	513
S4	2000	217	625	250	2000	2.88	17 $\phi$ 16/119	-	37.4	600

A la suite des essais Gurutzega a regroupé ses résultats avec ceux de Sherwood et Collins (Collins, Bentz, and Sherwood 2008) en sélectionnant les cas de dalles vérifiant les conditions suivantes :  $\frac{a}{d} > 2.5$ ,  $\frac{b_w}{d} > 2$  et le mode de rupture doit être celui du cisaillement. La Figure 2-61 expose cette base de données.





**Figure 2-61** Cisaillement normalisé en fonction de la hauteur utile  $d$ , du taux d'armatures longitudinales  $\rho_l$  et du rapport  $s/d$  ( $s$  étant l'espacement entre les armatures longitudinales)

Gurutzega a abouti aux conclusions suivantes :

- Il n'y a pas d'influence des armatures transversales sur le cisaillement puisque l'ajout de ces renforts a permis d'augmenter la résistance de 9% pour le cas des dalles S1 et S2 alors qu'une diminution de 14.5% est à déplorer entre les dalles S3 et S4 (Tableau 2-12). Les résultats sont donc non concluants.
- Les déformations des armatures transversales sont petites et uniformes pour les dalles avec un espacement inter-barres faible (**Figure 2-61**). Le rôle des armatures transversales est plus significatif pour des dalles avec un espacement important entre les barres parce qu'elles atteignent un seuil de déformations de  $1700\mu\epsilon$ . Grâce à ces valeurs qui témoignent de la traction des armatures transversales, l'équilibre du mécanisme bielles-tirants 3D au bout de la largeur de dalle est atteint. En bref, les armatures transversales participent au transfert des contraintes sur toute la surface de dalle.

**Les travaux de Lantsoght** (Lantsoght, Veen, and Walraven 2013)

## Bibliographie

Lantsoght et son équipe ont réalisé une batterie d'essais de cisaillement de dalles sous chargement concentré portées sur une unique direction.

Dans le cas de dalles similaires, les résultats de Lantsoght indiquent qu'augmenter le taux d'armatures transversales n'a pas d'influence sur la résistance au cisaillement en particulier lorsqu'il s'agit de dalles portées sur une direction avec un chargement linéique puisqu'elles ont tendance à se comporter comme des poutres. En revanche, les armatures transversales améliorent le profil de fissuration de ces dalles avec des fissures plus fines et plus étendues. Ainsi, l'ajout d'armatures transversales conduit à une meilleure distribution des contraintes le long de la largeur de dalle.

### 2.5.3 Les armatures d'effort tranchant

Si l'influence des épingles est longitudinalement similaire entre les poutres et les dalles puisqu'elles permettent essentiellement d'augmenter la résistance au cisaillement et la ductilité des spécimens (Lubell et al. 2004), il est nécessaire de connaître l'incidence de ce type de renforcement sur la redistribution transversale de la résistance au cisaillement.

Pour ce fait, ce paragraphe se focalisera sur l'effet de l'espacement transversal des épingles sur le comportement des poutres larges et dalles qui impacte directement la résistance au cisaillement des spécimens larges.

Les recommandations de l'espacement longitudinal des épingles sont clairement détaillées dans les codes de dimensionnement comme celui de ACI 318-08 (Committee 318 and Institute 2008), le code canadien CSA A23.3-04 (Canadian Standards Association 2004) ou encore l'AASHTO LRFD (*AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* 2008) avec un espacement variant entre  $0.5d$  et  $0.63d$ . En revanche, aucun d'eux ne s'est intéressé à l'espacement transversal des armatures d'effort tranchant. Seul l'EC2 mentionne de disposer les épingles selon un même espacement longitudinal et transversal de  $0.7d$ .

Peu de campagnes expérimentales se sont intéressées à ce sujet.

Hsiumg et Frantz (Hsiumg and Frantz 1985) ont analysé le comportement de spécimens dont le rapport  $\frac{b_w}{d}$  variaient entre 0.33 et 1. Les auteurs ont noté que des déformations plus importantes dans les épingles intérieures ont été relevées mais l'espacement de ces armatures

## Bibliographie

d'effort tranchant à travers la largeur allant de  $\frac{d}{4}$  à  $d$  n'a pas permis de discerner les changements dans la résistance au cisaillement ultime ou même des différences dans les ouvertures de fissures.

Serna-Ros et al (Serna-Ros et al. 2002) ont testé des poutres de 750 mm de largeur et 250mm de hauteur avec différentes dispositions des épingles. Il a conclu que la résistance prédite par l'ACI 318 peut être améliorée notamment en ajustant la contribution  $V_s$  des épingles avec les

$$\text{taux } \sqrt{\frac{d}{s_L}} \text{ et } \sqrt{\frac{d}{s_w}}$$

### Les travaux de Lubell (Lubell, Bentz, and Collins 2009)

Lubell et al (Lubell, Bentz, and Collins 2009) a réalisé une campagne expérimentale pour étudier l'influence de l'espacement transversal des épingles sur la résistance au cisaillement.

Pour cela, il analysé le comportement de 7 poutres larges AW de sections similaires. Les 4 premières poutres (AW2, AW3, AW4 et AW5) étaient appuyées sur des appuis de dimensions 305x305mm, la plaque de charge avait également la même surface d'application. Les efforts appliqués simulent ainsi l'effet des charges appliquées par des colonnes et celles reprises par des poteaux. Les 3 poutres restantes (AW6, AW7 et AW8) sont appuyées sur toute la longueur de leurs côtés transversaux et une charge linéique est appliquée sur toute la largeur de chaque spécimen afin de simuler l'effet charge-appui des murs porteurs. Les poutres larges ont une longueur  $L = 3700mm$ , ils contiennent des épingles ont un espacement longitudinal constant  $s_L = 300mm$ . Le paramètre qui varie d'un spécimen à l'autre est le taux d'armatures de cisaillement transversales à travers l'espacement  $s_w$ .

**Tableau 2-13** Propriétés et résultats de la campagne expérimentale de Lubell (Lubell, Bentz, and Collins 2009)

Spécimen	$\rho_L$ %	$b_w$ (mm)	$h$ (mm)	$d$ (mm)	$\frac{a}{d}$	Taux d'espacement transversal $\frac{s_w}{d}$	$V_u$ (kN)
AW2	1.68	1172	591	507	3.65	2.13	818
AW3	1.69	1165	593	509	3.63	1.57	837
AW4	1.69	1168	590	506	3.66	-	725

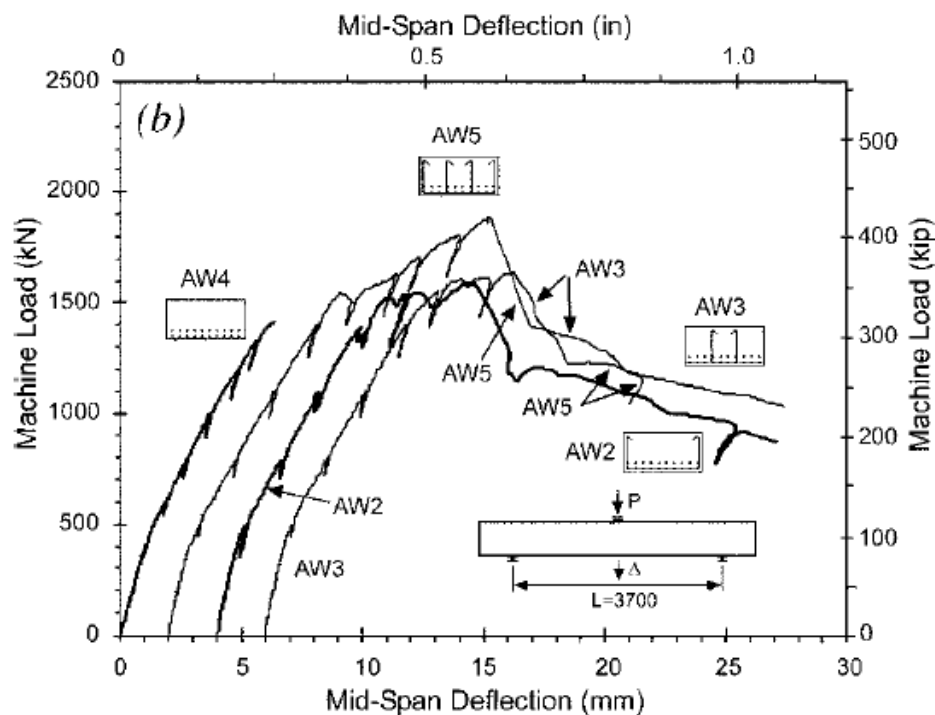
## Bibliographie

AW5	1.67	1170	590	511	3.62	0.73	963
AW6	1.68	1169	593	509	3.63	2.12	841
AW7	1.67	1170	591	512	3.61	0.73	1074
AW8	1.69	1169	591	507	3.65	-	800

Les poutres AW2 et AW3 ont des caractéristiques similaires sauf pour le taux d'épingles de cisaillement transversales. Ainsi une diminution de l'espacement des armatures de 27% conduit à un gain de résistance au cisaillement d'environ 2.3% pour les cas de chargement concentré. Ce gain est considéré faible par l'auteur en raison de l'espacement trop important entre les épingles transversales pour les deux poutres. Ainsi, pour le cas du spécimen AW5, la résistance augmente d'environ 18% en comparaison avec la poutre AW2, lorsque l'espacement est réduit de près de 66% ce qui correspond à peu près aux recommandations de l'EC2. D'ailleurs, cette augmentation de résistance est supérieure à celle observée entre AW2 et AW4 (poutre sans armatures d'effort tranchant) qui est de moins de 13%.

Le même phénomène est observé dans le deuxième groupe de poutres, cependant l'auteur relève un gain moyen de 10% de charge lorsque le chargement et les appuis sont distribués.

Les courbes de charges-flèches (**Figure 2-62**) permettent d'observer un autre aspect d'influence des épingles. Il s'agit de l'augmentation de la ductilité. Contrairement à la valeur maximale de la résistance au cisaillement, même un espacement important  $s_w = 2.13 d$ , entraîne une amélioration conséquente de la ductilité. C'est-à-dire qu'au voisinage de la charge de rupture, le spécimen connaît de grands déplacements synonymes d'une absorption d'énergie en post-pic.



**Figure 2-62** Courbes charges-flèches des poutres larges AW2, AW3, AW4, AW5, AW6, AW7 et AW8

En résumé, les armatures d'effort tranchant (épingles) ont autant d'influence longitudinalement que transversalement. Ils jouent l'important rôle de modifier le comportement des spécimens sous cisaillement en évitant les ruptures fragiles et en augmentant la résistance au cisaillement.

## 2.6 Influence de l'effort axial

La résistance au cisaillement des poutres en béton armé a été largement étudiée au cours des dernières décennies. La recherche sur la résistance au cisaillement dans le cas des poutres avec efforts de compression ou traction axiale, est toutefois, relativement limitée.

Les premiers travaux sur la résistance au cisaillement du béton armé de poutres soumises à des charges axiales ont paru à la fin des années 50, avec les études de Baldwin et Viest (Baldwin, Jr, and Viest 1958) et de Siess et De Cossio (Cossio and Siess 1960).

## Bibliographie

La force de compression axiale dans les épreuves de ces premières études, cependant, était faible avec des valeurs de contraintes axiales habituellement inférieures à  $0,05f_c'$ . Elle n'a eu de ce fait qu'un faible effet sur la résistance au cisaillement des spécimens. D'importants résultats expérimentaux sur ce sujet ont été publiés plus tard dont celles de Mattock (Mattock 1969), (Mattock and Wang 1984) et celle de Haddadin (Haddadin, Hong, and Mattock 1971) sur la résistance au cisaillement de Poutres en T renforcées avec des armatures d'effort tranchant. Plusieurs expériences ont été menées par la suite, telles que la thèse de Gupta (P Gupta 1995), mais sans édition complète des données d'essai.

D'un point de vue analytique, les formules proposées sont soit semi empiriques comme celles de l'ACI 318 ou de l'EC2, soit basée sur la théorie du champ de compression modifié (MCFT) comme celle du CSA canadien.

Afin de démontrer l'influence que peut avoir un effort axial sur le cisaillement des spécimens, deux études sont présentées :

### **Les travaux de Collins et Adebar** (Adebar and Collins 1996)

Collins et Adebar (Adebar and Collins 1996) ont mené une campagne expérimentale au nombre de 27 poutres soumises à la fois à un chargement transversal, un effort axial et un moment de flexion variant linéairement. 25 poutres avaient une section identique de 290mm de largeur pour 310mm de hauteur. L'élanement des poutres était d'environ 1.6m.

8 des 25 poutres testées étaient renforcées en cisaillement avec des goujons à double tête ayant un diamètre de 8mm. Les variables sont : l'effort axial appliqué N (positif, il correspond à de la compression et négatif à de la traction) et l'espacement des armatures d'effort tranchant.

**Tableau 2-14 Propriétés et résultats des essais sur poutres issus de la campagne expérimentale de Collins et Adebar avec (Adebar and Collins 1996)**

Spécimen	$\rho_L$ %	Effort Normal/Effort tranchant $N/V$	$\rho_S$ %	Apparition de fissures $\frac{V_{cr}}{b_w d}$ (MPa)	Contrainte ultime $\frac{V_u}{b_w d}$ (MPa)
ST3	1.95	0	0	1.01	1.51
ST4	1.95	0	0.11	1.12	2.22
ST6	1.95	0	0.28	1.05	2.37
ST7	1.95	0	0.36	1.0	3.86
ST9	1.95	-4	0	0.52	0.98
ST10	1.95	-8	0	0.29	0.92
ST11	1.95	-16	0	-	0.68
ST12	1.95	-32	0	0.09	0.66
ST13	1.95	-16	0	0.18	0.92
ST14	1.95	1	0	1.12	1.42
ST15	1.95	3	0	2.02	2.19
ST19	1.95	0	0.20	1.23	2.82
ST20	1.95	-4	0.20	0.50	2.50
ST21	1.95	-2	0.20	0.49	2.67

Il est évident que lorsqu'un effort de traction axiale est appliqué la résistance au cisaillement ultime diminue. A titre d'exemple, les poutres ST3 et ST9 sont similaires sauf qu'un effort normal de traction proportionnel à la force transversale est appliqué dans le cas de ST9. La contrainte ultime est diminuée de 35% tandis que la contrainte de fissuration est réduite de 49%.

La traction contribue en effet à une fissuration précoce avec des ouvertures de fissures plus importantes. Elle réduit les mécanismes de résistance au cisaillement qui dépendent du profil de fissuration comme l'imbrication des granulats, le transfert de traction des fissures et l'effet de goujon. L'application de la traction a cependant pour avantage d'augmenter la ductilité des éléments comme cela a été démontré par Bhide et Collins (Bhide and Collins 1989a) (**Figure 2-64**).

## Bibliographie

Collins (Adebar and Collins 1996) a remarqué que lorsqu'une poutre est soumise à un effort axial de traction les fissures tendent à devenir de plus en plus verticales et la ruine a lieu dès lors que les fissures diagonales apparaissent. Il note aussi que pour un effort axial important, 3 types de fissures se sont formé au voisinage de la rupture : d'abord les fissures de flexion verticales (magenta), les fissures de cisaillement inclinées (bleu et noir) et qui longent les armatures longitudinales par effet de goujon et puis des fissures verticales résultant de la traction pure (rouge) (Figure 2-63).

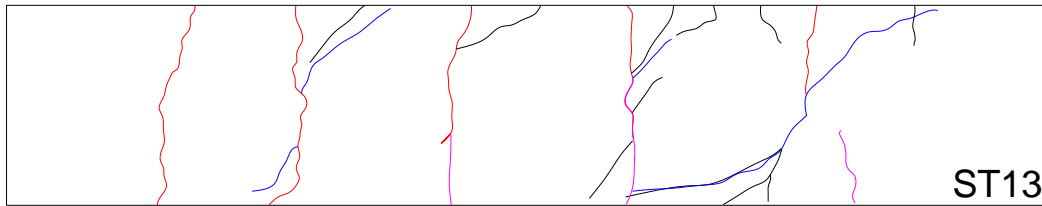


Figure 2-63 Profil de fissuration de la poutre ST13

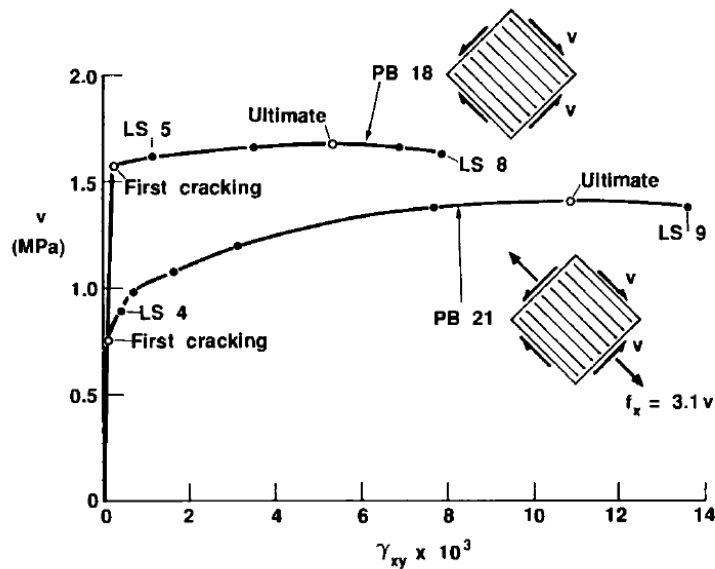


Figure 2-64 Influence de la traction sur les déformations d'élément soumis au cisaillement (Bhide and Collins 1989a)

L'application d'un effort de compression conduit évidemment aux résultats inverses : en comparant le cas des poutres ST3 et S15, une augmentation de la résistance au cisaillement ultime de 45% est réalisée. La contrainte de fissuration est améliorée quant à elle de 100%.



## Bibliographie

La compression retarde en premier lieu l'apparition des fissures, puis contrôle leur ouverture de manière booster l'efficacité des mécanismes dépendants de la fissuration. Cependant, appliquer un effort axial de compression réduit la ductilité et conduit à une rupture plus fragile.

Collins a également remarqué que les armatures d'effort tranchant contribuent à amortir l'effet de la traction sur les poutres. Ainsi, pour un taux de charge  $\frac{N}{V} = -4$ , la perte de contrainte de résistance au cisaillement entre les poutres ST3 et ST9 est de 35%, tandis que ce pourcentage est réduit à 11.3% lorsque les poutres ST19 et ST20 sont comparées. Ces dernières sont renforcées avec un taux d'armatures de cisaillement de 0.2%. Le même phénomène est d'ailleurs observé en compression grâce aux résultats de la campagne expérimentale de Haddadin (Haddadin, Hong, and Mattock 1971) concernant les poutres en T.

Ces résultats prouvent encore que la résistance au cisaillement conférée par des armatures d'effort tranchant  $V_s$  n'est pas indépendante de la résistance  $V_c$  d'une poutre sans renforcement au cisaillement.

### **Les travaux de Zararis** (Zararis and Zararis 2009)

Zararis a regroupé les données des campagnes expérimentales de Mattock (Mattock 1969), Mattock (Mattock and Wang 1984) et Haddadin (Haddadin, Hong, and Mattock 1971). Ceci a permis de confirmer les résultats de Collins (Adebar and Collins 1996) qui affirment que l'application d'un effort axial de traction détériore la résistance au cisaillement tandis qu'un effort axial de compression l'accroît (**Figure 2-65**).

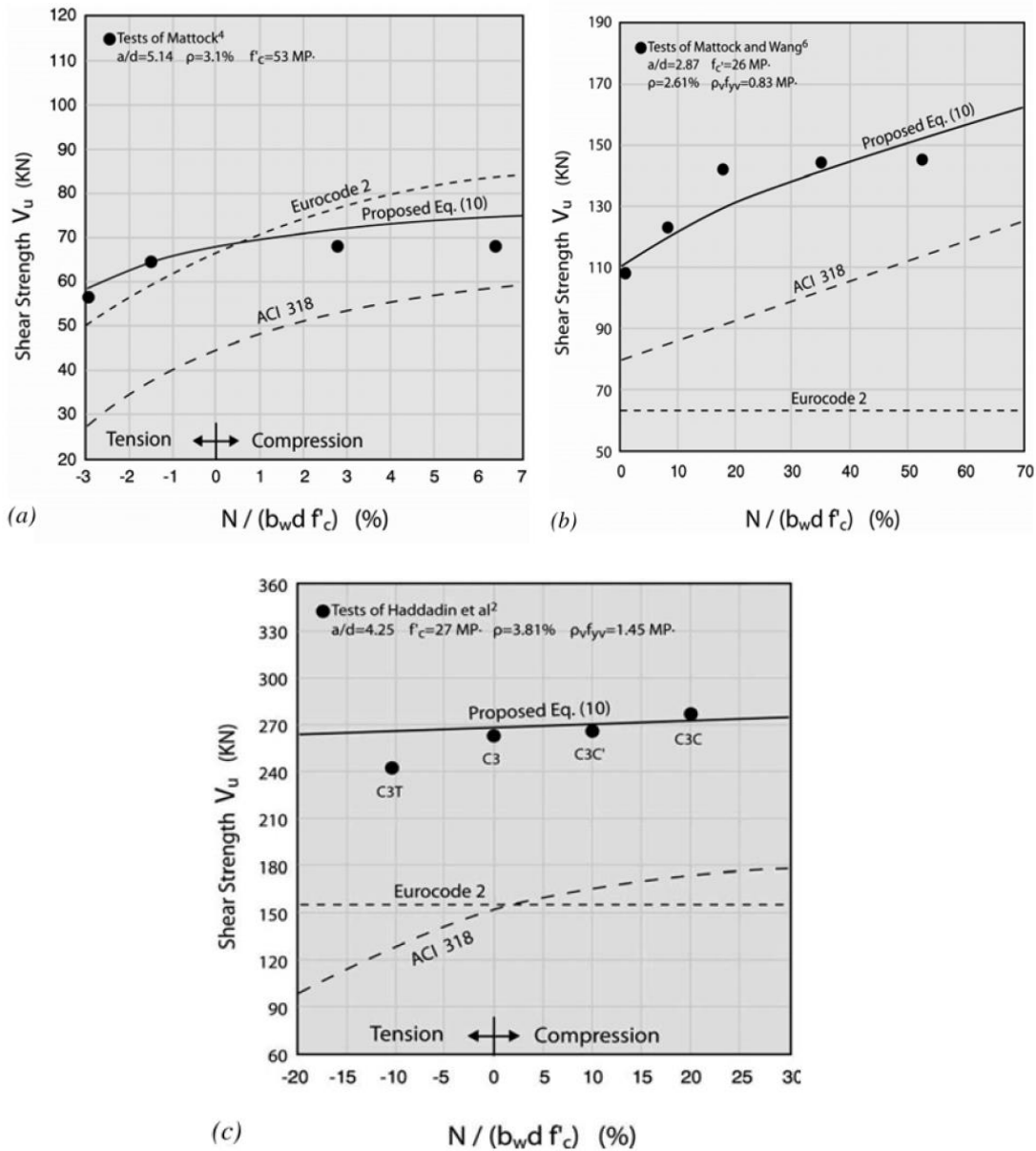
Grâce à une plage de données importante et diversifiée, Zararis avance dans son article que l'effet de l'effort axial est indépendant des paramètres comme le taux d'armatures longitudinales  $\rho_L$ , le rapport d'élancement  $\frac{a}{d}$ , la résistance en compression du béton  $f'_c$  et la contrainte de résistance des épingles  $\rho_s f_{yy}$ . Il émet cependant une réserve concernant les poutres renforcées au cisaillement et celles qui ont une résistance caractéristique du béton élevée. La Figure 2-65 montre que l'influence de l'effort normal est atténuée quand la résistance caractéristique du béton est élevée et accentuée lorsque des armatures d'effort tranchant sont ajoutées. Ceci est sans doute vrai pour le cas de la résistance  $f'_c$ , puisqu'avec une résistance en compression du béton plus élevée la porosité du béton est plus faible, ce qui empêche la formation des fissures. En conséquence, un effort axial positif ou négatif a un impact limité sur la résistance au cisaillement des spécimens.

## Bibliographie

En se basant sur la **Figure 2-65**, Zararis montre que pour les poutres rectangulaires, avec armatures d'effort tranchant, l'influence de la compression est accentuée grâce à la présence d'épingles en particulier pour des valeurs de compression variant entre 0 et 20%. Au-delà le gain de résistance devient plus faible.

La **Figure 2-65** traduit également que la résistance au cisaillement est plus fortement dégradée par un effort axial de traction, qu'elle n'est améliorée par un effort de compression de même valeur en raison des caractéristiques mécaniques du béton.

## Bibliographie



**Figure 2-65** Effet d'un effort axial sur les poutres en cisaillement avec : a) poutres avec un béton à haute résistance b) poutres avec béton à résistance normale et renforcées en épingles c) Poutres en T avec épingles et résistance normale du béton

En résumé, l'effort axial appliqué sur un spécimen en béton armé de type poutre ou dalle peut soit améliorer la résistance au cisaillement (effort de compression) soit la dégrader (effort de traction). L'interaction des armatures d'effort tranchant avec l'effort axial n'a pas été clairement établie par la communauté scientifique. Le contraire a même été avancé par Zararis, en énonçant

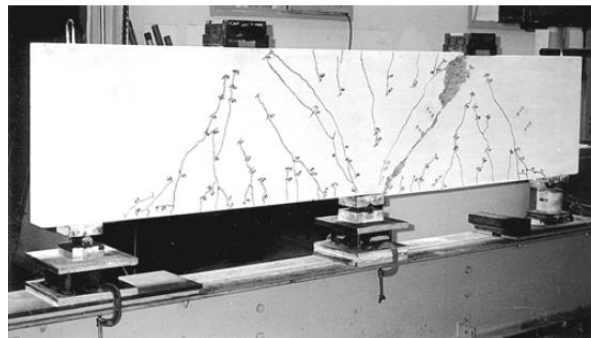
l'indépendance des deux paramètres. Toutefois, il émet une réserve pour le cas de la compression où les épingles stimulent cet effort.

### 2.7 Conditions limites

Le sujet de thèse se focalise essentiellement sur les éléments en appui simple sous sollicitation de cisaillement. L'utilisation de poutres continues ou dalles continues modifie la distribution des moments de flexion. Ainsi, les zones d'importants moments de flexion peuvent coïncider avec les zones d'effort tranchant maximal (Ashour 1997).

Dans une étude comparative des poutres simplement appuyées et des poutres continues, réalisée par Yang et al (Yang, Chung, and Ashour 2007), la superposition des zones de flexion et d'effort tranchant causée par réduit la résistance au cisaillement d'environ 26% pour les éléments sans armatures d'effort tranchant. En revanche pour des poutres avec armatures d'effort tranchant l'effet des conditions limites est inhibé.

Pour ce qui est du profil de fissuration, il est similaire pour les poutres continues et simplement appuyées avec une fissure diagonale qui lie la zone de charge à la zone d'appui.



**Figure 2-66** Profil de fissuration des poutres continues soumises au cisaillement (Yang, Chung, and Ashour 2007)

### 2.8 Modèles de calcul de la résistance au cisaillement

Le comportement des dalles en cisaillement a été appréhendé par différents codes de calcul analytique en se basant sur l'influence des divers paramètres étudiés dans la section 2.4 qui sont la résistance caractéristique du béton en compression  $f'_c$ , le taux d'armatures longitudinales  $\rho_L$ , la taille des granulats, les armatures d'effort tranchant, le rapport d'élancement et la largeur de la section...

Tous les différents codes de calcul trouvent source dans le modèle treillis proposé par Ritter et Morsch (Morsch 1908), (A. N. (Arthur N. Talbot 1909). Dans ce modèle, les forces verticales de cisaillement sont transmises à travers les bielles inclinées aux appuis, les composantes verticales de ces forces sont relevées par les armatures d'effort tranchant (épingles), et les composantes horizontales sont équilibrées par le béton comprimé dans la zone supérieure et par les aciers longitudinaux au niveau de la fibre tendue (inférieure).

Les paramètres de cisaillement bien que similaires, sont pris en considération de différentes manières en fonction de la méthode adaptée pour le modèle de calcul. Ainsi, les modèles de calcul empiriques ou semi-empiriques s'inspirent essentiellement des résultats des campagnes expérimentales. Ceci permet de se rapprocher fidèlement des cas de la réalité. En revanche, une base de données peu fournie, peu diversifiée ou biaisée peut largement fausser les modèles de calcul et les invalider. Le cas du cisaillement en est d'ailleurs l'exemple type. Il existe une synergie des paramètres influençant ce comportement en particulier pour les cas où des épingles sont mises en œuvre avec application d'un effort axial.

La rupture en cisaillement est souvent à caractère fragile, elle dépend d'un effet d'échelle selon lequel la ruine peut être initiée par un défaut entraînant la formation de fissures. Le chemin de ces fissures peut être réorienté par la présence de granulats ou d'épingles. Ainsi, il apparaît clairement que des variations même minimales peuvent modifier le profil de fissuration voire le modèle de rupture.

Cependant, pour des considérations pratiques, les modèles de calcul doivent demeurer simples à utiliser et suffisamment conservatifs pour assurer la sûreté des dimensionnements.

D'autres types de codes analytiques se fondent sur des modèles théoriques qui seront présentés par la suite. Les avantages et inconvénients des uns et des autres seront mis en revue. Un

accent sera mis sur le calcul de la résistance au cisaillement conférée par les armatures d'effort tranchant.

### **2.8.1 La théorie modifiée du champ de compression (Modified Compression Field Theory)**

En testant des éléments en béton armé soumis au cisaillement pur dans un système spécialement conçu, Vecchio et Collins (Collins, Bentz, and Sherwood 2008) ont développé la théorie modifiée du champ de compression (MCFT). Elle découle de la théorie des champs de compression tout en prenant en compte les contraintes principales de traction dans le béton. Le MCFT se base sur les équations d'équilibre, de compatibilité et la relation contrainte-déformation pour prédire la réponse au cisaillement d'éléments en B.A. Pour les éléments ayant uniquement des armatures longitudinales, la théorie prédit que la rupture a lieu quand la contrainte de cisaillement requise pour l'équilibre au niveau de la fissure atteint le cisaillement maximal pouvant être transmis par l'engrainement des granulats.

#### **2.8.1.1 Hypothèses**

Selon Vecchio et Collins (Vecchio and Collins 1986) le MCFT se base sur les hypothèses suivantes :

- Pour chaque état de déformation il existe uniquement un seul état de contrainte.
- Les contraintes et déformations peuvent être considérées en termes de moyennes quand prises dans des zones ou distances suffisamment larges pour contenir plusieurs fissures.
- La théorie des champs de compression néglige la traction dans le béton fissuré. Ce modèle prend en compte les contraintes entre les fissures et emploie expérimentalement les moyennes de contraintes et de déformations pour le béton fissuré.

#### **2.8.1.2 Conditions**

Le MCFT est également fondé sur 2 conditions :

La condition de compatibilité ou géométrie : une déformation du béton amène une même déformation de l'acier (adhérence complète) (Figure 2-67 et Figure 2-68). En combinant linéairement les différentes équations, les auteurs démontrent:

## Bibliographie

$$\tan^2 \theta = \frac{\epsilon_x + \epsilon_2}{(\epsilon_y + \epsilon_2)} \quad (2.8-1)$$

$$\epsilon_1 = \epsilon_x + \epsilon_s + \epsilon_2 \quad (2.8-2)$$

$$\gamma_{xy} = 2 (\epsilon_x + \epsilon_2) \cot \theta \quad (2.8-3)$$

L'ouverture de fissures à utiliser doit être la moyenne des ouvertures de fissures sur toute la surface.

Elle peut être prise comme étant le produit de la déformation de traction principale et de l'espacement de fissure  $s_\theta$ . L'angle  $\theta$  traduit l'inclinaison des fissures de cisaillement qui sont en général diagonales.

$$w = s_\theta \epsilon_1 \quad (2.8-4)$$

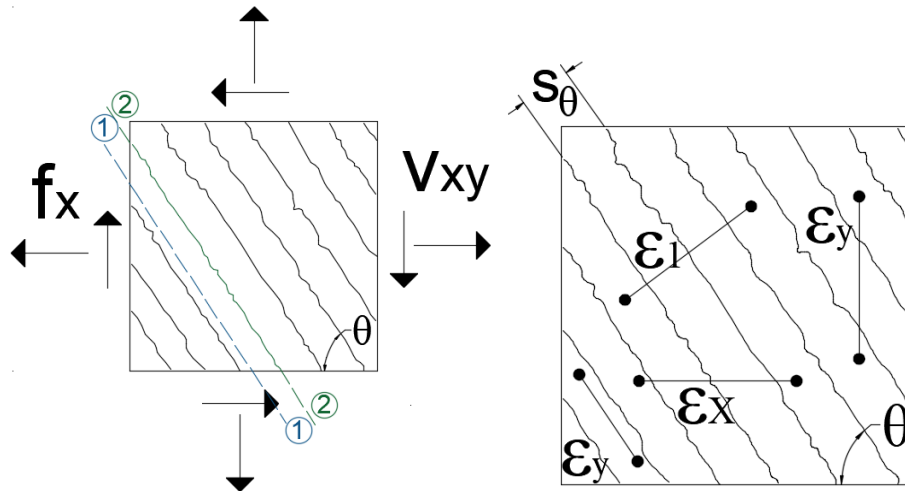
$$s_\theta = \frac{1}{\frac{\sin \theta}{s_x} + \frac{\cos \theta}{s_y}} \quad (2.8-5)$$

- Les conditions d'équilibre : Les contraintes totales sont la somme des contraintes dans béton avec celles dans les aciers longitudinaux :

$$f_x = f_{cx} + f_{sx} \rho_{sx} - v_{xy} \cot \theta \quad (2.8-6)$$

$$f_y = f_{cy} + f_{sy} \rho_{sy} - v_{xy} \tan \theta \quad (2.8-7)$$

$$v_{xy} = \frac{f_1 + f_2}{\tan \theta + \cot \theta} \quad (2.8-8)$$



**Figure 2-67** Distribution des contraintes et déformations au niveau d'un élément fissuré avec un angle d'inclinaison de fissure  $\theta$

Localement, au niveau des fissures (Figure 2-68) les conditions d'équilibre donnent :

$$f_{s_{xcr}} = \frac{f_x + v \cot \theta + v_{ci} \cot \theta}{\rho_x} \quad (2.8-9)$$

$$f_{s_{ycr}} = \frac{f_2 + v \tan \theta - v_{ci} \tan \theta}{\rho_y} \quad (2.8-10)$$

### 2.8.1.3 Contraintes et déformations

Même si les directions de contraintes axiales sont déviées des directions de déformations dans le béton c'est une simplification raisonnable de supposer que les axes de déformation principaux de déformation et les axes de contraintes principaux coïncident.

Pour les contraintes au niveau des aciers, le matériau suit un comportement élastique linéaire (loi de Hooke) et vérifie :

$$f_{sx} = E_s \epsilon_x \leq f_y \quad (2.8-11)$$

$$f_{sy} = E_s \epsilon_y \leq f_y \quad (2.8-12)$$

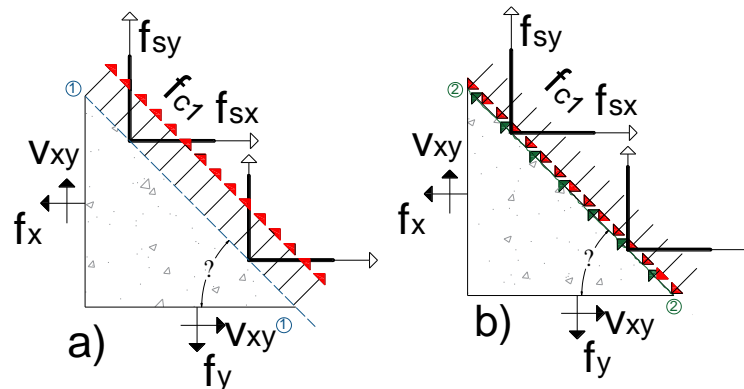
La contrainte de compression principale dans le béton  $f_2$  est fonction de la déformation en compression  $\epsilon_2$  et de la traction  $\epsilon_1$ .



$$f_2 = \frac{f'_c}{0.8 + 170\epsilon_1} \left[ 2 \left( \frac{\epsilon_2}{\epsilon'_c} \right) - \left( \frac{\epsilon_2}{\epsilon'_c} \right)^2 \right] \quad (2.8-13)$$

Et

$$f_1 = 0.33 \frac{\sqrt{f'_c}}{1 + \sqrt{500} \epsilon_1} \quad (2.8-14)$$



**Figure 2-68** Comparaison des contraintes au niveau d'une fissure : a) moyennes b) locales (**Vecchio and Collins 1986**)

Pour les bétons normaux, la fissuration a lieu à l'interface entre la pâte de ciment et les granulats. La fissure rugueuse résultante peut transférer le cisaillement à travers l'engrènement des granulats. La relation entre le cisaillement à travers la fissure  $v_{c1}$ , l'ouverture de fissure  $w$  et la contrainte de compression  $f_{c1}$  a été expérimentalement étudiée par bon nombre de chercheurs dont Walvaren (Joost C. Walraven 1981) qui a établi la relation suivante :

$$v_{ci} = 0.18 v_{cimax} + 1.64 f_{c1} - 0.82 \frac{f_{c1}^2}{v_{cimax}} \quad (2.8-15)$$

$$v_{cimax} = \frac{0.18 \sqrt{f'_c}}{0.31 + \frac{24 w}{a_g + 16}} \quad (2.8-16)$$

## Bibliographie

Dans les cas de béton à haute performance, l'influence des engrenements de granulats est diminuée, de ce fait, Bentz (Bentz 2000) propose de réduire  $a_g$  à zéro.

Dans les formules basées sur la MCFT, la contrainte de cisaillement de rupture décroît lorsque la largeur de fissure inclinée augmente. Alors cette contrainte ultime diminue lorsque la déformation de traction dans les aciers longitudinaux augmente, ce qui est appelé l'effet déformation.

La résolution des équations de la MCFT est fastidieuse manuellement. Elle nécessite un programme de calcul tel que Response 2000, développé par Evan Bentz l'Université de Toronto sous la direction de Collins (Bentz 2000). Il s'agit d'un programme d'analyse qui calcule la relation charge-déformation pour des poutres en béton armé uniforme soumis à une charge de cisaillement. Metwally (Metwally 2012) a étudié les résultats expérimentaux issus de plusieurs campagnes sur des 534 poutres armés et les a comparé aux calculs analytiques réalisés à travers Response 2000. Il a conclu que les calculs de ce programme basé sur la MCFT sont pertinents avec un rapport moyen  $\frac{V_{exp}}{V_{calc}} = 1.05\%$ .

Afin d'éviter la pénibilité de la MCFT, une simplification a été proposée par Bentz (Bentz, Vecchio, and Collins 2006) qui se base sur certaines approximations, comme négliger la contrainte verticale dans la zone de flexion, limiter les valeurs de déformations et celles de la valeur maximale de résistance au cisaillement. Ceci a permis l'introduction d'un facteur  $\beta$  qui dépend de la déformation au niveau des aciers longitudinaux ainsi que de l'espacement des fissures  $s_{xe}$ . Un des autres avantages de cette variante du MCFT est la simplification de l'angle d'inclinaison des fissures  $\theta$ .

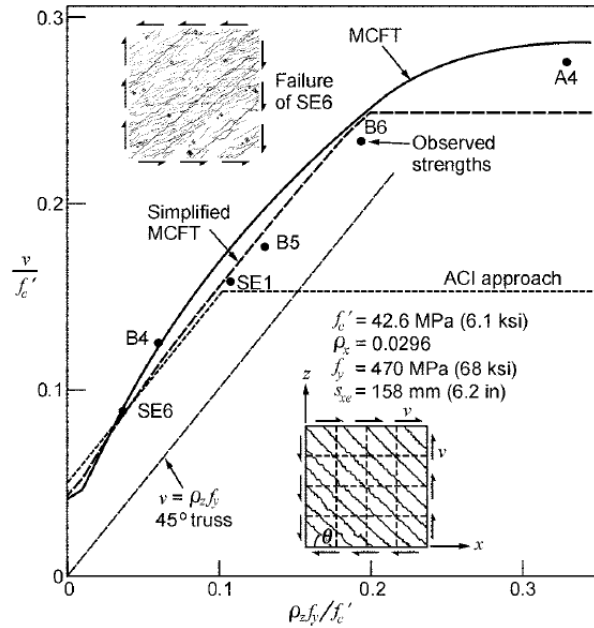


Figure 2-69 Comparaison graphique MCFT, SMCFT et résultats expérimentaux

### 2.8.1.4 Application de la MCFT : l'AASHTO LRFD<sup>3</sup>

La forme simplifiée de la MCFT (SMCFT) est la base du modèle de calcul de l'AASHTO LRFD et du code canadien CSA A23.3.

Le code AASHTO LRFD est un modèle américain qui a été développé pour la conception des tabliers de ponts, sa première édition a été publiée en 1994 pour étudier les spécimens en béton armé avec et sans précontrainte.

La résistance au cisaillement est définie comme suit par l'AASHTO LRFD :

$$V_n = V_c + V_s + V_p + V_a \quad (2.8-17)$$

Elle dépend de la résistance du béton  $V_c$ , des armatures de cisaillement  $V_s$ , d'une éventuelle précontrainte  $V_p$  et d'un effort normal  $V_a$ .

$V_c$  est fonction du facteur  $\beta$  qui a été défini précédemment comme étant responsable du transfert de la traction et du cisaillement à travers le béton fissuré.

<sup>3</sup> American Association of State Highway and Transportation Officials Load and Resistance Factor Design

## Bibliographie

L'AASHTO présente une intéressante option qui le diffère de la plupart des modèles analytiques :

Lorsque le spécimen ne contient pas la quantité minimale d'armatures d'effort tranchant,  $\beta$  vaut :

$$\beta = \frac{0.4}{1 + 750 \epsilon_s} * \frac{1300}{1000 + s_{xe}} \quad (2.8-18)$$

En revanche, lorsque le spécimen étudié en contient, le terme en rouge dans l'équation (2.8-18) disparaît.  $s_{xe}$  est le paramètre d'espacement des fissures. Ce paramètre est généralement supérieur à 300 mm (espacement observé lorsque le taux minimal d'armatures d'effort tranchant est appliqué). De ce fait, le facteur  $\beta$  est réduit. Ainsi, le code AASHTO prend en considération l'influence des épingles sur la résistance du béton au cisaillement.

$$s_{xe} = s_x \frac{35}{a_g + 16} \quad (2.8-19)$$

Avec  $s_x$  représente le minimum entre la hauteur utile  $d$  et l'espacement maximal entre les couches horizontales des armatures longitudinales.

Et

$$\epsilon_s = \frac{|M_u| + 0.5 N_u + |V_u|}{2E_s A_s} \quad (2.8-20)$$

L'effort normal, si appliqué est inclus dans la déformation des aciers longitudinaux (2.8-20).

D'où

$$V_c = \beta \sqrt{f'_c} b_w d \quad (2.8-21)$$

## Bibliographie

Pour ce qui est de la résistance au cisaillement des épingles, sa valeur est similaire pour tous les modèles de calcul pour les poutres à savoir :

$$V_s = A_v \frac{f_{yv} d \cot \theta}{s} \quad (2.8-22)$$

La résistance au cisaillement conférée par les épingles dépend analytiquement de la section des armatures d'effort tranchant, de la hauteur utile, de leur limite d'élasticité et de leur espacement.

L'AASHTO introduit l'angle  $\theta$  qui représente d'inclinaison des bielles de compression tel que :

$$\theta = 29 + 3500 \epsilon_s \quad (2.8-23)$$

L'angle  $\theta$  varie entre  $22^\circ$  et  $41^\circ$  pour les cas des poutres et dalles avec épingles, comme Hawkins l'a développé dans ses tables (Neil M. Hawkins et al. 2005). Par conséquent, l'angle de  $45^\circ$  admis par Tureyen et Frosch (Tureyen and Frosch 2003) et utilisé par la plupart des modèles codes (ACI 318-14, EC2, Fib Model Code 2010...) est élevé et réduit la contribution des armatures d'effort tranchant.

Le code AASHTO ne fait pas de différence entre les cas de poutres ou dalles contrairement à d'autres modèles. L'utilisateur peut cependant, remplacer la largeur  $b_w$  par la largeur  $b_{eff}$  plus adéquate aux cas de dalles sous charge localisée.

L'influence des armatures d'effort tranchant ne prend pas en compte l'espacement transversal. Comme proposé par Serna-Ros (Serna-Ros et al. 2002), le rapport  $\frac{d}{s}$  ou  $\frac{d_t}{s_{wt}}$  peut être

remplacé par  $\sqrt{\frac{d_t d_t}{s_{wt} s_{wL}}}$ .

Pour vérifier la pertinence du code AASHTO LRFD, une large base de données expérimentale de poutres avec (718) et de poutres sans (160) épingles a été étudiée par Kuchma et al (Kuchma et al. 2008). Tous les spécimens étudiés ont connu une rupture en cisaillement sans effet d'arche prédominant. Les auteurs ont rassemblé les rapports  $\frac{V_{exp}}{V_{code}}$  moyens et leurs écarts-types respectifs qui correspondent aux codes AASHTO LRFD (*AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* 2008), ACI 318-02 (Committee 318 and Institute 2002) et CSA A23.3-04 (Canadian Standards Association 2004).

**Tableau 2-15** Comparaisons des résultats expérimentaux et analytiques (**Kuchma et al. 2008**)

Méthode analytique	Poutres sans épingles		Poutres avec épingles	
	Moyenne	Ecart-type	Moyenne	Ecart-type
AASHTO LRFD	1.39	0.266	1.27	0.224
ACI 318-02	1.54	0.418	1.35	0.277
CSA A23.3-04	1.27	0.282	1.19	0.218

L'AASHTO LRFD et le CSA A23.3-04 (modèles basés sur la SMCFT) présentent les résultats les plus appropriés. Ils cernent le comportement des poutres au cisaillement avec la meilleure précision grâce à un écart-type faible en comparaison avec l'ACI 318-02. Cet écart-type se conserve d'ailleurs dans les cas des poutres en B.A avec et sans épingles (Kuchma et al. 2008).

En revanche, tous les modèles analytiques sont plus conservatifs pour les poutres sans épingles. L'explication qui peut être avancée, est que la contribution des armatures d'effort tranchant dans la résistance au cisaillement du béton  $V_c$  est sous-estimée, de ce fait l'écart entre les valeurs expérimentales et les valeurs analytiques se réduit pour les poutres avec épingles.

## 2.8.2 La théorie de la fissure de cisaillement critique (Critical Shear Crack Theory)

### 2.8.2.1 Définition et application

La théorie de la fissure de cisaillement critique (CSCT) a été présentée la première fois par Muttoni en 1991 (Muttoni and Schwartz 1991) pour définir le comportement des dalles sans armatures d'effort tranchant soumises au poinçonnement. Les formules issues de la CSCT définissent la rupture en cisaillement par la formation de la fissure critique qui se propage à travers la bielle de compression inclinée limitant sa résistance et ne permettant pas au spécimen d'atteindre sa capacité en flexion (Muttoni and Fernández Ruiz 2008a).

Muttoni a proposé un critère de défaillance en termes d'un cisaillement moyen qui estime la résistance de cisaillement maximale pour une largeur de fissure critique donnée. La théorie se base sur les hypothèses suivantes (Muttoni and Fernández Ruiz 2008b) :

## Bibliographie

- La largeur de fissure est supposée proportionnelle au produit de la déformation de référence  $\epsilon_s$  dans les armatures longitudinales et de la hauteur utile  $d$ .
- La résistance au cisaillement est prise dans une section où la largeur de la fissure critique peut être représentée par la déformation à une hauteur utile égale à  $0.6 d$  de la fibre la plus comprimée.

Comme pour la version simplifiée de la MCFT, la CSCT néglige la résistance en traction du béton, pour mettre en avant l'ouverture de fissure  $w$ , la taille maximale des granulats  $a_g$  et la résistance en compression  $f'_c$ . Ainsi, la CSCT est considérée être une variante de la MCFT.

L'équation adoptée est la suivante :

$$\frac{V_R}{b d \sqrt{f'_c}} = \frac{1}{3 \left( 1 + 120 \epsilon_s \frac{d}{16 + a_g} \right)} \quad (2.8-24)$$

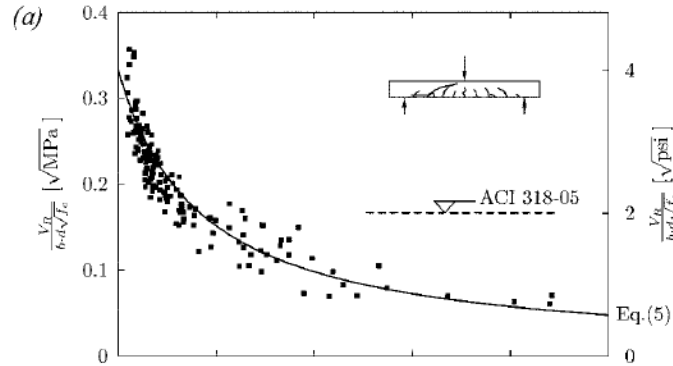
La déformation des armatures longitudinales  $\epsilon_s$  est dépendante du moment de flexion  $M$  au niveau de la section critique :

$$\epsilon_s = \frac{M}{d \rho_s E_s \left( d - \frac{C_{flex}}{3} \right)} \frac{0.6 d - C_{flex}}{d - C_{flex}} \quad (2.8-25)$$

$$C_{flex} = d \rho_s \frac{E_s}{E_c} \left( \sqrt{1 + 2 \frac{E_c}{\rho_s E_s}} - 1 \right) \quad (2.8-26)$$

Cette formule est applicable dans le cas de spécimens en béton armé (résistance caractéristique du béton normale) soumis à un chargement linéaire ou concentré. Muttoni (Muttoni and Fernández Ruiz 2008b) a comparé les résultats expérimentaux de 150 poutres sous chargement concentré aux calculs analytiques (Figure 2-70). Il estime obtenir une bonne approximation du comportement expérimental. Appliquer un effort axial ou utiliser un BHP nécessite quelques ajustements que propose d'ailleurs l'auteur.

En revanche, ce modèle ne semble pas prendre en compte de manière fiable le rapport  $\frac{a}{d}$  puisque dans le cas où  $1 \leq \frac{a}{d} \leq 3$  les résultats sont trop conservatifs contrairement à ceux de (Figure 2-70) où  $\frac{a}{d} > 2.9$ .



**Figure 2-70 Comparaison des résultats expérimentaux avec les résultats de calcul CSCT :  $\frac{V_R}{b d \sqrt{f'_c}}$  en fonction de  $\epsilon \frac{d}{16+a_g}$**

Dans le cas des dalles, Muttoni et al (Muttoni and Fernández Ruiz 2008a) distingue le cas des dalles portées sur un sens et celui des dalles portées sur 2 sens. Dans le premier cas, le cisaillement calculé est similaire à celui des poutres où l'ouverture de fissures dépend de la déformation dans les armatures longitudinales tandis dans le cas des dalles portées sur 2 sens l'ouverture des fissures  $w$  est proportionnel cette fois-ci à l'angle de rotation de dalle  $\psi$  tel que :

$$\frac{V_R}{b d \sqrt{f'_c}} = \frac{3}{4 \left( 1 + 15 \psi \frac{d}{16 + a_g} \right)} \quad (2.8-27)$$

A noter que dans le cas des dalles portées sur 2 sens, Muttoni considère que leur comportement s'apparente à celui du poinçonnement.

Le CSCT est notamment utilisé dans le code suisse SIA 262 (2003) (Code 2003) et ses versions récentes. Il est également la base du Fib Model Code 2010 (Sigrist et al., n.d.).

### 2.8.2.2 Fib Model Code 2010

Le Fib Model Code 2010 se base sur une combinaison de CSCT, SMCFT et de résultats empiriques. Ses auteurs, Sigrist, Muttoni et al (Sigrist et al., n.d.), décrivent les avantages de ce modèle comme suit:



## Bibliographie

- Les règles basées sur des modèles comme le CSCT peuvent être expliquées, comprises et justifiées avec les principes physiques et ont le potentiel d'être développés ultérieurement.
- Le modèle fournit une plate-forme cohérente pour la conception dans diverses situations (avec/sans armatures d'effort tranchant, utilisation de fibres etc...).
- Le CSCT fournit des équations de conception simples qui sont largement vérifiées par rapport aux résultats expérimentaux et permettent l'utilisation d'une approche de niveau d'approximation (LOA) pour la conception et l'analyse, conformément aux principes généraux du Model Code 2010.

### Niveau d'Approximation LOA

Le fib Model Code 2010 a la singularité de présenter des niveaux d'approximation LOA permettant une conception avec un niveau de précision plus ou moins raffiné. Ces différents niveaux dépendent du niveau de détail à atteindre (étude préliminaire, étude détaillée...) et de l'élément structurel à analyser. Les chercheurs distinguent des LOA simplifiées, de base et supérieures.

Ainsi, une LOA simplifiée est dérivée de son niveau de base et présente des résultats plus conservatifs. Les LOA supérieurs ne peuvent être utilisées que dans le cadre d'un calcul aux éléments finis en raison de leur complexité et nécessitent le soin particulier de choisir un modèle cohérent.

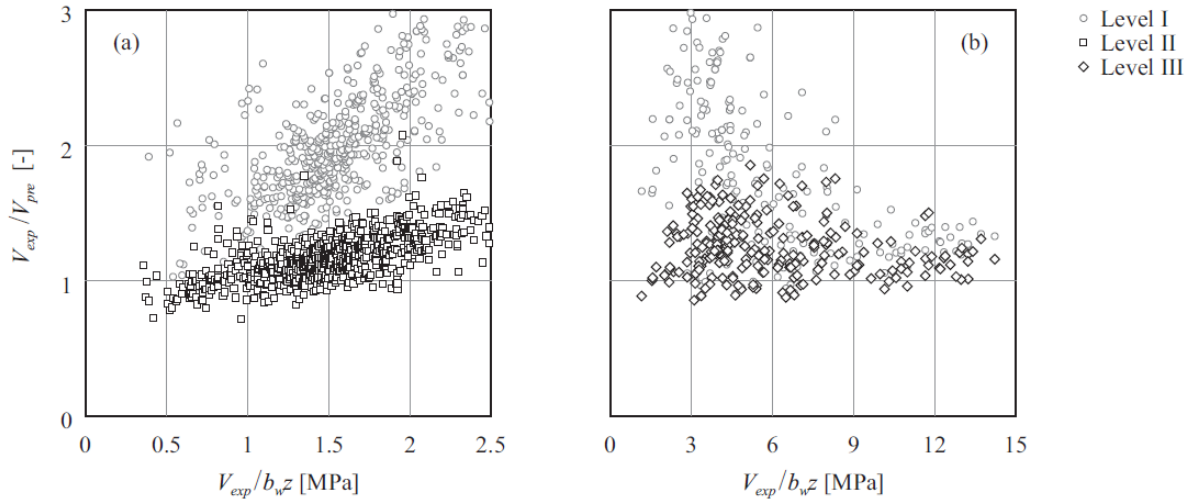
Les auteurs définissent 4 ou 3 niveaux d'approximation selon que les spécimens étudiés soient équipés ou non d'armatures d'effort tranchant (Tableau 2-16).

**Tableau 2-16 Distribution des niveaux d'approximation (LOA) selon la nature des spécimens**

Type de spécimen	LOA de base	LOA simplifié	LOA supérieur (modélisation aux éléments finis)
Sans armatures de cisaillement	II	I	III
Avec armatures de cisaillement	III	I et II	IV

## Bibliographie

Les auteurs ont décrété un LOA de base plus élevé dans le cas des spécimens avec armatures de cisaillement. Les niveaux inférieurs présentent en effet des résultats très dispersés comme en témoignent les graphiques (**Figure 2-71**):



**Figure 2-71** Comparaison des résultats expérimentaux et analytiques du fib Model Code 2010 selon plusieurs niveaux d'approximation (LOA I, II et III) pour des spécimens sans (a) et avec (b) épingles

La résistance au cisaillement d'un spécimen avec armatures d'effort tranchant est :

$$V_{Rd} = V_{Rd,C} + V_s \quad (2.8-28)$$

La formule générale de la résistance du béton au cisaillement selon le fib Model Code 2010 est la suivante :

$$V_{Rd,C} = \frac{k_v \sqrt{f_{ck}} b_w d}{\gamma_c} \quad (2.8-29)$$

Le fib Model Code 2010 introduit le facteur  $k_v$  qui prend en compte la déformation et l'effet d'échelle. La détermination de ce paramètre dépend du niveau d'approximation choisi :

## Bibliographie

LOA II

$$k_v(II) = \frac{0.4}{1 + 1500\epsilon_x} \frac{1300}{1000 + d k_{ag}}$$
$$k_{ag} = \frac{32}{16 + a_g} \geq 0.75$$

LOA III

$$k_v(III) = \frac{0.4}{1 + 1500\epsilon_x} \left( 1 - \frac{V_{ED}}{V_{RDmax}(\theta_{min})} \right)$$
$$V_{RDmax}(\theta_{min}) = k_\epsilon \left( \frac{30}{f_{ck}} \right)^{\frac{1}{3}} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} b_w d \sin \theta \cos \theta$$
$$k_\epsilon = \frac{1}{1.2 + 55 (\epsilon_x + (\epsilon_x + 0.002) \cot^2 \theta)}$$

Avec

La déformation axiale des armatures longitudinales est prise :

$$\epsilon_x = \frac{\left( \frac{M_{ED}}{d} + V_{ED} + N_u \left( \frac{1}{2} \pm \frac{\Delta e}{2} \right) \right)}{2E_S A_S} \quad (2.8-30)$$

Le passage du LOA (II) au LOA (III) introduit le terme  $V_{RDmax}(\theta_{min})$  qui fait référence à l'écrasement des bielles de compression suivant un angle d'inclinaison  $\theta_{min}$  et remplace le terme  $k_{ag}$  qui prend en compte la taille des granulats.

Lorsque des épingles sont utilisées pour augmenter la résistance au cisaillement, le fib recommande de rajouter le terme suivant à la résistance  $V_{Rd,C}$  du béton :

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} (\cot \theta) \quad (2.8-31)$$

### 2.8.3 La mécanique des ruptures

La mécanique des ruptures a été introduite par Griffith en 1924 (A. Griffith 1924), à travers la comparaison des comportements à la rupture de matériaux fragiles comme le verre, les câbles et plaques métalliques. Griffith a remarqué que la contrainte de rupture théorique différait de celle expérimentale à cause d'un phénomène de flambement causé par des rayures, des défauts et des imperfections diverses. Les résultats de sa campagne expérimentale ont permis d'établir un lien de

## Bibliographie

proportionnalité entre la contrainte de rupture et  $\frac{1}{\sqrt{a}}$ <sup>4</sup>. La campagne de Griffith a également montré l'effet d'échelle sur la contrainte ultime d'un matériau fragile comme le verre (Alan Arnold Griffith 1921) ce qui a donné naissance à la mécanique de rupture élastique linéaire (Linear Elastic Fracture Mechanics). Ce modèle se base sur plusieurs paramètres que sont le facteur d'intensité de résistance au sommet de la fissure  $K$ , le critère de propagation de fissure et les propriétés de fissuration du béton. Une seconde approche de la mécanique de rupture se base quant à elle sur le critère d'énergie qui lie l'extension d'une fissure à l'énergie fournie au matériau.

L'application de la mécanique de la rupture aux spécimens en B.A soumis au cisaillement a été initiée par Reinhardt (Reinhardt 1981) pour prendre en compte l'effet d'échelle sur la résistance au cisaillement. Il a été démontré que l'effet d'échelle impliqué par la mécanique linéaire élastique de rupture est trop important pour le béton et que la rupture brutale des structures en béton sont mieux décrites par des mécaniques de rupture non linéaire, en raison de l'existence d'une zone large de fissuration sur le front de rupture. Par conséquent, l'effet d'échelle est considérablement plus faible.

Dès lors, plusieurs chercheurs ont pris le relais d'analyser le comportement des poutres en B.A en utilisant cette approche dont Kim et White (W. Kim and White 1991), Bazant (Bazant and Yu 2005) Jenq et al (Jenq and Shah 1990) etc... Actuellement, il est accepté que la mécanique des ruptures est considérée comme une méthode rationnelle pour appréhender le comportement des spécimens au cisaillement.

En 1984, Bazant (Bazant Zdeněk P. 1984) a développé la formule d'effet d'échelle en se basant sur la mécanique des ruptures. Ensuite, Bazant et Kim ont étudié l'effet d'échelle sur la résistance au cisaillement des poutres en béton armé, en considérant la contribution de l'effet d'arche et de l'action poutre. Les auteurs expliquent que l'effet d'échelle est causé par la libération d'énergie de déformation dans la zone fissurée durant la propagation de la fissure: plus la structure est large plus l'énergie libérée est importante.

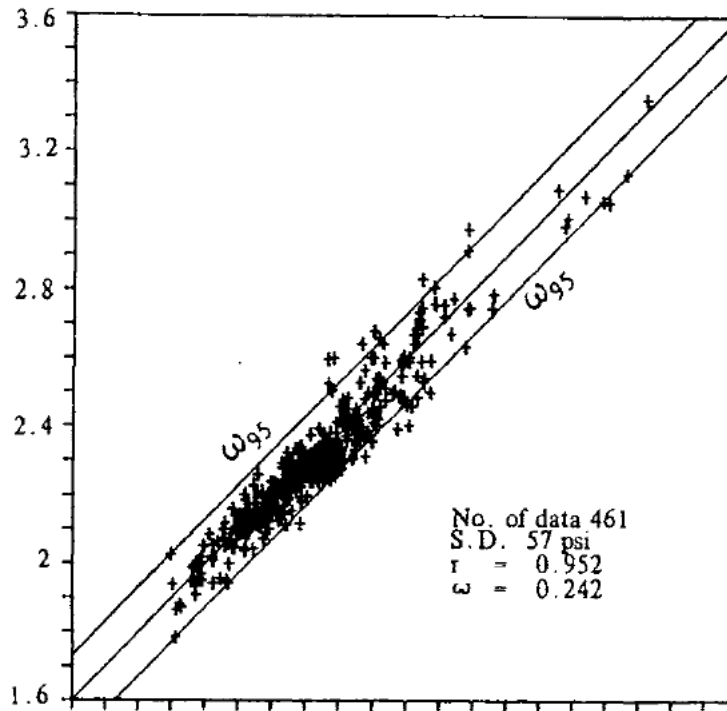
En 2003, Bazant et Yue ont présenté une nouvelle formule qui prend en compte la résistance au cisaillement de poutres en B.A sans armatures d'effort tranchant :

---

<sup>4</sup> 2a longueur de la fissure/défaut telle que :  $K = \sigma\sqrt{\pi a}$

$$V_{cr} = \beta \sqrt{\frac{f'_c}{1 + \frac{d}{d_0}}} \quad (2.8-32)$$

Avec  $\beta = 0.457$  et  $d_0 = 37.28 \left(\frac{\rho}{f'_c}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{d}{a}\right)^{\frac{1}{3}}$



**Figure 2-72**  $\log v_{calc} = f(\log v_{exp})$  : Comparaison de  $\log v_{calc}$  selon formule de Bazant et Kim (2.8-32) avec  $\log v_{exp}$  une base de données de 461 poutres en B.A sans armatures d'effort tranchant

La formule de Bazant semble convenir pour prédire la résistance au cisaillement de poutres sans armatures d'effort tranchant (Figure 2-72) puisque le rapport moyen est de 0.952.

Afin d'adapter la formule aux cas des poutres avec épingles, Bazant a ajouté un composant  $V_s$  à la résistance totale au cisaillement. Bien que l'auteur ait admis l'existence d'une influence de la résistance au cisaillement des épingles sur la résistance au cisaillement du béton  $V_c$ , celui-ci considère qu'elle peut être négligée et que la résistance ultime au cisaillement est :

$$V_u = V_c + V_s \quad (2.8-33)$$

## Bibliographie

$$V_s = A_v \frac{f_{yv}}{bS} (\sin \alpha + \cos \alpha) \quad (2.8-34)$$

Avec  $\alpha$  l'angle entre l'axe horizontal et les épingles.

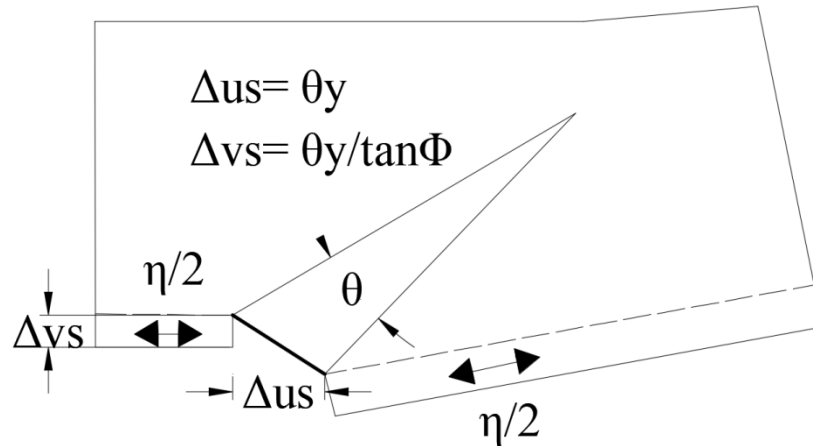
Bazant ne distingue pas entre les poutres et les dalles subissant du cisaillement à une direction (*one-way shear*). En revanche il propose une formule différente pour le poinçonnement (Bazant and Cao 1987) bien que la base de données expérimentales ne permet ni d'affirmer ni d'infirmer la validité de cette formule, en raison de la dispersion des résultats. L'auteur souligne que les dalles épaisses sous poinçonnement ont des comportements qui se rapprochent de la mécanique de rupture élastique linéaire.

De ce fait, trouver une formule qui sied au comportement des dalles sous cisaillement est envisageable mais nécessite plus d'investigations.

Gastebled et May (Gastebled and May 2001) se sont basés sur les observations expérimentales de Chana (Chana 1988). Dans ses tests effectués sur des poutres en cisaillement, Chana a remarqué que lorsque le béton se désolidarise des armatures longitudinales, une chute de la rigidité a lieu accompagnée d'une ouverture soudaine et une propagation des fissures de cisaillement diagonales et de ce fait, d'une rupture fragile (**Figure 2-73**). Cette remarque a permis à Gastebled et May de supposer que seule l'énergie dissipée issue de la dissociation des aciers causée par la propagation de fissures de traction dans le béton au voisinage des armatures longitudinales (Mode I de l'énergie de rupture) est responsable de la résistance au cisaillement.

En déterminant de manière semi-empirique le positionnement de la fissure, l'expression de la résistance au cisaillement de Gastebled et May se traduit comme suit (Gastebled and May 2001):

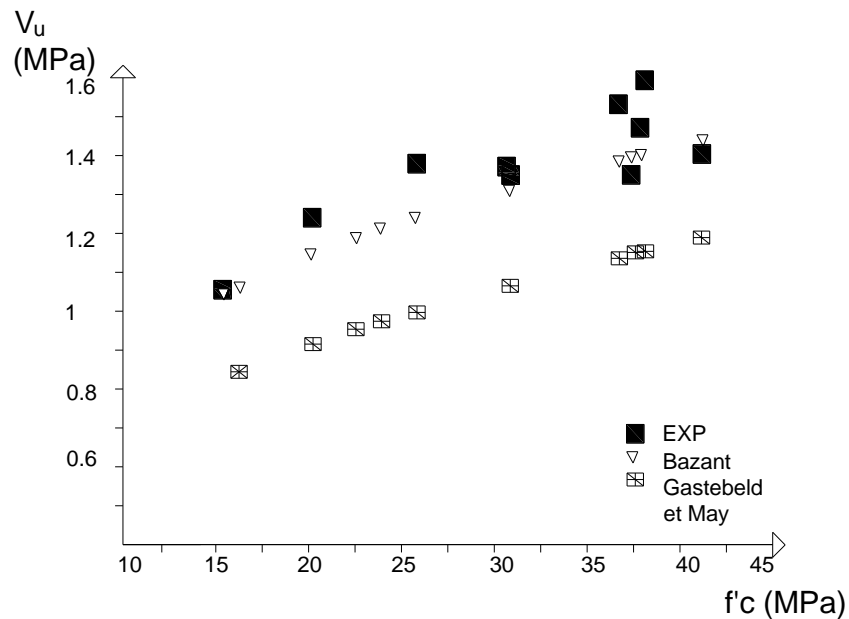
$$V_{cr} = \frac{0.416}{\sqrt{d}} \left(\frac{d}{a}\right)^{\frac{1}{3}} \rho^{\frac{1}{6}} (1 - \sqrt{\rho})^{\frac{2}{3}} \sqrt{E_s G_f} \quad (2.8-35)$$



**Figure 2-73 Déformation d'une armature longitudinale selon Gastebled et May (Gastebled and May 2001)**

Cette formule utilise explicitement l'énergie de fissuration qui  $G_f$  qui peut être calculée avec la formule issue de Fib Model Code 2010 (Sigrist et al., n.d.) :

$$G_f = \left( \frac{f_c}{10} \right)^{0.7} \quad (2.8-36)$$



**Figure 2-74 Comparaison des résultats expérimentaux selon la méthode de Bazant et de Gastebled et May**

Xu (Xu, Zhang, and Reinhardt 2012) a comparé les résultats expérimentaux de poutres soumises au cisaillement aux résultats analytiques issus de la formule de Bazant et de Gastebled et

## Bibliographie

May. Les résultats montrent clairement que l'approche de Bazant de la mécanique de rupture est plus pertinente (**Figure 2-74**).

Par la suite, Xu a proposé une modification de la formule de Gastebeld et May, mais celle-ci demeure moins pertinente que la formule de Bazant.

### 2.8.4 La norme Européenne [CEN. Eurocode 2, 2005]

La norme Européenne [CEN. Eurocode 2, 2005] est un modèle de calcul analytique empirique. Les formules conçues se basent sur les résultats expérimentaux de König et Fisher (König and Fischer 1995) et Regan (P. Regan 1999). L'Eurocode distingue entre le cas des dalles et le cas de poutres. La formule de l'Eurocode se traduit comme suit pour les dalles en cisaillement sans armatures d'effort tranchant en prenant en considération la redistribution transversale :

$$V_{Rd,c,EC2} = \text{Max} \begin{cases} [C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_{eff} \cdot d = V_{Rd,c1} \\ [v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_{eff} \cdot d = V_{Rd,c2} \end{cases} \quad (2.8-37)$$

Avec

$$C_{rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c}$$

$$k = \min \left\{ 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right.$$

$$\left. \sigma_{cp} = \min \begin{cases} \frac{N_{ED}}{A_c} \\ 0.2 f_{cd} \end{cases} \right. \quad (2.8-38)$$

$$v_{\min(EC2)} = 0.034 k^{3/2} \sqrt{f_{ck}} \quad (2.8-39)$$

L'équation (2.8-37) est basée sur les facteurs admis comme étant les plus influents comme le taux d'armatures longitudinales, la résistance en compression du béton, et la hauteur utile  $d$ .



## Bibliographie

A noter que pour le calcul des poutres et dalles sans redistribution transversale, l'équation (2.8-37) est utilisée. Néanmoins, le terme  $v_{\min(EC2)}$  est largement réduit :

$$v_{\min\text{poutre}(EC2)} = 0.00308 k^{3/2} \sqrt{f_{ck}} \quad (2.8-40)$$

Ce qui suppose que lorsque le taux d'armatures longitudinal est faible dans ce type de structures, la résistance minimale au cisaillement l'est également.

Il est à noter que pour un taux d'armatures longitudinales nul, la résistance au cisaillement s'annule dans cette formule, ceci constitue un défaut à prendre en considération dans l'EC2.

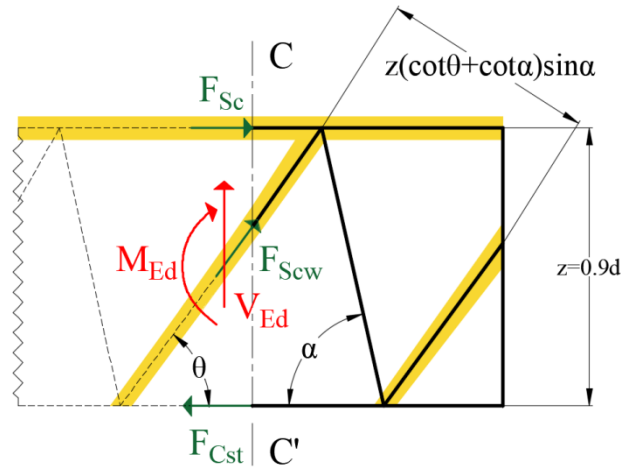
L'EC2 distingue le cas des charges concentrées près des appuis, puisque la résistance au cisaillement est augmentée, par rapport à des éléments dont le rapport  $a/d$  est plus grand (page 52). Lorsque des charges sont appliquées sur la face supérieure de l'élément, à une distance  $a_v$  du bord de l'appui telle que  $0.5d \leq a_v \leq 2d$ , la contribution de cette charge à l'effort tranchant peut être multipliée par un facteur de réduction  $\beta_{EC2} = \frac{a_v}{2d}$ .

L'annexe française **FD P 18-717. Eurocode 2, 2013**, propose une approche différente pour le calcul de  $v_{\min}$  qui permet de prendre en considération la redistribution transversale des efforts dans le cas des dalles. Celle-ci a été développée grâce à des résultats d'une campagne expérimentale menée par Montabroud et Limam en 2005 (Montabroud and Limam 2005). Ces essais ont été réalisés sur des dalles minces ( $\frac{a_v}{d} = 2$ ), ainsi l'effet du paramètre  $\frac{a_v}{d}$  n'a pas pu être testée.

Cette approche se traduit comme suit :

$$v_{\min(ANF)} = 0.23 \sqrt{f_{ck}} \quad (2.8-41)$$

Lorsque l'élément étudié contient des armatures d'effort tranchant, l'Eurocode propose un calcul qui dépend de l'angle d'inclinaison des bielles de compression qui varie entre  $21.8^\circ \leq \theta \leq 68.2^\circ$ . En effet, plus l'angle d'inclinaison est faible plus le nombre d'épingles activées est important. Cette approche se base sur l'analogie du treillis de Mörsh composé de bielles inclinées générant un effort de compression et de tirants (**Figure 2-75**). Il prend en considération également l'éventuelle inclinaison des armatures d'effort tranchant.



**Figure 2-75** Schéma explicatif du principe de treillis de Mörsch avec  $45 < \alpha < 90$  l'angle d'inclinaison des armatures d'effort tranchant, et  $21.8 < \theta < 68.2$  l'angle d'inclinaison des bielles de compression

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} (\cot \alpha + \cot \theta) \sin \alpha \quad (2.8-42)$$

La résistance au cisaillement des épingles dépend donc de leur section totale  $A_{sw}$ , de l'espacement  $s$ , de la hauteur  $z$  ( en général  $z \cong 0.9d$ ), de l'angle d'inclinaison des épingles  $\alpha$  et de l'angle d'inclinaison des bielles de compression  $\theta$ .

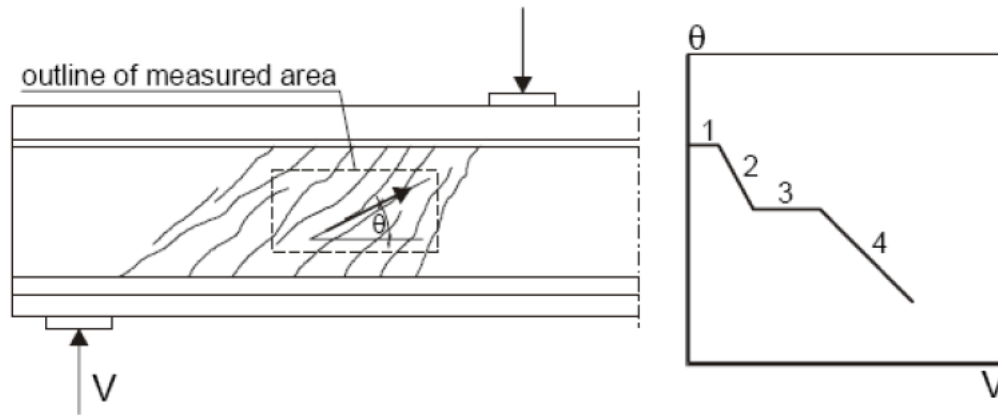
L'angle  $\theta$  est pris initialement égal à  $45^\circ$ . Durant le chargement l'angle des bielles de compression a tendance à diminuer selon les résultats d'essais de Walraven (J. C. Walraven and Al-Zubi 1995). L'auteur explique qu'au début de la charge de cisaillement les poutres ne sont pas fissurées de manière à ce que la direction de la contrainte principale soit de  $45^\circ$  (ligne 1). Ensuite, à la formation de fissures de cisaillement inclinées, la direction de la contrainte principale diminue (ligne 2), de ce fait un nouvel équilibre s'installe avec des épingles qui reprennent les efforts dans leur phase élastique( ligne 3) . Lorsque les renforcements au cisaillement commencent à plastifier, la rotation des bielles permet l'activation d'un nombre plus important d'épingles, en parallèle avec la contrainte de compression du béton. La plastification des armatures d'effort tranchant ou l'écrasement des bielles entraîne la ruine de l'élément (ligne 4).

De ce fait, pour éviter une rupture par écrasement des bielles de compression, les auteurs de l'EC2 exigent de vérifier que la charge appliquée soit inférieure à :

$$V_{Rd,max} = b_w z v_1 f_{cd} \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta} \quad (2.8-43)$$

## Bibliographie

Avec  $v_1$  et  $f_{cd}$  qui dépendent uniquement de la résistance caractéristique du béton en compression  $f_{ck}$ .



**Figure 2-76** Schéma de rotation des bielles de compression mesurées dans la section de poutres avec armatures d'effort tranchant (J. C. Walraven and Al-Zubi 1995)

Le choix de l'espacement des armatures d'effort tranchant et leur disposition est également encadré par l'EC2. Le code européen préconise un calcul de l'espacement maximal des épingles, qui dépassé, devrait fortement réduire l'influence de armatures sur la résistance au cisaillement comme cela a été démontré précédemment.

L'EC2 conseille également l'utilisation d'un taux minimal d'armatures d'effort tranchant même lorsque la résistance au cisaillement du béton semble être suffisante pour reprendre les sollicitations en cisaillement.

Un taux maximal est d'ailleurs également prôné pour des questions de mise en œuvre qui incluent par exemple le coulage du béton. Il est également destiné à ce que la résistance d'une structure dépasse largement la charge à laquelle la fissure diagonale se produit. C'est pour cela qu'il dépend essentiellement de la résistance caractéristique du béton et la limite d'élasticité des épingles:

$$\rho_w = \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (2.8-44)$$

$$A_{sw} = \rho_w s b_w \sin \alpha \quad (2.8-45)$$

## Bibliographie

D'autres codes plus anciens, comme les British Standards (1989) (Standard 1985) et le code indien (1965) (Indian Standards Institution 1965) ne considèrent que la limite d'élasticité des épingles. Cependant, des modèles de codes plus récents, comme l'ACI 318-14 (ACI Committee 318 2014), l'AASHTO LRFD (*AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* 2008), et le code canadien CSA (Canadian Standards Association 2004) préconisent comme l'Eurocode 2 l'ajout de la résistance en compression du béton. Ceci est bien justifié car selon une étude Roller et Russell en 1990 (Roller 2005) a démontré que le taux minimal d'épingles devait augmenter en fonction de la résistance en compression du béton.

Par ailleurs, une étude menée par Johnson et Ramirez en 1989 (Johnson 2011) et confirmée par Rao et al en 2015 (Rao and Injaganeri 2013) conseille de prendre en compte également le rapport  $\frac{a}{d}$  et le taux d'armatures longitudinales  $\rho_l$  puisque la résistance au cisaillement des structures en post-fissuration dépend également de ces paramètres.

Enfin dans le cas de charge à proximité des appuis avec  $0.5d < a_v < 2d$  l'EC2 préconise de multiplier la section d'épingles calculée par un facteur de  $0.75a_v$ .

### 2.8.5 La norme américaine ACI 318-14 (ACI Committee 318 2014)

Tout comme l'EC2, l'ACI 318-14 est un modèle de calcul analytique et empirique. Il compile les résultats expérimentaux d'essais de cisaillement sur 194 poutres comme proposée par I. M. Viest Bresler et MacGregor en 1967 (Bresler and MacGregor 1967).

Pour renseigner la résistance au cisaillement du béton seul, il considère les paramètres que sont : la résistance en compression du béton  $f_c$ , la hauteur utile  $d$  et le taux d'armatures longitudinales  $\rho_l$ . Ce paramètre n'est pas pris en compte de la même manière que pour l'EC2, car il est considéré à travers le moment coexistant  $\frac{M}{\rho V d}$ . Il correspond à la contrainte  $f_s$  existant dans les aciers longitudinaux au niveau de la section critique.

De ce fait l'équation adaptée est la suivante :

$$V_{ACI} = \left( 0.16\lambda\sqrt{f_c} + 17\rho_l \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \leq 0.29\lambda\sqrt{f_c} b_w d \quad [\text{SI} - \text{Unités}] \quad (2.8-46)$$

## Bibliographie

Afin de prendre en considération l'aspect pratique, les auteurs de l'ACI 318-14 présentent une version simplifiée de l'équation qui répond aux besoins des ingénieurs :

$$V_{ACI\_simplifié} = 0.167\sqrt{f_c}b_wd \quad (2.8-47)$$

Pour le cas des structures soumises à effort normal, l'ACI distingue le cas des éléments sous sollicitations de traction ou de compression.

$$V_{ACI\_Traction} = 0.17 \left( 1 + \frac{N_u}{3.5A_g} \right) \sqrt{f_c}b_wd \geq 0 \quad (2.8-48)$$

Lorsqu'un effort axial de compression est appliqué :

- Méthode simplifiée:

$$V_{ACI\_Compression} = 0.17 \left( 1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \sqrt{f_c}b_wd \quad (2.8-49)$$

- Méthode détaillée:

$$V_{ACI\_Compression} = \left( 0.16\sqrt{f_c} + 17\rho_l \frac{V_u d}{M_m} \right) b_wd \leq 0.29\sqrt{f_c}b_wd \sqrt{1 + \frac{0.29N_u}{A_g}} \quad (2.8-50)$$

Où  $M_m = M_u - N_u \frac{(4h-d)}{8} \leq 0$  et  $h$  est l'épaisseur totale de l'élément.  $M_u$  est le moment pondéré se produisant simultanément avec l'effort tranchant pondéré  $V_u$ .

Lorsque des armatures d'effort tranchant de type épingles sont mis en œuvre l'ACI Committee 318 propose une équation similaire à celle de l'EC2 dans le chapitre 22.5.10.5.4 dans l'ACI 318-14 Building Code Requirements (ACI Committee 318 2014) . En effet, la résistance au cisaillement des armatures d'effort tranchant est tout simplement superposée à la résistance au cisaillement conférée par le béton. Il se base sur les résultats expérimentaux de Ramirez et al (N.

## Bibliographie

S. Anderson and Ramirez 1989) et les tests de Stuttgart en cisaillement de Leonhardt (Leonhardt 1962).

$$V_s = A_{sw} f_{yt} \frac{(\sin \alpha + \cos \alpha)d}{s} \quad (2.8-51)$$

Contrairement à l'EC2, l'ACI 318-14 présuppose que l'angle d'inclinaison des bielles de compression est de 45°.

En ce qui concerne le taux minimal d'armatures d'effort tranchant, l'ACI 318-14, tout comme l'EC2 prend uniquement en considération la résistance en compression du béton  $f_{ck}$  et la limite d'élasticité des épingles  $f_{yk}$

$$A_{sw} = \frac{f_{ck}}{35} \left( 0.33 \frac{b_w s}{f_{yk}} \right) \leq \frac{b_w s}{f_{yk}} \quad (2.8-52)$$

### 2.8.6 Comparaison des modèles de calcul EC2, ACI 318-14 et Fib Model Code 2010

Plusieurs campagnes expérimentales ont permis de comparer la pertinence des différents codes analytiques que ce soient pour les cas de poutres avec/ sans épingles et les cas de dalles.

En 2013, Reineck (Reineck et al. 2014) (Reineck et al. 2013) a présenté une base de données rassemblant les résultats expérimentaux issus de plusieurs essais de cisaillement réalisés sur poutres rectangulaires. Ces tests ont d'ailleurs été synthétisés par Marí et al (Marí et al. 2014).

Ensuite, il a comparé ces résultats aux calculs prévisionnels de l'EC2, l'ACI 318-14 et le Fib Model Code 2010. Il est important de noter que le Fib Model Code 2010 et l'ACI 318-14 présentent la même formule de dimensionnement au cisaillement pour les poutres et pour les dalles.

L'Eurocode 2 est le seul à présenter deux modèles de calcul comme cela a été mentionné précédemment.

**Tableau 2-17** Comparaison des différentes procédures analytiques pour le calcul du cisaillement des poutres

$\frac{V_{test}}{V_{calc}}$	720 dalles sans épingles			85 poutres avec épingles		
	EC-2	ACI 318-14 Eq (2.8-53)	MC10 LOA (II)	EC-2	ACI 318-14 Eq (2.8-54)	MC10 LOA(III)
Moyenne	1.07	1.22	1.31	1.52	1.26	1.21
Médiane	1.03	1.22	1.27	1.53	1.25	1.22
Ecart Type	0.249	0.349	0.272	0.377	0.240	0.209
5 <sup>ème</sup> centile <sup>5</sup>	0.75	0.64	0.97	0.91	0.9	0.92

Pour le cas des poutres sans épingles, il s'avère que l'EC2 présente les résultats les moins conservatifs, avec une excellente moyenne de 1.07 et un écart-type de 0.249. L'ACI 318-14 et le Model Code 2010 sont plus conservatifs.

Dans, le cas des poutres avec épingles, l'EC2 devient très conservatif avec une moyenne de 1.52, dépassant largement les codes ACI 318-14 et le Fib Model Code 2010. Ce dernier présente les résultats les plus précis en utilisant le niveau de base (III) avec une moyenne de 1.21.

Le 5<sup>ème</sup> centile permet de distinguer les modèles les plus sûrs, bien que les coefficients de sécurité soient à prendre en compte aussi. Généralement, il est admis qu'un coefficient proche de 0.85 est considéré comme un niveau de sécurité approprié. Le Fib Model Code 2010 possède les valeurs la plus élevées (0.97 dans le cas des poutres sans épingles et 0.92 dans le cas des poutres avec épingles).

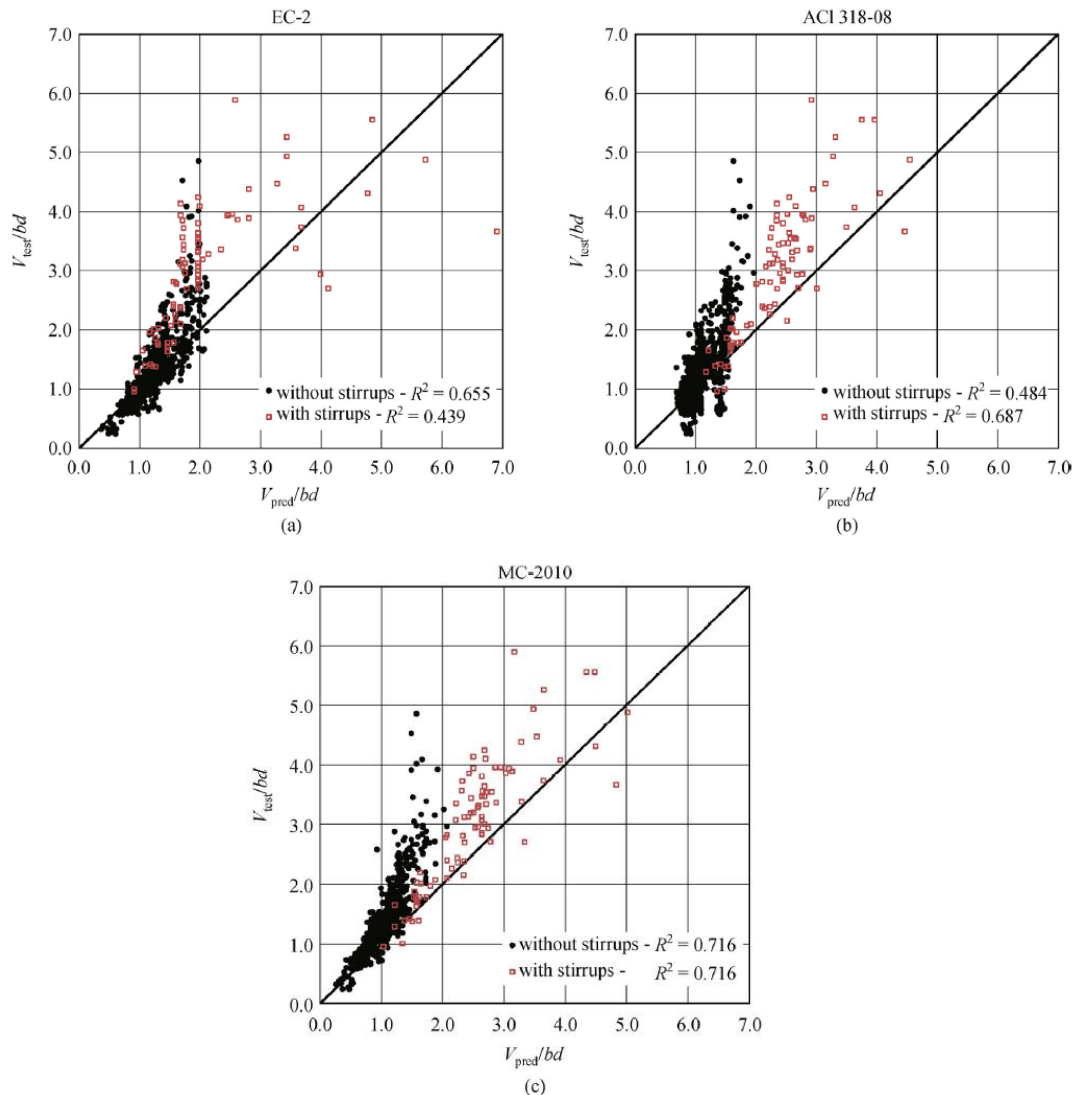
Le coefficient de détermination  $R^2$ , est un indicateur qui permet de juger la qualité d'une régression linéaire simple. Il mesure l'adéquation entre le modèle et les données observées ou

<sup>5</sup> 5<sup>ème</sup> centile : Valeur du rapport  $\frac{V_{test}}{V_{calc}}$  à laquelle 95% des résultats sont supérieures

## Bibliographie

encore à quel point l'équation de régression linéaire est adaptée pour décrire la distribution des points. Plus il se rapproche de 1 plus les valeurs se resserrent autour de la droite de régression.

Comme dans le cas du centile à 5%, le Fib Model Code 2010 présente le coefficient de détermination le plus élevé (**Figure 2-77**). Ainsi, il peut être présenté comme étant le modèle de calcul le plus fiable et donc pertinent pour les poutres avec et sans épingles.



**Figure 2-77** Corrélations entre les résultats expérimentaux et analytiques

Marí et al (Marí et al. 2014) a également repris une base de données rassemblant les résultats expérimentaux issus de plusieurs campagnes d'essais, notamment celles de Kani (M.



## Bibliographie

Kani, Huggins, and Wittkopp 1979), Walraven (J. C. Walraven 1978b), Mphonde (Mphonde and Frantz 1984) et Roller et al (Roller 2005). Il a étudié la variation des résultats expérimentaux en fonction de paramètres tels que : la hauteur utile  $d$ , le rapport  $\frac{a}{d}$ , le taux d'armatures longitudinales  $\rho_L$ , la section d'épingles  $A_{sw} f_{yk}$ , et la résistance en compression du béton  $f_{ck}$  et a comparé ces différents graphiques avec courbes analytiques de l'EC2, l'ACI 318-14 et Fib Model Code 2010. Il a émis les conclusions suivantes :

- L'EC2 ne prend pas en compte l'influence de la variation du rapport  $\frac{a}{d}$  sur le calcul de la contrainte de résistance au cisaillement  $\frac{V}{bd}$
- L'ACI 318-14 ne prend pas en compte l'influence de la variation de la hauteur utile  $d$  sur le calcul de la contrainte de résistance au cisaillement  $\frac{V}{bd}$ .
- Les modèles empiriques ne permettent pas de traduire de manière fidèle le comportement des poutres avec et sans épingles.
- Un modèle mécanique comme le Fib Model Code 2010 est le plus fiable pour traduire le comportement des poutres sous cisaillement.

En 2013, Gurutzeaga et al (Gurutzeaga et al. 2015) présente les résultats de 79 tests de cisaillement sur des dalles sans épingles issus de sa campagne expérimentale et d'une base de donnée rassemblée par Collins et al (Collins, Bentz, and Sherwood 2008).

**Tableau 2-18** Comparaison des différentes procédures analytiques pour le calcul du cisaillement des dalles sans épingles

$\frac{V_{test}}{V_{calc}}$	79 dalles sans épingles				
	EC-2	ACI 318-14 Eq (2.8-55)	ACI 318-14 Eq (2.8-56)	MC10 LOA (I)	MC LOA (II)
Moyenne	1.14	1.51	1.45	1.85	1.35
Médiane	1.13	1.56	1.51	1.87	1.35
Ecart Type	0.13	0.31	0.27	0.28	0.15

## Bibliographie

Minimum 5%	0.93	1.01	1	1.47	1.09
---------------	------	------	---	------	------

Pour l'auteur, l'ACI 318-14 que ce soit dans sa forme complexe (2.8-49) ou dans sa forme simplifiée (2.8-50) présente les résultats les moins probants, tandis que l'EC2 et le Model Code 2010 sont les modèles les plus précis et les plus sûrs (Tableau 2-18).

### 2.9 Synthèse de la bibliographie

Dans ce chapitre, la problématique de la ruine des structures en béton par cisaillement est posée et les avancées scientifiques, en matière d'études et de travaux expérimentaux, présentées sous forme d'une synthèse bibliographique.

Dans les années 60, Kani et al (Jose J. Rodriguez 1959) ont effectué 362 essais de cisaillement sur des poutres en béton sans épingles et les études qui ont suivi se sont concentrées sur la quantification des effets de ces divers paramètres en variant la géométrie des éléments étudiés.

Les mécanismes qui rentrent en jeu dans la résistance au cisaillement sont :

- La résistance propre du béton fissuré au cisaillement
- La résistance établie par le mécanisme des tractions résiduelles sur les fissures générées par le cisaillement/flexion,
- La résistance générée par les armatures longitudinales à travers l'effet de goujon,
- L'engrainement ou imbrication des granulats,
- L'action d'arche à travers les bielles de compression et la transmission des efforts vers les appuis,
- L'action d'arche responsable de la traction existant au niveau des aciers longitudinaux,
- La résistance supplémentaire générée par la présence d'éventuelles armatures d'effort tranchant,
- La contribution d'un éventuel effort normal supplémentaire.

## Bibliographie

A travers les résultats des travaux et études largement commentés dans ce chapitre, d'une part les paramètres agissant sur la contrainte de cisaillement sont :

- La résistance caractéristique du béton en compression.
- Le taux d'armatures longitudinales et transversales.
- L'effet d'échelle et le rapport  $a/d$  (élancement de la l'élément).
- La largeur des spécimens
- La taille des granulats.
- Les armatures d'effort tranchant y compris le type de renforts, leur espacement et leur taux.
- L'effort normal de compression ou de traction.

Et d'autre part les résistances conférées par les épingles interagissent avec les autres mécanismes, en dehors de l'effort normal car les avis ne sont pas unanimes sur ce point.

Différents codes de calcul analytiques trouvent tous leur source dans le modèle treillis proposé par Ritter et Mörsch (Mörsch 1908), (A. N. (Arthur N. Talbot 1909) qui est décrit dans ce chapitre.

Vecchio et Collins ont ensuite développé la théorie modifiée du champ de compression (MCFT). Les équations de la MCFT, étant fastidieuses, Benz a proposé une simplification (SMCFT) qui se base sur un certain nombre d'approximations.

De cette forme simplifiée est né le modèle américain, le code AASHTO LRFD qui a été développé pour la conception des tabliers de ponts.

L'intérêt du code AASHTO c'est qu'il prend en considération l'influence des épingles sur la résistance du béton au cisaillement.

La théorie de la fissure de cisaillement critique (CSCT) a été présentée la première fois par Muttoni en 1991 (Muttoni and Schwartz 1991) pour définir le comportement des dalles sans armatures d'effort tranchant soumises au poinçonnement.

Basée sur les mêmes hypothèses que la SMCFT, la CSCT est considérée comme étant une variante de la MCFT.

Ensuite d'autres modèles dont les résultats ont été largement commentés dans ce chapitre . Il s'agit du Fib Model Code 2010 qui se base sur une combinaison de la CSCT, la SMCFT puis l'Eurocode 2 et la norme américaine ACI 318-14 qui sont résultats empiriques. En 2013, Mari et

## Bibliographie

al (Marí et al. 2014) a comparé différents graphiques de paramètres avec courbes analytiques de l'EC2, l'ACI 318-14 et Fib Model Code 2010 et a conclu que le Fib Model Code 2010 est le plus fiable.

## Chapitre 3: La campagne expérimentale

### 3.1 Utilité de la campagne expérimentale

Les dalles épaisses avec épingles sous sollicitation de cisaillement à proximité de l'appui est le sujet d'étude de cette thèse. Comprendre leur comportement nécessite sans aucun doute des tests permettant de récolter des résultats pertinents et précis. Ceci est d'autant plus nécessaire que la bibliographie ne permet pas de mettre clairement en évidence les synergies des différents paramètres influençant la résistance à l'effort tranchant. Aussi, cette campagne expérimentale a été conçue dans le dessein de se rapprocher du modèle nucléaire tout en respectant les cadres technique et financier établis d'un commun accord entre EDF SEPTEN et le laboratoire GEOMAS de l'INSA de Lyon.

La totalité des tests réalisés peut être divisée en 2 catégories :

- 18 dalles sans épingles en variant les paramètres qui sont : la résistance en compression du béton, le ratio d'élanement  $a_v/d_l$ , le taux d'armatures transversales, le taux d'armatures longitudinales, la taille des granulats, la longueur de la plaque de chargement, l'effort normal de compression ou de traction.
- 32 dalles avec épingles en variant les paramètres qui sont : la résistance en compression du béton, le ratio d'élanement  $a_v/d_l$ , le taux d'armatures transversales, le taux d'armatures longitudinales, la taille des granulats, l'effort normal de compression ou de traction et le taux d'armatures d'effort tranchant (épingles).

Dans le cadre de sa thèse Serge Auguste Nana s'est focalisé sur les dalles sans épingles (NANA 2017). Elle a permis de mettre en exergue l'influence des paramètres cités sur les dalles épaisses sans épingles. L'objectif de cette thèse est de s'intéresser à la 2<sup>ème</sup> catégorie, celles des dalles épaisses avec épingles.

En effet, comme il a été démontré dans la partie bibliographique, l'ajout d'armatures d'effort tranchant, et en particulier d'épingles permet d'augmenter la résistance au cisaillement de la structure à travers différents mécanismes qui n'incluent pas uniquement la résistance intrinsèque de ces aciers, mais également leur influence sur les autres paramètres comme l'engrènement des granulats, l'effet de goujon, la résistance du béton et la ductilité des dalles.

D'autre part, les modèles de calcul analytiques empiriques comme l'EC2 et l'ACI 318-14 privilégient la simple superposition de la résistance au cisaillement du béton à celle des armatures d'effort tranchant ce qui ne traduit pas forcément la réelle influence des épingles sur la résistance au cisaillement des structures. Le modèle mécanique proposé par le Model Code 2010 et ses différents niveaux de précision, propose une solution plus pertinente avec des formules plus adaptées. Ceci a d'ailleurs été confirmé par les tests de cisaillement sur poutres avec et sans épingles ainsi que les dalles sans épingles. Il est donc intéressant, de combler les lacunes bibliographiques et de proposer une étude comparative de ces 3 modèles de calcul pour le cas spécifique des dalles avec épingles.

L'influence de l'effort normal (compression et traction) est lui aussi brièvement abordé dans la littérature, en particulier lorsqu'il s'agit des dalles épaisses avec épingles. Pourtant, l'existence de sollicitations horizontales comme des contraintes sismiques est réelle et doit être consciencieusement prise en considération.

Par conséquent, réaliser une campagne expérimentale pour étudier le comportement des dalles avec épingles soumises au cisaillement s'avère primordial.

### **3.2 Paramètres des dalles d'essai**

La campagne expérimentale rassemble les tests de cisaillement de 32 dalles épaisses dont 21 contiennent des épingles. En fonction du paramètre à étudier les dalles ont été attribuées à différentes séries (Série I à Série IV).

La série I permet d'étudier l'influence des épingles sur le comportement global et local des dalles au cisaillement, le profil de fissuration est également mis en revue. L'étude de l'état de l'art actuel permet d'affirmer sans concession que l'ajout d'épingles augmente la résistance au cisaillement des structures grâce à son fonctionnement en treillis de Mörsch et Ritter (Russo and Puleri 1997), comme elle favorise une plus grande ductilité de la structure (**2.3.2.5**).

## Campagne Expérimentale

La série II a été configurée de manière à analyser l'interaction des épingles avec les armatures longitudinales et transversales. En effet, les armatures d'effort tranchant empêchent le béton de se fracturer autour des aciers longitudinaux et transversaux ce qui préserve le mécanisme de l'effet de goujon (2.3.2.4).

La série III a été conçue pour étudier l'effet d'un effort axial sur la résistance au cisaillement et vérifier l'existence d'une interférence des aciers d'effort tranchant sur l'effort axial comme cela a été démontré par Collins (Bhide and Collins 1989a) (2.6).

La série IV se focalise sur l'influence de l'engrènement des granulats par la variation de la taille du diamètre maximal des granulats et son interaction avec le mécanisme de résistance des aciers d'effort tranchant. Dans la bibliographie étudiée (2.3.2.3), les épingles contrôlent les ouvertures de fissures ce qui entraîne la préservation du mécanisme d'imbrication des granulats. L'objectif d'analyse de cette série est donc de valider ou d'infirmer ces études.

Les spécimens ont une même formulation de béton et une géométrie similaire, ainsi qu'un même ferrailage supérieur, mais ils diffèrent sur les paramètres suivants : les taux d'armatures longitudinales et transversales, le taux d'épingles, l'épaisseur des dalles, la taille maximale des granulats, l'effort axial de compression ou de traction et la longueur de la plaque de charge.

Toutes les dalles ont les dimensions suivantes (4mx2.6mx30cm), excepté S17 et S17C qui font 35cm.

Dans la réalité, les dalles des réacteurs nucléaires ont une épaisseur qui peut atteindre 1m et leur surface dépassent souvent les dimensions choisies expérimentalement. Pour des questions de techniques de coulage et de manutention la longueur et largeur des dalles sont limitées.

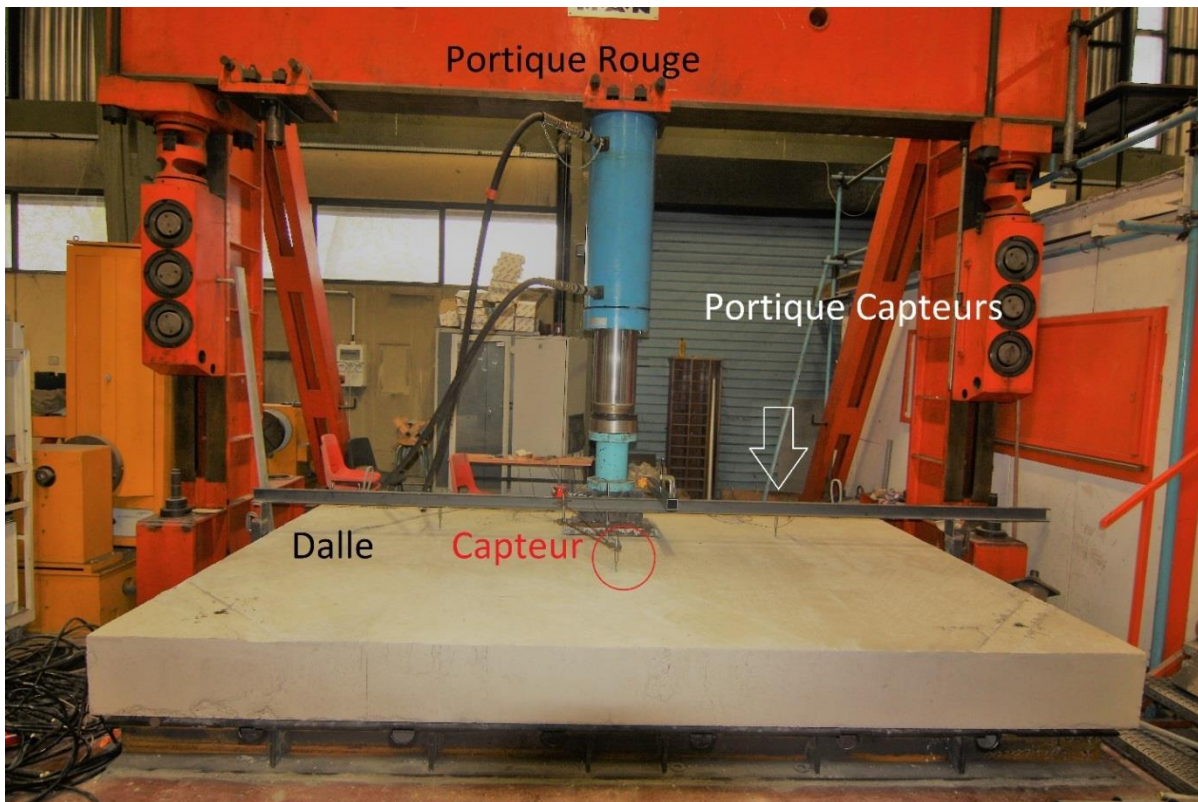
### 3.3 Protocole du banc d'essai

#### 3.3.1 Banc d'essai sans effort normal

Pour les dalles non soumises à un effort normal (appartenant aux séries I, II et IV), le banc d'essai est composé des éléments suivants :

- Une dalle en béton armé sujet du test.
- Un portique (en rouge dans la Figure 3-1) qui supporte un vérin hydraulique de 200 Tonnes.
- Un capteur de force.
- Des capteurs de déplacements de type LVDT posés dans des emplacements stratégiques.

- Des jauges de déformation de type VISHAY.
- Une centrale d'acquisition des données.



**Figure 3-1** Banc d'essai de la dalle S24

### 3.3.1.1 Conditions aux limites

Les dalles sont toutes simplement appuyées sur leurs pourtours. Le système d'appui se compose de trois parties (**Figure 3-2**) : Une poutre métallique en I de dimensions 200x200mm est posée à même la dalle du hall d'essai. Ensuite, un rond en Duraluminium AU4G de diamètre 40mm est positionné en appui sur la poutre métallique. Entre le rond et la dalle, une plaque métallique de 80x12mm est mise en place. Avant de poser la dalle sur l'appui, un lit de mortier est mis en place sur la plaque d'appui afin d'assurer un contact régulier et garantir l'uniformité de l'appui.



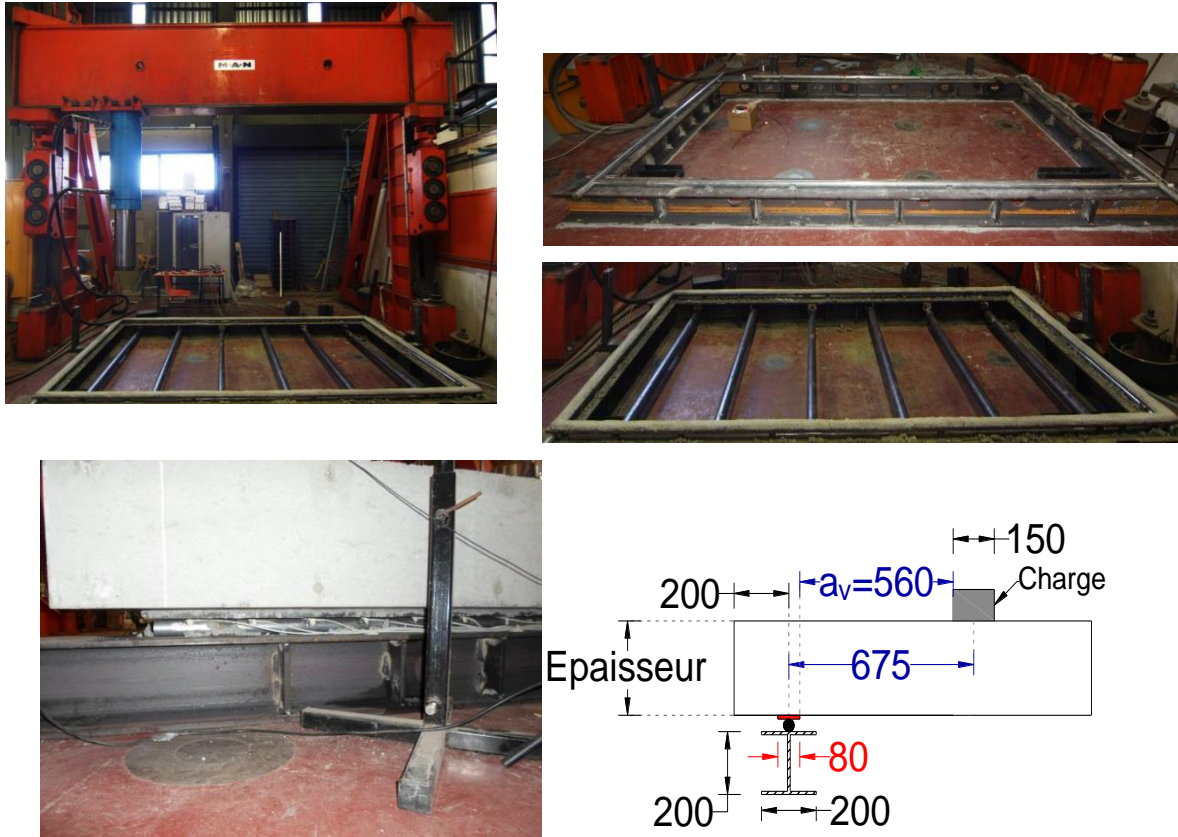


Figure 3-2 Système d'appui [unités en mm]

### 3.3.1.2 Chargement

Le chargement s'effectue à l'aide d'un vérin de 200 tonnes solidaire à un portique. La charge est transmise par l'intermédiaire d'une plaque qui répartit la charge sur une surface de dimensions (600 mm x 300 mm) pour toutes les dalles, excepté S17 et S17C dont les dimensions de la zone de charge ont été réduites (500 mm x 300 mm). Le chargement a lieu de manière quasi-statique avec une vitesse d'environ 0.4mm/min. La charge est appliquée jusqu'à la rupture complète de la dalle.

### 3.3.1.3 Position de la zone de charge

La position de la plaque de chargement a été soigneusement choisie pour promouvoir une rupture par cisaillement et éviter une ruine en flexion ou en poinçonnement.

Pour éviter la rupture en flexion, le rapport  $\frac{a}{d_l}$  a été pris égal à 2.1 pour toutes les dalles sauf pour les dalles S17 et S17C où  $\frac{a_v}{d_l} = 1.8$ . Ainsi  $1 < \frac{a_v}{d_l} < 2.5$ . De ce fait, il existe une combinaison

d'effet d'arche et de poutre qui se traduit par l'évolution des fissures de flexion en fissures diagonales de cisaillement sans qu'il n'y ait transmission complète des efforts aux appuis, phénomène observable si  $\frac{a_v}{d_l}$  avait été pris autour de 1.

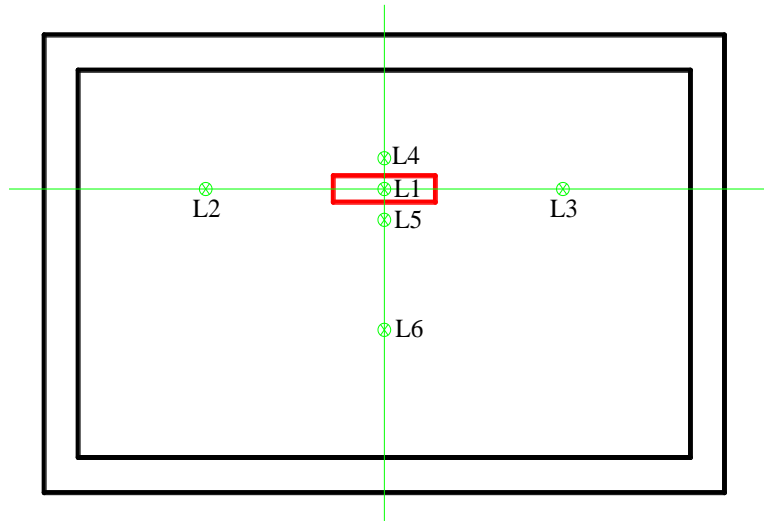
La variation du paramètre  $\frac{a_v}{d_l}$  permet toutefois d'étudier son influence sur le mode de rupture. La thèse de Serge Nana (NANA 2017) qui s'est focalisée sur les dalles épaisses en B.A sans armatures d'effort tranchant, a permis de conclure que réduire le rapport  $\frac{a_v}{d_l}$  (en augmentant la hauteur utile  $d_l$ ) améliore effectivement la résistance au cisaillement de dalles similaires.

Pour favoriser la rupture à l'effort tranchant et empêcher une rupture en poinçonnement, la surface de la zone de charge a été prise suffisamment importante

### 3.3.1.4 Instrumentation

Le système VISHAY 5000 a été choisi pour l'acquisition et la synchronisation des voies de mesures. Le traçage de l'évolution des données se fait progressivement au cours de l'essai avec une fréquence de 5Hz.

**La mesure des déplacements** est réalisée à l'aide de capteurs de 6 capteurs LVDT (*Linear Variable Differential Transformer*) positionnés stratégiquement sur la face supérieure de chaque dalle. Le capteur L1, de 100 mm de course, et situé au centre de la zone de charge, mesure le déplacement du vérin. Les capteurs L4 et L5, situés également à proximité de la zone de charge, ont une course de 100 mm, tandis que les capteurs L2, L3 et L6 qui sont positionnés à proximité des zones de fissuration diagonale (près de l'appui) ont une course plus faible de 50mm (**Figure 3-6 Figure 3-4 et Figure 3-3**).



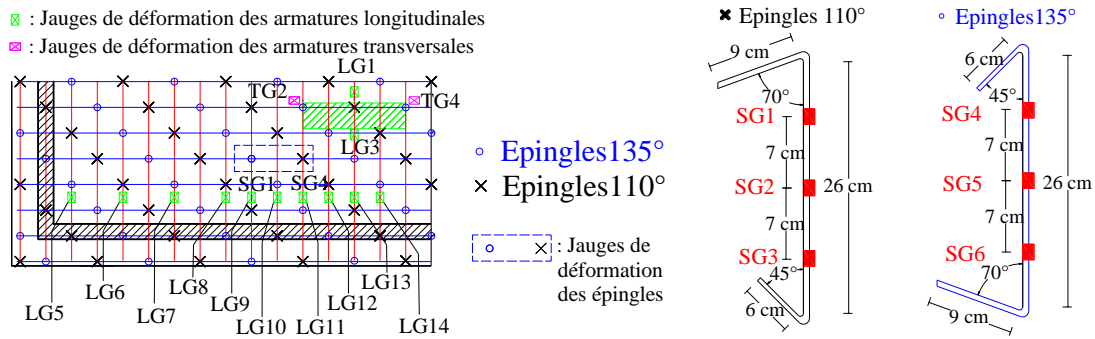
**Figure 3-3** Emplacements des capteurs LVDT

**La mesure des déformations :** Les jauges extensométriques de type VISHAY (120  $\Omega$ , 100 mm) mesurent les déformations sur les armatures longitudinales, transversales et sur les épingles. Elles sont collées à la colle VISHAY et protégées par une couche de caoutchouc butyle et une bande adhésive en aluminium (**Figure 3-4** et **Figure 3-5**).



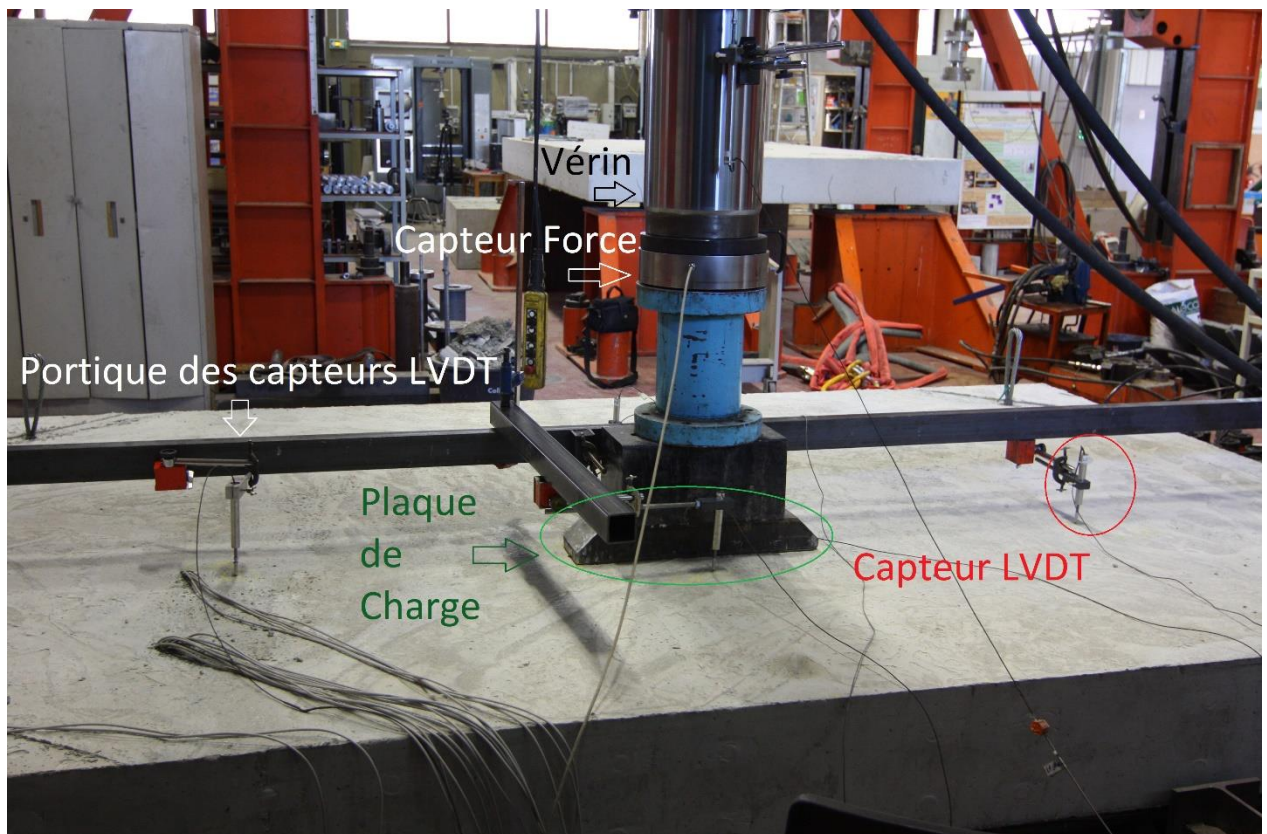
**Figure 3-4** a) Jauges de déformations des armatures longitudinales et transversales : dalle S4; b) Jauges de déformation des épingles: dalle S17C

## Campagne Expérimentale



**Figure 3-5** Emplacement des jauges de déformation sur les armatures longitudinales, transversales et sur les épingles

**La mesure de la force :** la valeur de l'effort tranchant transmis à la dalle est mesurée à l'aide d'un capteur force situé à l'extrémité du vérin. Sa capacité se limite à 2000kN avec une erreur de mesure de 0.3%. Pour plus de précision, la pression au sein du vérin peut être relevée et permet donc vérifier l'exactitude des données transmises par le capteur (**Figure 3-6**).



**Figure 3-6** Positions des différents systèmes d'acquisition : essai de la dalle S15

### 3.3.1.5 Procédure d'essais

Pour tester les dalles, le vérin hydraulique applique un effort incrémenté jusqu'à rupture de chaque spécimen. Le pilotage est en force imposée. Lors de l'essai, les fissures sur les faces supérieures et latérales sont reportées afin de contrôler leur évolution. Après rupture, les fissures des faces inférieures sont retracées. Grâce aux acquisitions du système, les courbes charges-flèche, effort-déformations sont reportées (**Figure 3-6**).

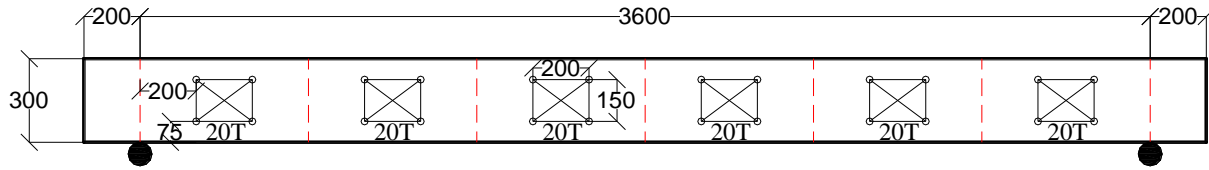
### 3.3.2 Banc d'essai avec effort normal

Les dalles dont la désignation contient les lettres T (pour traction) et C (pour compression) sont concernées par le banc d'essai avec effort normal. Elles sont rassemblées dans la série III.

Le banc d'essai a été conçu de manière à éviter de possibles efforts parasites résultant de la relative proximité de la zone de charge et de la zone d'appui. Ainsi un système auto-équilibré, solidaire de la dalle est utilisé, permettant de s'affranchir des problèmes d'interaction entre le système de chargement avec effort normal et le système de cisaillement hors plan. Le système est composé de 12 vérins hydrauliques en interaction pour garantir une pression constante sur chaque point d'appui (2 vérins pour chaque point ce qui fait 6 points au total). L'effort normal de compression ou de traction est appliqué avant le chargement vertical.

#### 3.3.2.1 Procédure d'application de l'effort normal

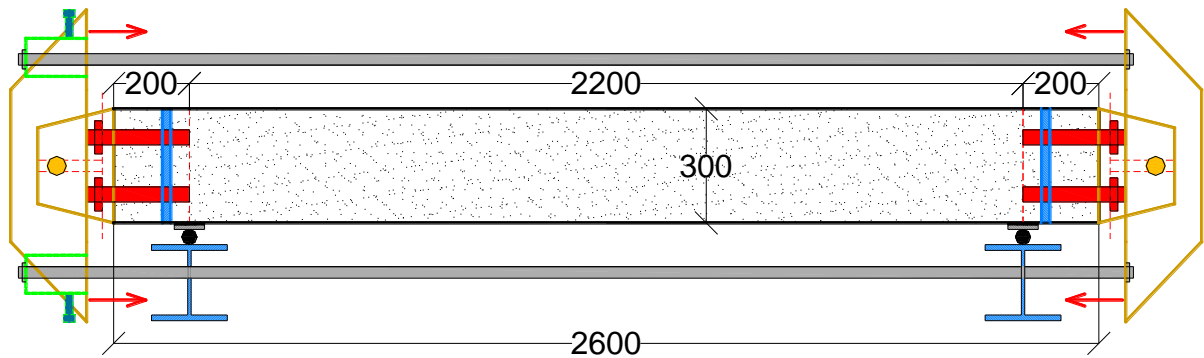
Pour engendrer par exemple un effort normal de compression ou de traction de 1 MPa respectivement pour les dalles SC30 et ST12, un effort de 120 tonnes est appliqué sur la section associée au côté de 4m de long. Afin d'assurer une bonne répartition de la charge sur la section extrémité de dalle, l'effort est appliqué en six points (**Figure 3-7**) supportant chacune une charge de 20 tonnes soit 10 tonnes/vérin, chaque point comportant 2 vérins.



**Figure 3-7** Dalles SC30 et ST12 : Répartition de l'effort normal

### 3.3.2.2 Dispositif de chargement : Effort normal de compression

12 vérins hydrauliques placés sur l'une des faces latérales de 4m de long pour appliquer un effort normal de compression. 12 équerres métalliques reliées 2 à 2 transmettent une charge axiale de part et d'autre des dalles par deux barres de 30 mm de diamètre (6 équerres de chaque côté). Les équerres sont solidaires à la dalle par 4 boulons chacun. Ces connecteurs (boulons) sont soudés à une tige verticale noyée dans la dalle. La mise en traction des barres est réalisée par ces 12 vérins hydrauliques entraînant ainsi la compression de la dalle par mimétisme d'une solution de précontrainte. Les charges dans les vérins sont contrôlées par la pression de l'huile dans le système hydraulique. Le détail du dispositif utilisé pour assurer le chargement axial en compression ainsi que le banc sont illustrés sur les **Figure 3-8** et **Figure 3-9**.



Campagne Expérimentale

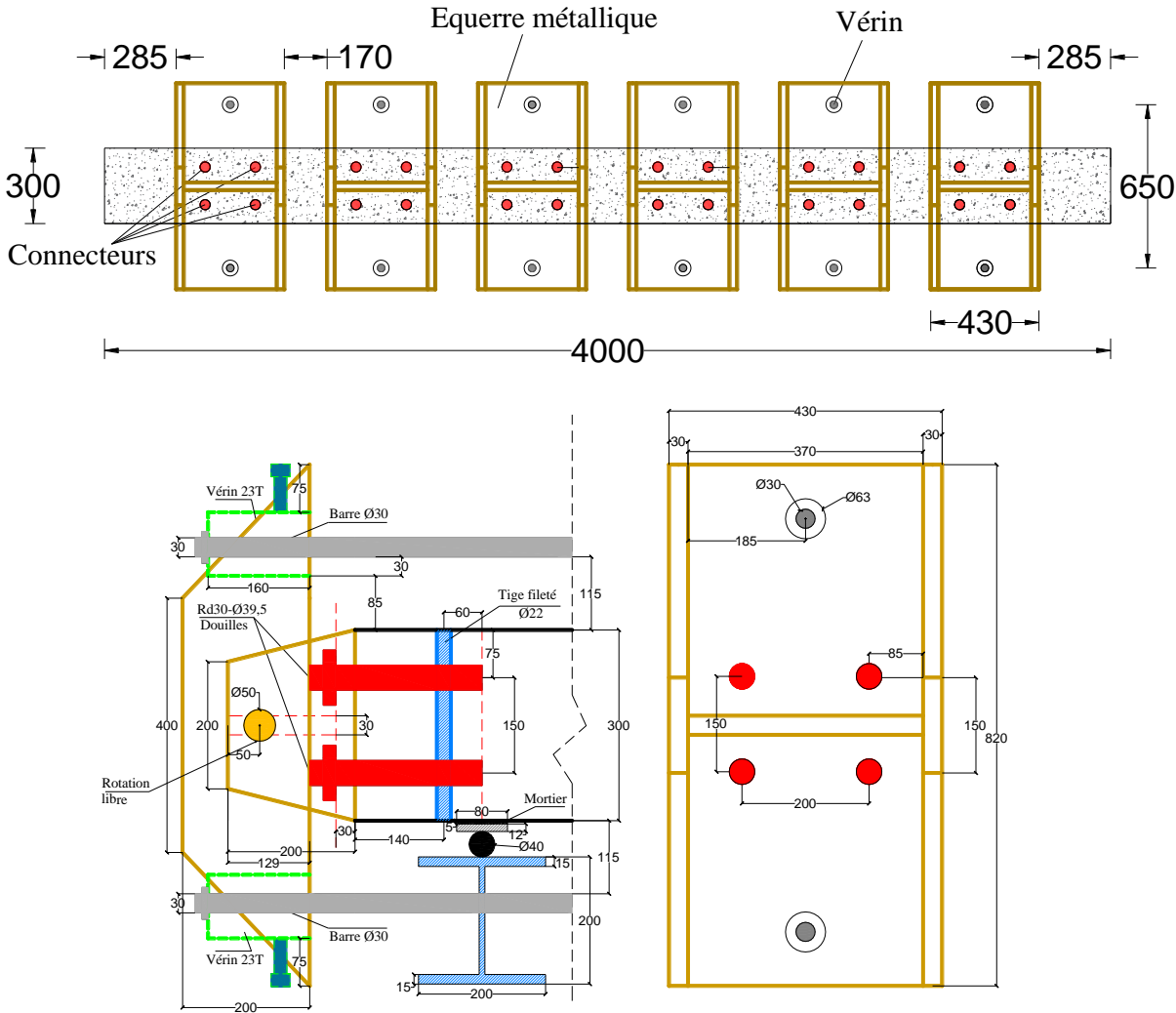


Figure 3-8 Détail du dispositif de chargement axial en compression (NANA, 2017)



**Figure 3-9** Banc d'essai de compression de la dalle SC30

### 3.3.2.3 Dispositif de chargement : Effort normal de traction

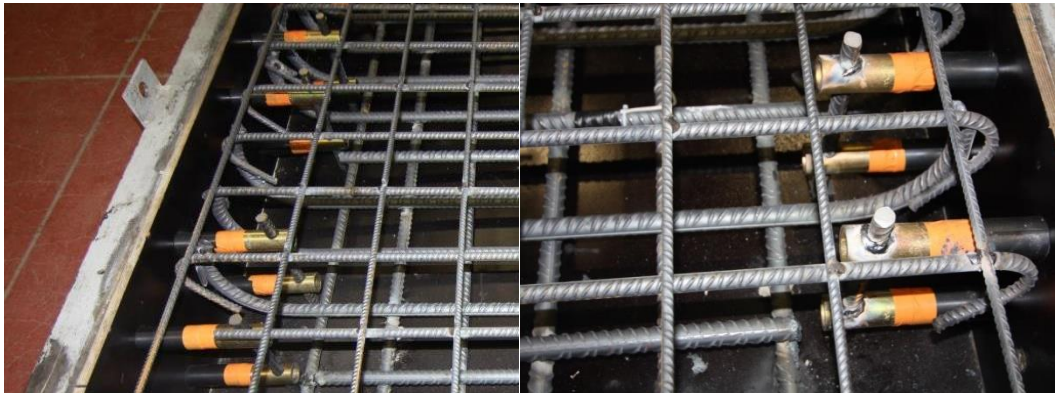
L'application de l'effort axial de traction nécessite un concept similaire à celui de compression (**Figure 3-12**). La différence réside dans l'emplacement des vérins, qui est inversé dans le plan. Ils sont placés cette fois-ci à l'intérieur des équerres métalliques pour créer un effet



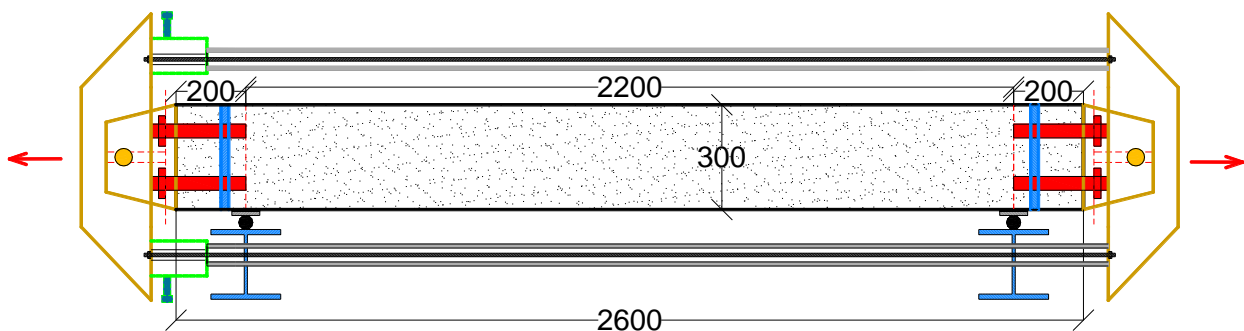
## Campagne Expérimentale

de poussée lorsque la traction est appliquée (**Figure 3-11**). Un tube creux de 11.5mm d'épaisseur et de 63mm de diamètre remplace les barres dans le plan.

Comme des ruptures locales peuvent avoir lieu lors de l'application de la traction, un soin particulier a été apporté au dispositif de ces dalles. La résistance du béton dans la zone où est appliquée la tension a été vérifiée sur un des blocs. Une charge maximale de traction de 34 tonnes a été mesurée sur l'un des six points d'application de l'effort normal. Une méthode de renforcement par un système de serrage dans la zone d'application de l'effort de traction a également été effectuée (**Figure 3-10**). Une tige filetée traversant l'épaisseur de la dalle, et connectée avec 2 douilles (connecteurs) ancrées dans le béton compose le système. Afin d'éviter un éventuel flambage du tube creux provoqué par une compression excessive, sa charge critique de flambement a été déterminée :  $f_{maxi} = 16 \text{ kN}$ .



**Figure 3-10** Renforcement par système de serrage dans la zone d'application de l'effort axial de traction



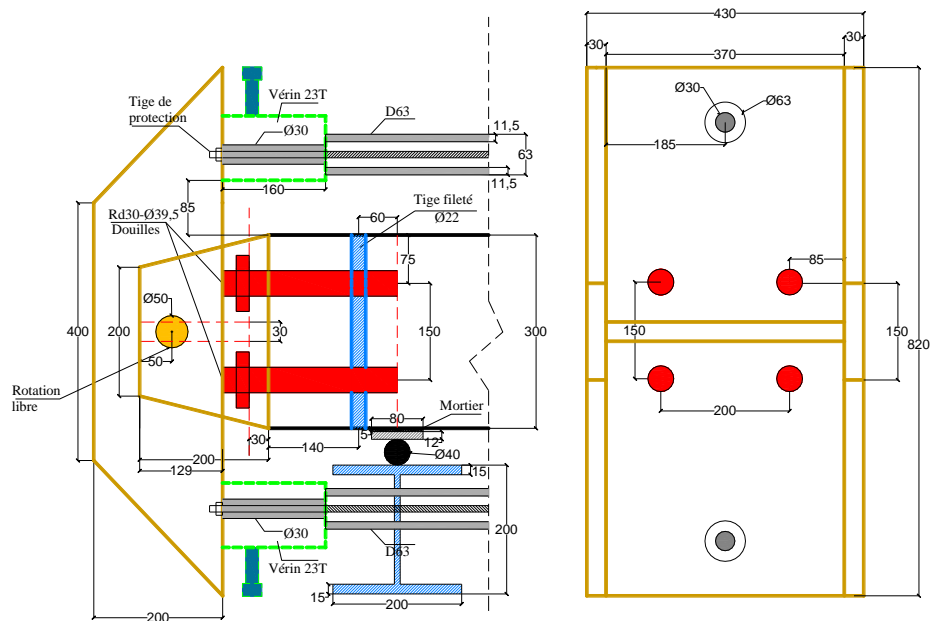


Figure 3-11 Détail du dispositif de chargement axial en traction (NANA, 2017)



Figure 3-12 Banc d'essai du chargement axial en traction de la dalle ST32

### 3.3.3 Instrumentation des dalles avec effort normal

L'instrumentation des dalles avec effort normal est identique à celle des dalles sans effort normal. En revanche, un capteur de force de capacité de 40 tonnes est installé sur une équerre pour contrôler la force axiale appliquée. Des capteurs LVDT de 20 mm de course.

## 3.4 Propriétés des matériaux

### 3.4.1 Le béton

Un ciment VICAT est utilisé pour toutes les dalles étudiées, la désignation choisie est le C20/25. Il ne correspond pas forcément aux formulations de béton choisies pour les dalles des bâtiments nucléaires qui ont une résistance caractéristique en compression plus élevée. En raison de la capacité limitée du vérin hydraulique (200 Tonnes), le choix s'est porté sur un béton de classe C20/25. La granulométrie est de type 6/11.2 pour toutes les dalles excepté les dalles S2B et S17C où la granulométrie est 10/20. Le **Tableau 3-1** présente un récapitulatif de la composition et des caractéristiques du béton.

**Tableau 3-1** Composition et caractéristiques du béton utilisé

<b>Désignation :</b>	BPS NF EN 2061/CN	<b>Certification :</b>	NF
<b>Classe d'exposition :</b>	X0 (F)	<b>E<sub>eff</sub>/Liant éq. :</b>	0.8
<b>Consistance :</b>	S3	<b>Granularité</b>	D11.2 (D20
		<b>D<sub>max</sub> :</b>	pour la dalle
			S2B)
<b>Résistance caractéristique :</b>	C20/25 (C40/50 pour la dalle S8)	<b>Dosage(C+kA) :</b>	145 kg
<b>Type et classe du ciment :</b>	CEM II/A-LL 42,5 R CE NF VMO VICA	<b>Classe Chlorures :</b>	Cl 0.40
<b>Type Adjuvant :</b>	PRE1 0.35%		

Afin d'évaluer la qualité du béton, et d'étudier en aval les résultats expérimentaux, des essais de résistance maximale du béton en compression et en traction uni-axiale ont été réalisés. Le module de Young a été déterminé par la même occasion. Dans cette optique, des éprouvettes cylindriques de dimensions 11x22 ont été prélevées du béton utilisé pour couler les dalles. Ainsi, durant chaque opération de coulage, 12 éprouvettes sont conçues, protégées dans un moule, et entreposées après démoulage dans une chambre humide à une température avoisinant 20°C et une humidité relative supérieure à 95%. Les tests de caractérisation du béton ont été effectués de la manière suivante :

## Campagne Expérimentale

- 6 essais en compression simple (3 essais à 28 jours sur éprouvettes non instrumentées, et 3 essais à la date de l'essai séparés en 2 essais sur éprouvettes instrumentées pour définir le module d'élasticité et 1 essai sur éprouvette non instrumentée).

- 6 essais de fendage (3 essais à 28 jours et 3 autres à la date de l'essai).

La qualité du béton frais est également testée à travers l'essai du cône d'Abrams. Il évalue, en effet la fluidité/plasticité du béton en mesurant son affaissement.

Ces essais ont été réalisés de manière similaire pour toutes les dalles testées.

### 3.4.1.1 Essai de Compression

Afin d'obtenir un contact uniforme entre les plateaux de chargement et les faces des éprouvettes à tester, un surfaçage est réalisé au préalable. Il s'agit d'appliquer une couche d'un mélange de sable et de soufre. Une presse hydraulique PERRIER applique une charge croissante jusqu'à rupture en conformité avec la norme NF EN 12390-3. La validité du test est évaluée par l'aspect de l'éprouvette à la rupture. En effet, un essai réussi se traduit par un cône de rupture pour les éprouvettes cylindriques.

Afin d'obtenir le module d'Young, 3 éprouvettes sont instrumentées de jauges en rosettes, permettant de réaliser les courbes charges-déplacement. La valeur du module représente la pente de la courbe sur la partie élastique linéaire (unité en GPa).



surface rugueuse

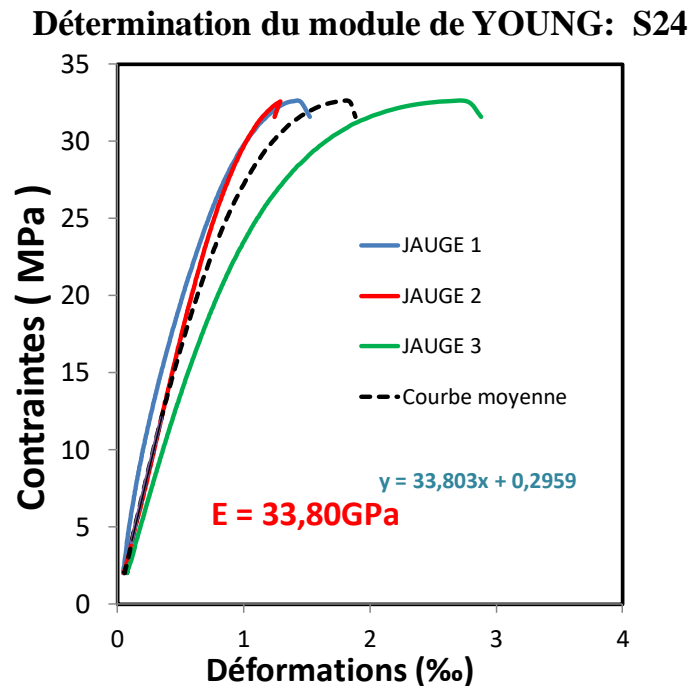


surace plane après surfaçage au soufre



**Figure 3-13** Essai de compression uni axiale du béton : a) surfacage d'une éprouvette ; b) Presse de compression ; c) éprouvette instrumentée ; d) rupture

Les valeurs moyennes de résistances en compression du béton, à 28 jours et à la date de l'essai, ainsi que les valeurs moyennes de modules de Young obtenues pour toutes les dalles testées sont fournies (**Tableau 3-2**). Il est à noter qu'une très faible variabilité naturelle a été relevée entre les résultats fournis par chaque éprouvette.



**Figure 3-14** Détermination du module de Young de la dalle S24

### 3.4.1.2 Essai brésilien

L'essai brésilien ou essai de fendage sert à déterminer la résistance maximale du béton en traction. Cet essai est exécuté selon la norme NF EN 12390-6. Contrairement à un essai de traction direct, lors de l'essai de fendage, le cylindre du béton est placé à l'horizontale entre les plateaux de la presse et la charge est augmentée jusqu'à la rupture par traction indirecte, qui apparaît sous forme de fendage le long du diamètre vertical du cylindre. Afin de répartir la charge appliquée et éviter toute rupture locale en compression au niveau des génératrices de chargement, deux bandes minces en contreplaqué neuf d'une largeur de 10 mm, d'une épaisseur de 4 mm et d'une longueur supérieure à la ligne de contact avec l'éprouvette sont placées entre les plateaux de chargement et l'éprouvette. Un chargement croissant est ensuite appliqué jusqu'à la ruine de l'éprouvette. La rupture survient de façon brutale par éclatement de l'éprouvette en deux demi-cylindres partant des génératrices d'application de la charge comme cela est visible sur la Figure 3-15. Les valeurs moyennes de résistances en traction du béton, obtenues à 28 jours et à la date de l'essai sont fournies (**Figure 3-5**).



**Figure 3-15** Essai de fendage ; a) Presse de fendage ; b) Plan de rupture de l'éprouvette

Tableau 3-2 Propriétés caractéristiques du béton des différentes dalles testées

Dalles	$\rho_l$ [%]	$\rho_t$ [%]	$a_v/d_l$	Classe de béton	$f_{cm, meas}$ à 28 jours [MPa]	$f_{ctm, meas}$ à 28 jours [MPa]	$f_{cm, meas}$ à la date de l'essai [MPa]	$f_{ctm, meas}$ à la date de l'essai [MPa]	Module de Young [GPa]	Age des dalles à la date de l'essai [Jours]
S2	1.223	1.106	2.1	C20/25	28.7	2.77	30.9	2.87	31.75	46
S2B	1.223	1.106	2.1	C20/25	28.0	3.17	30.5	3.51	29.70	43
S4	1.003	0.854	2.1	C20/25	20.1	2.48	23.9	2.87	27.10	38
S5	1.551	0.837	2.1	C20/25	30.5	3.59	34.6	3.51	33.12	32
SC8	1.223	1.106	2.1	C20/25	29.8	3.7	35.6	3.78	32.65	62
SC9	1.223	1.106	2.1	C20/25	27.0	2.9	33.3	3.63	30.75	73
ST10	1.223	1.106	2.1	C20/25	26.6	3.1	34.0	3.01	34.20	49
ST12	1.223	1.106	2.1	C20/25	28.6	2.6	34.2	3.60	33.85	55
ST14	1.223	1.106	2.1	C20/25	28.0	2.8	34.2	3.50	32.40	59
ST32	1.223	1.106	2.1	C20/25	32.72	3.39	34.58	3.26	34.10	110
ST33	1.223	1.106	2.1	C20/25	29.72	3.22	33.78	3.37	33.70	74
ST20	1.223	1.106	2.1	C20/25	27.21	3.05	30.22	3.05	30.81	36
ST36	1.223	1.106	2.1	C20/25	33.92	3.47	36.75	3.49	32.80	107
S14	1.223	1.106	2.1	C20/25	25.72	2.74	28.00	2.87	30.80	70
S24	1.003	0.854	2.1	C20/25	32.9	3.09	31.48	2.77	33.19	41
S26	1.551	0.837	2.1	C20/25	30.93	3.02	31.78	3.17	32.50	43
SC28	1.223	1.106	2.1	C20/25	30.67	2.8	37.62	3.59	36.35	102
SC29	1.223	1.106	2.1	C20/25	25.98	2.91	27.90	3.19	30.05	63
SC37	1.223	1.106	2.1	C20/25	14.61	1.91	16.39	1.92	22.40	27

## Campagne Expérimentale

ST39	1.223	1.106	2.1	C20/25	28.57	3.19	31.05	3.23	31.10	62
ST31	1.223	1.106	2.1	C20/25	38.8	3.13	39.65	3.54	37.45	62
ST21	1.223	1.106	2.1	C20/25	25.09	2.59	28.84	3.04	29.55	36
ST38	1.223	1.106	2.1	C20/25	33.23	3.49	33.60	3.32	32.70	62
S15	1.223	1.106	2.1	C20/25	28.01	3.08	31.70	3.22	33.75	46
S25	1.003	0.854	2.1	C20/25	26.65	2.91	26.83	2.96	30.90	42
S27	1.551	0.837	2.1	C20/25	21.32	2.62	29.76	3.39	27.15	108
S17	1.03	0.917	1.8	C20/25	25.4	3.01	25.6	3.06	33.0	33
S17C	1.030	0.917	1.8	C20/25	25.28	2.78	26.8	3.04	32.98	50
SC30	1.223	1.106	2.1	C20/25	32.52	3.48	34.52	3.54	41.10	113
SC35	1.223	1.106	2.1	C20/25	22.64	3.08	28.30	3.26	33.35	41

### 3.4.2 Les aciers

Des barres Haute Adhérence ont constitué le ferrailage longitudinal, transversal et d'effort tranchant. Ce sont des aciers de nuance FeE500B avec une limite élastique d'au moins 500 MPa et une résistance à la rupture de plus de 540 MPa. Des essais de conformité ont été réalisés sous forme de traction directe sur les différentes barres d'acier. Les différents diamètres sont : 6mm, 8mm (pour les épingles), 10 mm et 14 mm pour les armatures de nappe supérieure puis 20 et 25 mm pour les aciers de nappe inférieure. L'objectif de ces essais étant de déterminer : la limite élastique, la contrainte à la rupture et le module élastique.

### 3.4.3 Banc d'essai

Avant l'essai les barres avec les sections les plus importantes (20 mm et 25 mm) ont été usiné dans l'objectif de réduire le diamètre et de lisser la surface pour la mise en place des jauges de déformation. 06 éprouvettes ont été conçues et testées pour chaque acier HA8 et HA6, 03 éprouvettes de longueur 20cm et 03 autres de longueur 15cm. Pour les aciers HA14 et HA10, 03 éprouvettes de longueur 30cm ont été conçues pour chaque diamètre.



## Campagne Expérimentale

Instrumentation des barres : Pour les aciers HA25 et HA20, les déformations ont été mesurées à l'aide de deux jauges de déformation collées au centre de l'éprouvette et espacées l'une de l'autre de 180°, tandis que pour les aciers HA14, HA10, HA8 et HA6 un extensomètre mesure l'allongement de l'éprouvette.

Essai : les éprouvettes sont ensuite soumises à un effort de traction simple jusqu'à la rupture par l'intermédiaire d'une presse de traction MAN de capacité 200kN. Les résultats Effort-déformation (ou Effort-Allongement) sont visualisés sur un écran via un système d'acquisition de données.

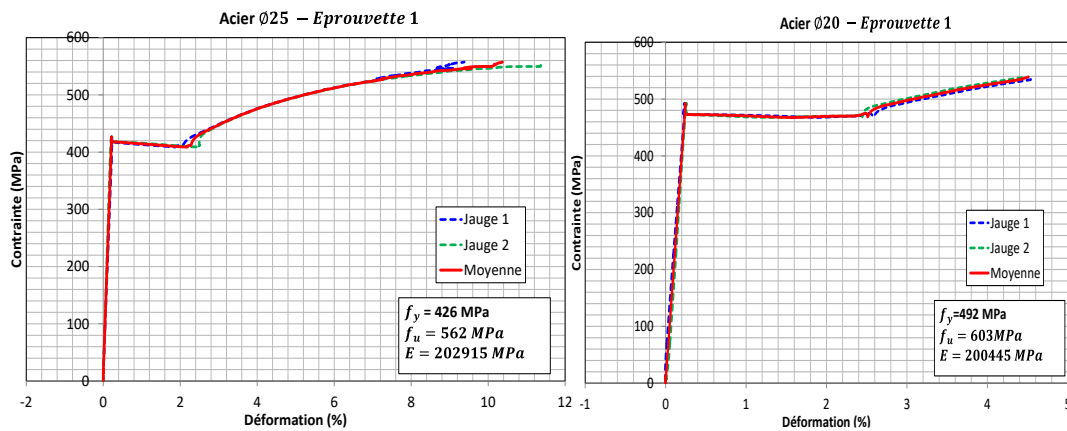


**Figure 3-16** Essai de traction directe sur acier : a) Barres HA20 et HA25 usinées et instrumentées ; b) jauge de déformation sur une éprouvette HA25; c) Banc d'essai avec extensomètre ; d) Rupture

### 3.4.3.1 HA 20 et HA 25

La Figure 3-17 représente les courbes de comportement contrainte-déformation obtenues pour les aciers HA25 et HA20. Ces courbes témoignent d'un comportement élastique suivi d'une phase d'écrouissage et d'un palier ductile. Ce palier de ductilité est également suivi par un nouvel écrouissage jusqu'à la rupture de l'éprouvette. Les caractéristiques mécaniques

moyennes obtenues à partir des lois de comportement sont données dans le **Tableau 3-3**. A noter que le module de Young est calculé en déterminant la pente sur la zone linéaire élastique.



**Figure 3-17** Courbes de comportement des aciers HA25 et HA 20

### 3.4.3.2 HA14 et HA10

Les aciers HA14 et HA10 ont également été testés, et les courbes de comportement tracées. L'allure des courbes est similaire avec une phase élastique, suivie d'un palier de ductilité et se terminant par un durcissement annonçant la rupture. En revanche, afin d'éviter l'endommagement de l'extensomètre à la rupture, il a été retirée au début de la phase de ductilité, ce qui explique l'incomplétude de la zone ductile. Le système a tout de même reporté la valeur maximale de résistance.

Les caractéristiques mécaniques moyennes obtenues pour les aciers HA14 et HA10 sont données dans le **Tableau 3-3**.

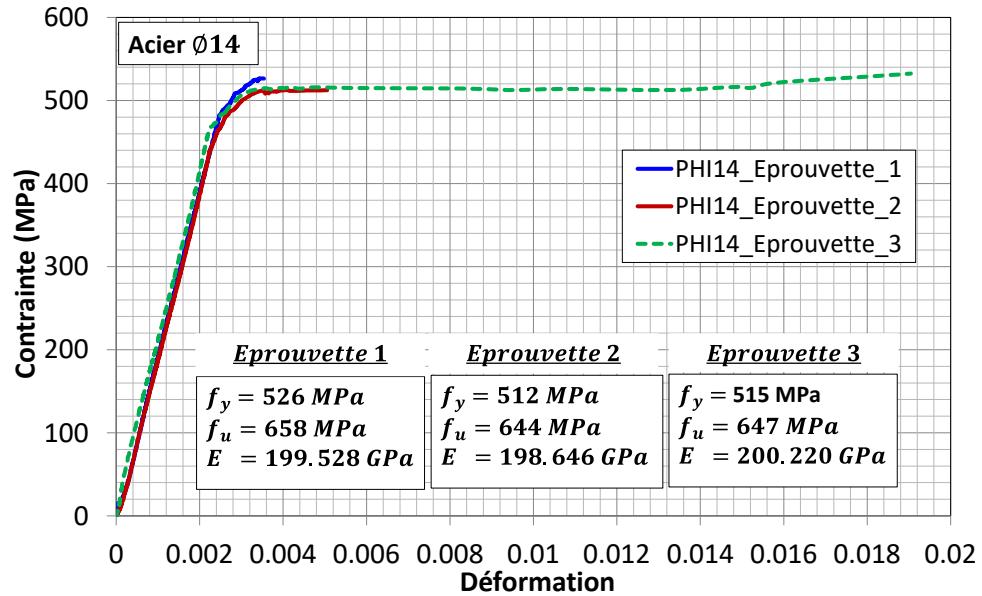


Figure 3-18 Courbes de comportement des aciers HA14

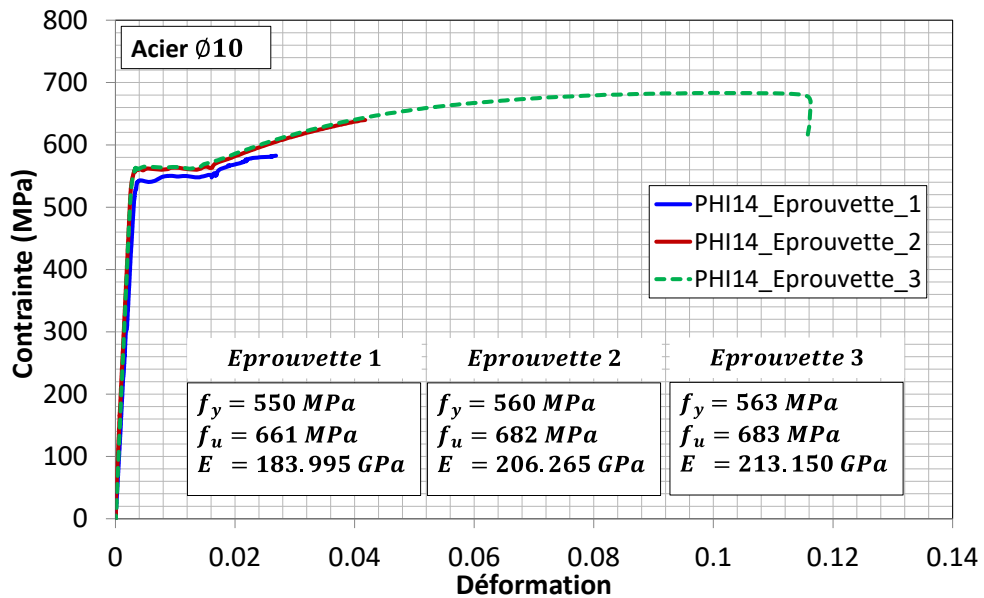
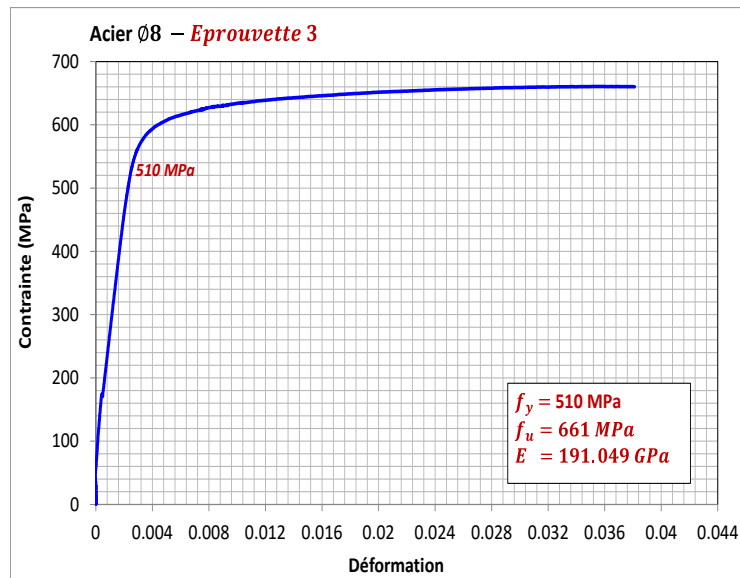


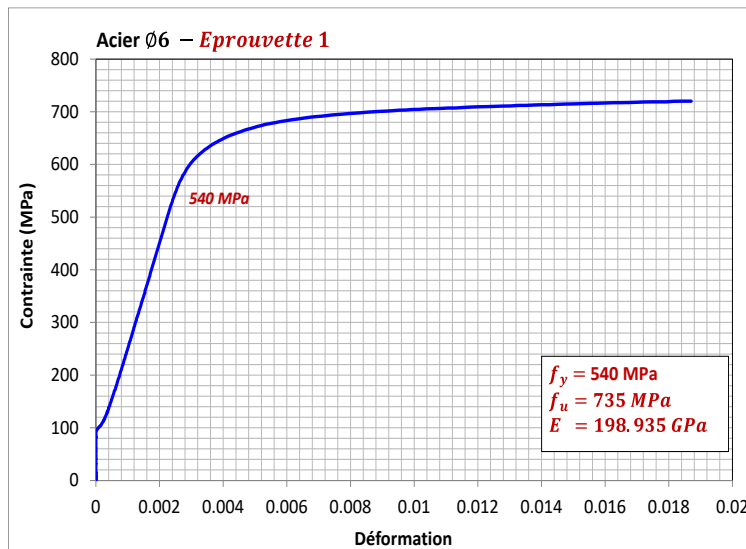
Figure 3-19 Courbes de comportement des aciers HA10

### 3.4.3.3 HA8 et HA6

Les aciers HA8 et HA6 des épingles ont été testés de la même manière que les aciers HA10 et HA14. Contrairement aux HA14 et HA10, les courbes caractéristiques obtenues pour les HA8 et HA6 ne contiennent pas de paliers de ductilité. Le passage de l'élasticité linéaire à la déformation plastique se fait de façon progressive. La **Figure 3-20** traduit le comportement de l'éprouvette 1 qui fait 20cm pour les épingles HA8, tandis que la Figure 3-21 présente la courbe charge - déformation de l'éprouvette 1 qui fait 15 cm pour les épingles HA6.



**Figure 3-20** Courbe charges-déformation de l'éprouvette 1 pour HA8 (épingle  $\Phi 8$ )



**Figure 3-21** Courbe charges-déformation de l'éprouvette 1 pour HA6 (épingle  $\Phi 6$ )

Tableau 3-3 Propriétés mécaniques des différentes barres d'aciers

Diamètre nominal des aciers [mm]	Module de Young $E_0$ [GPa]	Contrainte limite élastique $f_y$ [MPa]	Déformation limite élastique $\varepsilon_y$ [ $\times 10^{-6}$ ]	Contrainte limite de rupture $f_t$ [MPa]	Déformation à la rupture $\varepsilon_t$ [ $\times 10^{-2}$ ]	Coefficient de poisson
25	205	431	2161	568	11.4	0.3
20	204	495	2469	607	-	0.3
14	200	518	2500	650	-	0.3
10	201	558	2100	675	11.6	0.3
8	195	516	2100	659	-	0.3
6	205	523	2200	675	-	0.3

Les limites élastiques des aciers HA20 et HA25 sont légèrement inférieure à la limite garantie par le constructeur. Ceci est sans doute dû au protocole d'essai, car en raison de la capacité limitée de presse (100kN), il a fallu usiner les aciers avant de les tester.

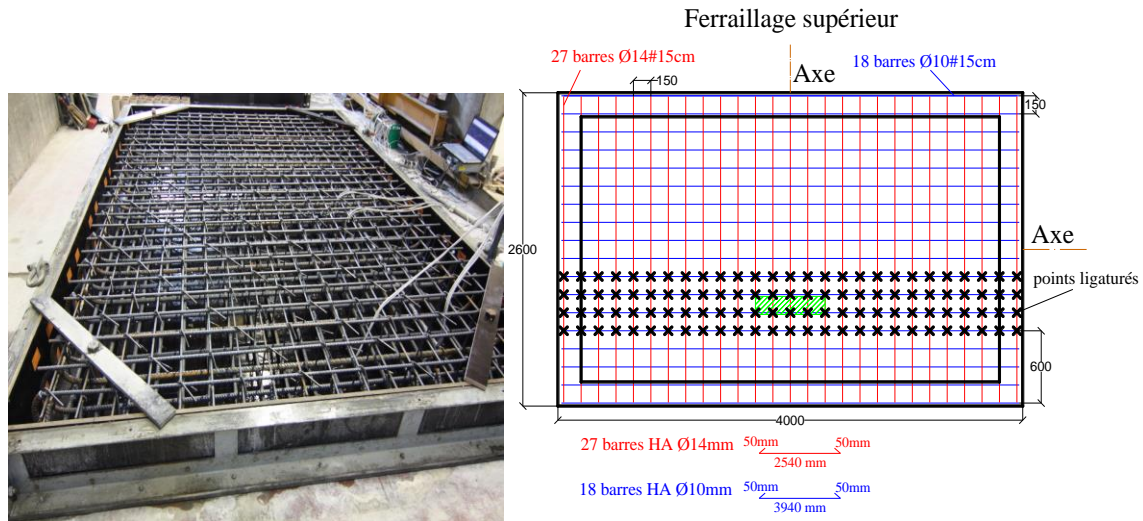
#### 3.4.4 Mise en œuvre des dalles

Les dalles sont préparées selon le même schéma protocolaire :

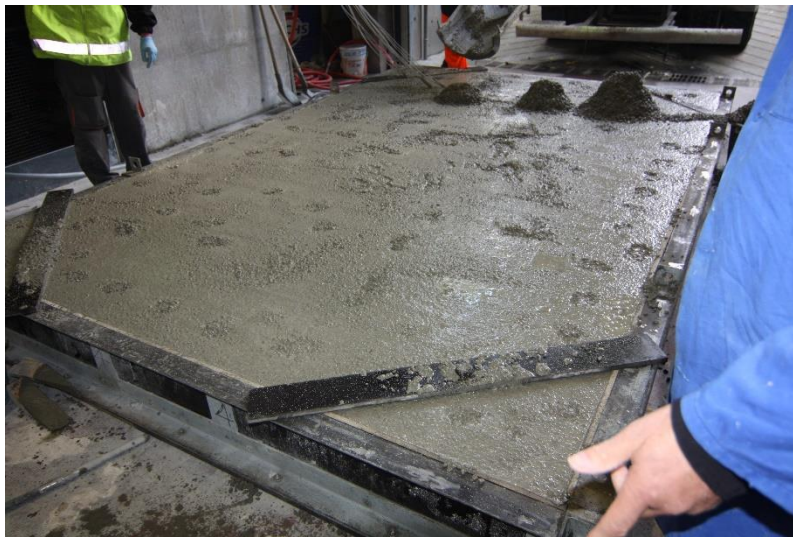
En premier lieu, le ferrailage est assemblé avec des points de soudure (**Figure 3-22**), à l'exception de la nappe supérieure où les armatures situées au droit de la zone de charge sont ligaturées. D'ailleurs, il est intéressant de mentionner que la nappe d'aciers supérieure est identique pour toutes les dalles de l'étude ( $\Phi 10\#15\text{cm}$  dans le sens faible et  $\Phi 14\#15\text{cm}$  dans le sens fort). Les jauges de déformation  $y$  sont placées. Ensuite, le ferrailage est soigneusement placé dans un

## Campagne Expérimentale

coffrage en bois où le béton frais est coulé et vibré afin d'obtenir une distribution homogène des granulats dans l'épaisseur (**Figure 3-23**). En fin de procédure, la surface du béton frais est égalisée. Afin de favoriser, une bonne prise du béton, les dalles sont recouvertes d'une bâche en plastique. La durée qui sépare le coulage du béton au jour du test est toujours supérieure à 28j garantissant de bonnes caractéristiques mécaniques au béton (**Tableau 3-1**).



**Figure 3-22** Coffrage et ferrailage de la dalle S25



**Figure 3-23** Coulage de la dalle S26

### 3.5 Description des différentes séries

32 dalles ont été testées et regroupées de manière à étudier un paramètre influençant le cisaillement en particulier :

**La série I** est composée de 9 dalles divisée en 3 groupes : (S2, S14, S15), (S4, S24, S25) et (S5, S26, S27). Dans chaque groupe, le pourcentage d'armatures longitudinales et transversales est identique, tandis que le taux d'armatures d'effort tranchant varie pour étudier son influence sur la résistance au cisaillement. Dans le groupe (S4, S24, S25) toutes les dalles ont un taux d'armatures longitudinales égal à  $\rho_l = 1.003\%$  et qui correspond à l'alternance des barres  $\emptyset 25/20$  avec une distance longitudinale de 150mm. La dalle S4 a été conçue sans épingles, tandis que les dalles S24 et S25 ont été renforcées respectivement avec des épingles  $\emptyset 6$  et  $\emptyset 8$ . Toutes les épingles sont positionnées à une équidistance de 150mm. Dans le groupe II (S2, S14, S15), toutes les dalles ont un taux d'armatures longitudinales constant  $\rho_L = 1.223\%$ , correspondant à des barres  $\emptyset 25$  séparées de 150mm. La dalle S2, dalle de référence, a été conçue sans épingles, tandis que les dalles S14 et S15 ont été renforcées respectivement avec des épingles de diamètres  $\emptyset 6$  et  $\emptyset 8$ . Enfin, dans le groupe III (S5, S6, S27) toutes les dalles ont un taux d'armatures longitudinales  $\rho_L = 1.551\%$ , correspondant à deux barres  $\emptyset 20$  ( $2\emptyset 20$ ) accolées, les paires de barres  $2\emptyset 20$  sont distancées de 150mm. La dalle S5 a été conçue sans épingles, tandis que les dalles S26 et S27 contiennent des étriers dont les diamètres sont  $\emptyset 6$  et  $\emptyset 8$  respectivement.

**La série II** est composée de 4 dalles (S24, S26, S25 et S27) et divisée en 2 groupes (S24, S26) et (S25, S27). Dans chaque groupe, les dalles ont été renforcées avec des épingles de même diamètre, tandis que le pourcentage d'aciers longitudinaux a été modifié afin d'étudier son influence sur la résistance au cisaillement. Pour les dalles S24 et S25, les barres longitudinales se composaient de barres  $\emptyset 25/20$  alternées ( $\rho_L = 1.003\%$ ) avec une distance longitudinale de 150 mm entre eux, tandis que les dalles pour S26 et S27 deux barres  $2\emptyset 20$  unifiées, également espacées de 150 mm, ont été utilisées, correspondant à  $\rho_L = 1.551\%$ .

**La série III** est composée de 20 dalles (S2, S14, S15, SC8, SC9, SC28, SC29, SC30, SC35, SC37, ST10, ST12, ST32, ST33, ST20, ST21, ST38, ST39 et ST36). Une charge de traction axiale a été appliquée aux dalles désignées par «T» (dalle ST) variant entre  $-1$  MPa et  $-0,5$  MPa, alors qu'une charge de compression axiale variant entre  $1,5$  MPa et  $1$  MPa a été appliquée aux dalles désignées par «C» (dalle SC). Les dalles S2, S14 et S15 sont les essais de référence sans charge axiale. Le but de cette série est d'étudier l'influence de l'effort axial sur le comportement au cisaillement des dalles avec et sans épingles.

**La série IV** est composée de 4 dalles (S2, S2B, S17, S17C) et divisée en 2 groupes (S2, S2B) et (S17, S17C). Dans chaque groupe, les dalles ont la même géométrie et sont renforcées du

même taux d’aciers longitudinaux, transversaux et d’effort tranchant. En revanche, un diamètre maximal des granulats de 20mm a été utilisé pour les dalles S2B et S17C, tandis que le diamètre des granulats des dalles S2 et S17 est de 11.2mm. Le groupe I comprend les dalles (S2, S2B), elles ne contiennent pas d’armatures d’effort tranchant, tandis que dans le groupe II, les dalles (S17, S17C) sont armées d’épingles de diamètre Ø8.

Les propriétés des dalles sont résumées dans le **Tableau 3-4** et le schéma de ferrailage des dalles avec épingles dans les **Figure 3-24**, celles sans épingles dans la **Figure 3-25** et celles avec un effort normal dans la **Figure 3-26**.

**Tableau 3-4** Récapitulatif des caractéristiques des dalles de chaque série

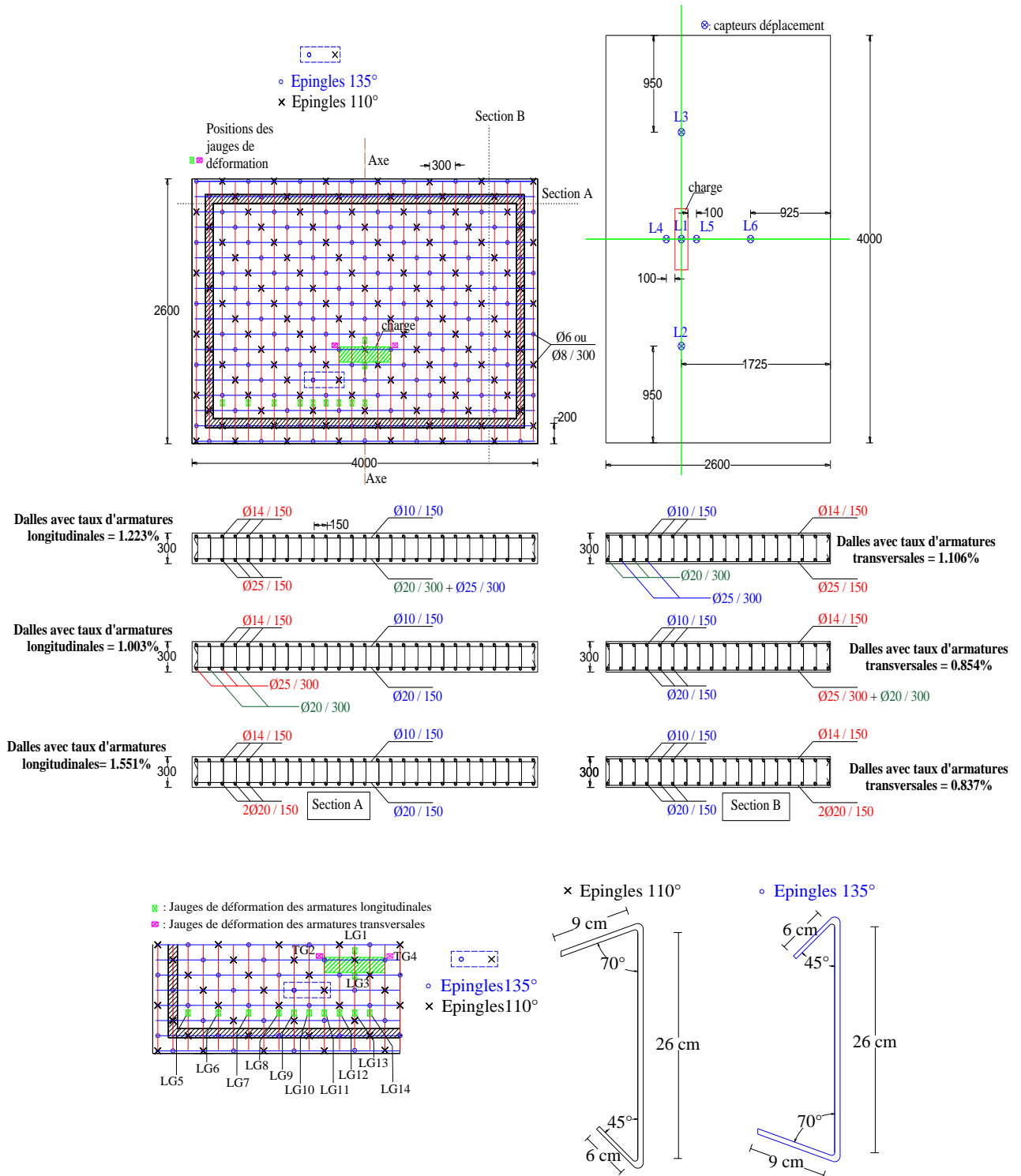
Séries	Dalles	Contrainte Axiale [MPa]	$\rho_l$ (%)	$\rho_t$ (%)	$d_l$ [mm]	$d_t$ [mm]	$a_v/d_l$	Classe de béton [MPa]	Diamètre maximal granulats [mm]	Epingles
I	S2	0	1.223	1.106	267.5	242.5	2.1	C20/25	11.2	-
	S14	0	1.223	1.106	267.5	242.5	2.1	C20/25	11.2	Ø 6
	S15	0	1.223	1.106	267.5	242.5	2.1	C20/25	11.2	0
	S4	0	1.003	0.854	267.5	245	2.1	C20/25	11.2	-
	S24	0	1.003	0.854	267.5	245	2.1	C20/25	11.2	Ø 6
	S25	0	1.003	0.854	267.5	245	2.1	C20/25	11.2	Ø 8
	S5	0	1.551	0.837	270	250	2.1	C20/25	11.2	-
	S26	0	1.551	0.837	270	250	2.1	C20/25	11.2	Ø 6
	S27	0	1.551	0.837	270	250	2.1	C20/25	11.2	Ø 8
II	S24	0	1.003	0.854	267.5	245	2.1	C20/25	11.2	Ø 6
	S26	0	1.551	0.837	270	250	2.1	C20/25	11.2	Ø 6
	S25	0	1.003	0.854	267.5	245	2.1	C20/25	11.2	Ø 8
	S5	0	1.551	0.837	270	250	2.1	C20/25	11.2	-
	S4	0	1.003	0.854	267.5	245	2.1	C20/25	11.2	-
III	S2	0	1.223	1.106	267.5	242.5	2.1	C20/25	11.2	-
	S14	0	1.223	1.106	267.5	242.5	2.1	C20/25	11.2	Ø 6



## Campagne Expérimentale

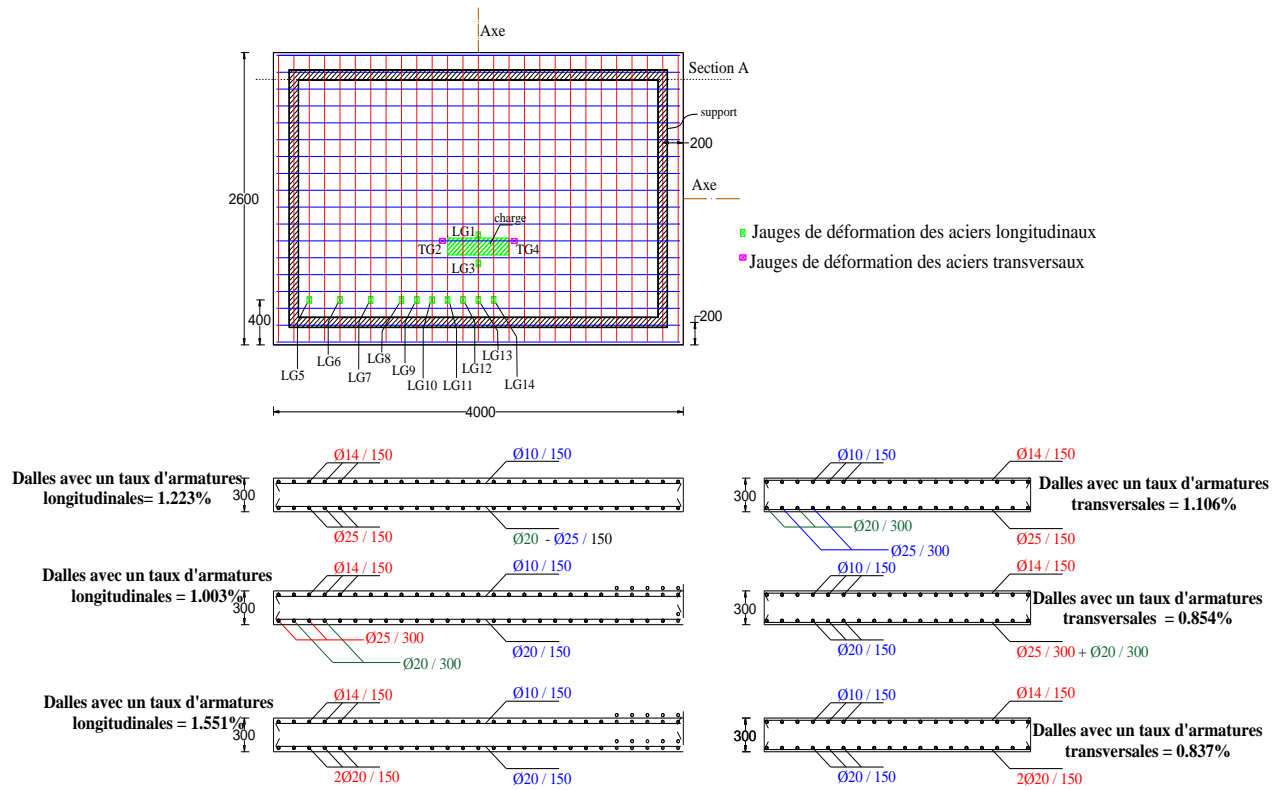
	S15	0	1.223	1.106	267.5	242.5	2.1	C20/25	11.2	Φ8
	SC8	1.0	1.223	1.106	267.5	242.5	2.1	C20/25	11.2	-
	SC9	1.5	1.223	1.106	267.5	242.5	2.1	C20/25	11.2	-
	SC28	1.0	1.223	1.106	267.5	242.5	2.1	C20/25	11.2	Φ 6
	SC29	1.0	1.223	1.106	267.5	242.5	2.1	C20/25	11.2	Φ 6
	SC30	1.0	1.223	1.106	267.5	242.5	2.1	C20/25	11.2	Φ 8
	SC35	1.5	1.223	1.106	267.5	242.5	2.1	C20/25	11.2	Φ 8
	SC37	1.5	1.223	1.106	267.5	242.5	2.1	C20/25	11.2	Φ 8
	ST10	-0.5	1.223	1.106	267.5	242.5	2.1	C20/25	11.2	-
	ST12	-1.0	1.223	1.106	267.5	242.5	2.1	C20/25	11.2	-
	ST32	-1	1.223	1.106	267.5	242.5	2.1	C20/25	11.2	Φ 6
	ST31	-0.9	1.223	1.106	267.5	242.5	2.1	C20/25	11.2	Φ 8
	ST21	-0.5	1.223	1.106	267.5	242.5	2.1	C20/25	11.2	Φ 8
	ST39	-0.8	1.223	1.106	267.5	242.5	2.1	C20/25	11.2	Φ 8
	ST33	-0.8	1.223	1.106	267.5	242.5	2.1	C20/25	11.2	Φ 6
	ST20	-0.5	1.223	1.106	267.5	242.5	2.1	C20/25	11.2	Φ 6
	ST38	-0.5	1.223	1.106	267.5	242.5	2.1	C20/25	11.2	Φ 8
	ST36	-0.5	1.223	1.106	267.5	242.5	2.1	C20/25	11.2	Φ 6
IV	S2	0	1.223	1.106	267.5	242.5	2.1	C20/25	11.2	-
	S2B	0	1.223	1.106	267.5	242.5	2.1	C20/25	<b>20</b>	-
	S17	0	1.223	1.106	317.5	292.5	1.8	C20/25	11.2	Φ 8
	S17C	0	1.223	1.106	317.5	292.5	1.8	C20/25	<b>20</b>	Φ 8

# Campagne Expérimentale



**Figure 3-24** Géométrie et disposition des dalles avec épingles sans effort axial et dispositifs de ferrailage longitudinal, transversal et d'effort tranchant

# Campagne Expérimentale



**Figure 3-25** Ferrailage des dalles sans armatures d'effort tranchant : S2/S2B/S4/S5

# Campagne Expérimentale

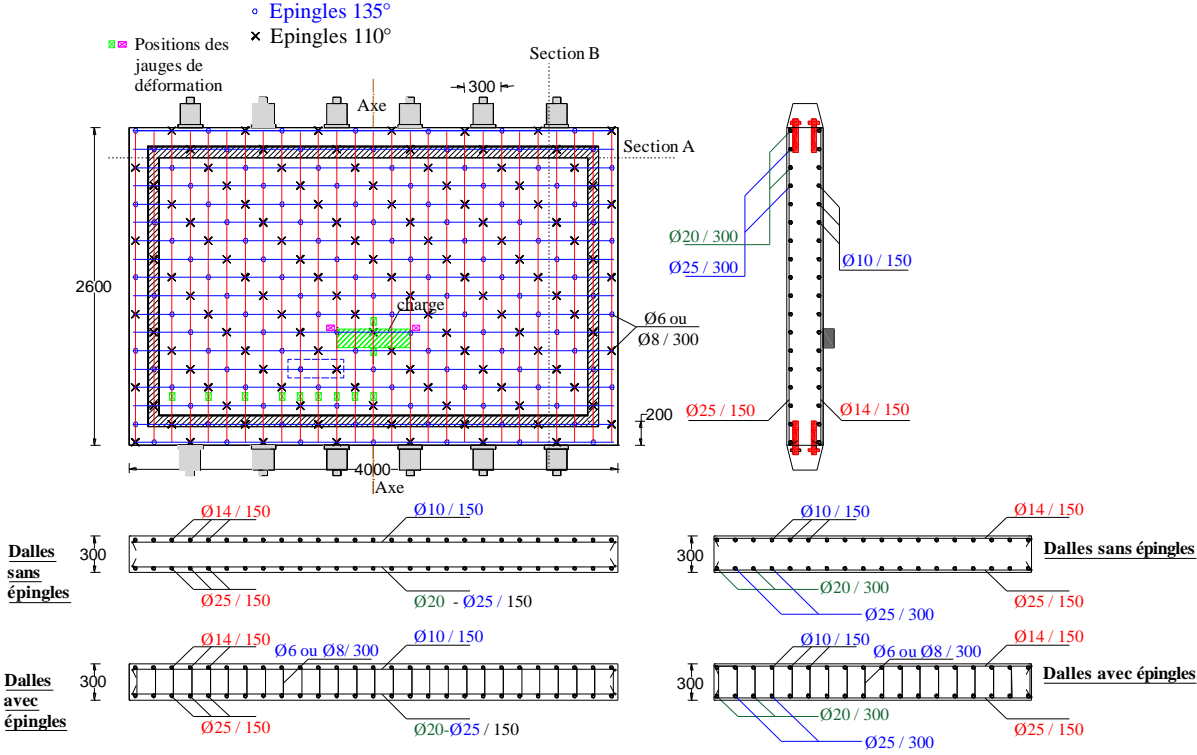


Figure 3-26 Ferrailage des dalles avec effort axial (compression ou traction), avec et sans épingles

### 3.6 Synthèse de la campagne expérimentale

Le présent chapitre concerne la campagne expérimentale dans laquelle 30 dalles épaisses ont été testées ; 9 dalles sans épingles et 21 dalles avec épingles. Les dalles ont été classées en 4 séries selon le paramètre à analyser.

Pour réaliser ces tests, un banc d'essai comprenant un portique qui supporte un vérin hydraulique de 200 tonnes, un capteur de force, un capteur de déplacement de type LVDT, des jauges de déformation de type VISHAY et une centrale d'acquisition a été conçu.

Le chargement est réalisé à l'aide d'un vérin hydraulique. Six capteurs LVDT, judicieusement positionnés, mesurent les déplacements. Les jauges extensométriques mesurent les déformations sur les armatures longitudinales, transversales et sur les épingles.

Un capteur dont la capacité se limite à 2000 KN, situé à l'extrémité du vérin, mesure l'effort tranchant. La procédure d'essais consiste à appliquer un effort incrémenté jusqu'à rupture de la dalle en compression et en traction.

Pour engendrer un effort normal de 1 MPa, une force de 120 tonnes est appliquée sur la section de 4 m de long, associée au côté, en six points ; chacun supportant une charge de 20 tonnes à l'aide de deux vérins 10 tonnes/vérin.

Par ailleurs pour vérifier la qualité du béton et mesurer le module d'Young, 12 essais ont été réalisés sur des éprouvettes cylindriques de béton dont 6 essais en compression et 6 en fendage. A noter que certaines éprouvettes ont été instrumentalisées pour mesurer le module de Young.

Des barres Haute Adhérence qui sont des aciers FeE500B, avec une limite élastique de 500 MPa et une résistance à la rupture de plus de 540 MPa ont constitué le ferrailage. Les différents diamètres sont 6 mm et 8 mm pour les épingles, 10 mm et 14 mm pour les armatures de nappe supérieure et 20 et 25 mm pour les armatures de nappe inférieure. Des essais de traction directe sur des éprouvettes d'acier ont été réalisés jusqu'à rupture de chaque éprouvette et les courbes de comportement charge-déformation pour chaque couple d'aciers établie ( HA8 et HA6, HA10 et HA14, HA20 et HA25).

Les dalles sont ensuite préparées selon le schéma protocolaire suivant :

- Le ferrailage est assemblé,
- Les jauges de déformations sont placées sur les éléments de ferrailage,
- Le ferrailage est placé dans un coffrage de bois dans lequel le béton frais est coulé et vibré afin d'obtenir une distribution homogène des granulats,

## Campagne Expérimentale

- Les dalles sont recouvertes d'une bâche en plastique pour favoriser la prise du béton.
- Au bout d'un temps supérieur à 28 jours, pour garantir de bonnes caractéristiques mécaniques, le test est réalisé sur les dalles.

Le banc d'essai présente un réel intérêt scientifique, puisqu'il permet de combiner un effort de membrane et de l'effort tranchant sur un élément que de grande envergure comme les dalles épaisses. De tels dispositifs expérimentaux sont quasiment sans précédent en Europe. La description de la campagne expérimentale du Chapitre 3 offre la possibilité de reproduire ces essais et d'étoffer les résultats obtenus.

## Chapitre 4: Résultats expérimentaux

Ce chapitre discute des résultats expérimentaux aux essais détaillés dans le chapitre 3. Ainsi, les comportements globaux et locaux des 30 dalles testées au cisaillement sont mis en revue en mettant l'accent sur les points pertinents qui concernent les paramètres à étudier dont : l'influence des épingles sur la résistance au cisaillement des dalles épaisses ainsi que sur leur ductilité, l'interaction des épingles avec les armatures longitudinales et transversales, l'effet d'un effort axial de compression ou de traction sur la résistance au cisaillement ainsi que son interaction avec les épingles. Aussi, l'impact de la variation de la granulométrie sera mis en revue toujours en prenant en considération l'action des armatures d'effort tranchant.

Ces résultats dépouillés seront comparés à l'état de l'art actuel, et les résistances au cisaillement expérimentales seront comparées aux valeurs de codes empiriques que sont l'ACI 318-14 (ACI Committee 318 2014) et l'EC2 (European Concrete Platform ASBL 2008), et sa variante de l'annexe française. Ils seront également opposés au modèle mécanique que constitue le Fib Model Code 2010 (Sigrist et al.,2011).

### 4.1 Comportement global

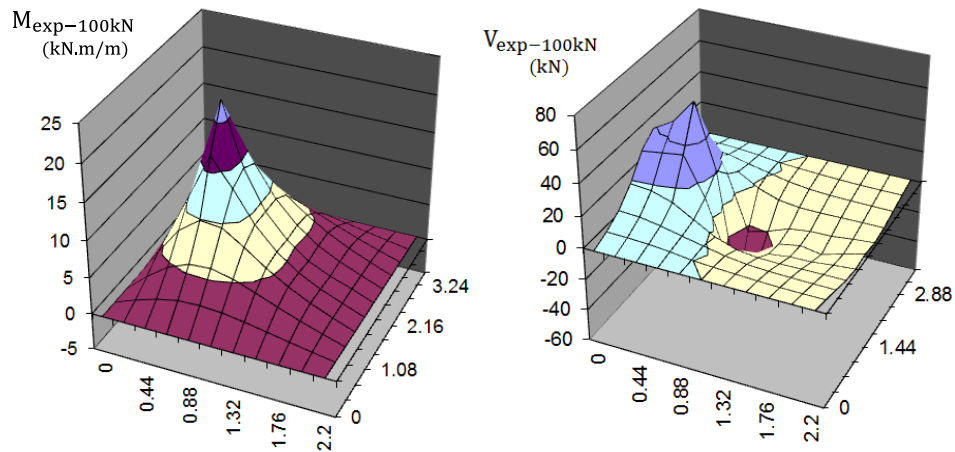
L'étude comportement global signifie l'analyse de la résistance maximale au cisaillement et de la flèche induite. Pour cela, les valeurs  $P_u$  correspondant à l'effort de rupture appliqué par le vérin hydraulique sur les dalles testées sont reprises dans le (Tableau 4-1). A noter que toutes les dalles ont connu une rupture en cisaillement, ceci est explicable par le profil de fissuration résultant

Afin de déterminer la contrainte de cisaillement équivalente sur toute la dalle (charge répartie). La solution élastique de Navier avec les équations de Fourier est adaptée car elle permet une approche raisonnable du cas des plaques rectangulaires simplement appuyées. Ainsi, une charge concentrée de 100kN est appliquée permettant d'obtenir l'effort tranchant correspondant à  $V_{100kN}$ . Par une relation de proportionnalité, les charges  $V_{exp}$  sont déduites à partir de  $P_u$ . L'influence du poids propre a été calculée est jugée négligeable, donc elle n'a pas été prise en compte. Pour les calculs, la charge localisée  $V_{exp}$  se répartit sur une largeur  $b_{eff}$  déterminée à l'aide

## Résultats expérimentaux

du critère de diffusion à 45° de l'annexe française car elle est une meilleure approximation que la recommandation néerlandaise (2.5.1.2) et celle du Model Code 2010. La charge équivalente  $V_{100kN}$  calculée est égale à 61.21 kN, de ce fait :

$$V_{EXP} = P_u \cdot \frac{V_{100kN}}{100} = 0.6121 P_u \quad (4.1-1)$$



**Figure 4-1** Répartition de l'intensité du moment de cisaillement  $M_{exp}$  et de l'effort tranchant  $V_{exp}$  en 2D



## Résultats expérimentaux

**Tableau 4-1** Récapitulatif des résultats expérimentaux des différentes dalles testées

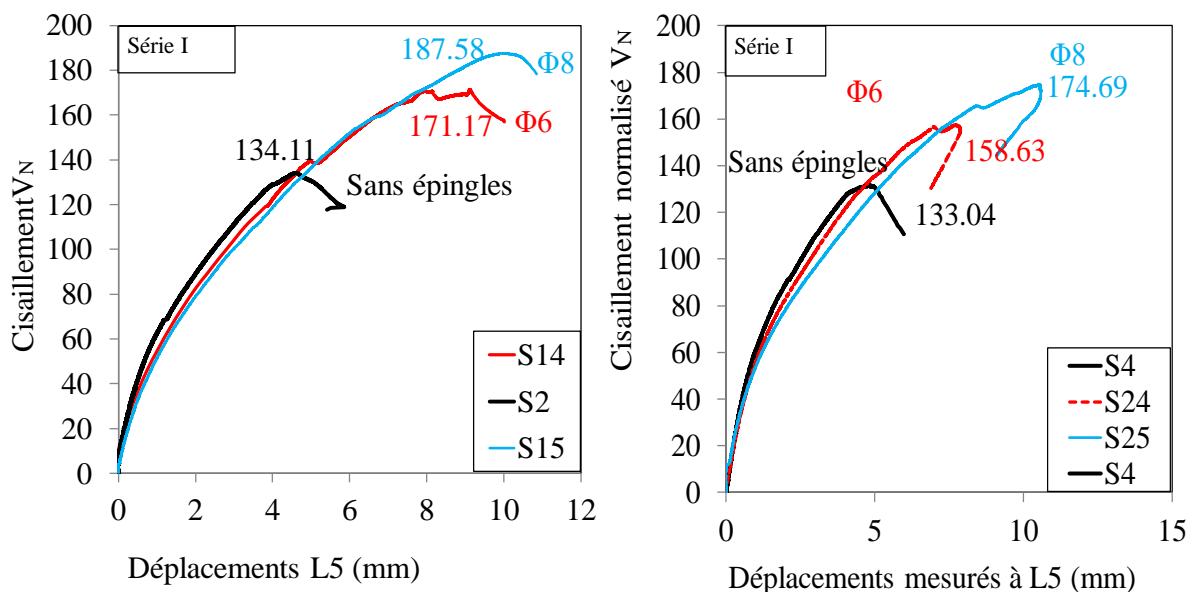
Épingles	Dalles	Charge Axiale $N_u$ [kN]	Contrainte Axiale $\sigma_{cp}$ [MPa]	$b_{eff,2}$ (Annexe Fr)	$b_{eff,3}$ (Model Code 2010)	$\frac{\sigma_{cp}}{f_{ctm,cyl}}$ [%]	$P_u$ [kN]	$V_{exp}$ [kN]	$\frac{V_{exp}}{\sqrt{f_{cm,cyl}}}$ $\left[ \frac{kN}{\sqrt{MPa}} \right]$	$\frac{V_{exp}}{b_{eff}d_l}$ [MPa]
Sans épingles	ST14	-1440	-1.2	2.1	2.3	34.3	906	555	95	0.99
	ST12	-1200	-1.0	2.1	2.3	27.8	881	539	92	0.96
	ST10	-600	-0.5	2.1	2.3	17.1	1162	711	122	1.27
	S2	0.0	0.0	2.1	2.3	0.0	1220	747	134	1.33
	S2B	0.0	0.0	2.1	2.3	0.0	1353	828	150	1.47
	S4	0.0	0.0	2.1	2.3	0.0	1050	643	132	1.14
	S5	0.0	0.0	2.1	2.3	0.0	1257	769	131	1.37
	SC8	1200	1.0	2.1	2.3	26.4	1309	801	134	1.43
SC9	1800	1.5	2.1	2.3	41.3	1294	792	137	1.41	
Φ6 Espace ment 150mm	ST32	-1200	-1.0	2.1	2.3	30.7	1256	769	131	1.37
	ST33	-960	-0.8	2.1	2.3	23.7	1283	785	135	1.40
	ST20	-600	-0.5	2.1	2.3	16.3	1309	801	146	1.43
	ST36	-600	-0.5	2.1	2.3	14.3	1347	824	136	1.47
	S14	0	0.0	2.1	2.3	0.0	1494	914	173	1.63
	S24	0	0.0	2.1	2.3	0.0	1443	884	158	1.57
	S26	0	0.0	2.1	2.3	0.0	1486	910	161	1.60
	SC28	1200	1.0	2.1	2.3	27.9	1581	968	158	1.72
	SC29	1200	1.0	2.1	2.3	31.3	1576	965	183	1.72
SC37	1800	1.5	2.1	2.3	78.1	1356	830	205	1.48	
Φ8 Espace ment 150mm	ST31	-1080	-0.9	2.1	2.3	25.4	1466	897	143	1.60
	ST39	-960	-0.8	2.1	2.3	24.8	1613	987	177	1.76
	ST21	-600	-0.5	2.1	2.3	16.4	1348	825	154	1.47
	ST38	-600	-0.5	2.1	2.3	15.1	1406	861	148	1.53
	S15	0	0.0	2.1	2.3	0.0	1726	1057	188	1.63
	S25	0	0.0	2.1	2.3	0.0	1478	905	175	1.61
	S27	0	0.0	2.1	2.3	0.0	1660	1016	186	1.79
	S17	0	0	2.1	0	0.0	1709	1046	207	1.83
	S17C	0	0	2.1	0	0.0	1660	1016	196	1.78
	SC30	1200	1.0	2.1	2.3	28.2	1972	1207	205	2.15
SC35	1800	1.5	2.1	2.3	46.0	1806	1105	208	1.97	

Le **Tableau 4-1** récapitule les résultats des essais de cisaillement des différentes dalles.

Les charges de rupture  $P_u$  varient entre  $1972\text{ kN}$  pour la dalle SC30 et  $881\text{ kN}$  pour la dalle ST12, un écart de près de 124%, ceci démontre à priori qu'il existe bien des paramètres qui influent la résistance à l'effort tranchant des dalles épaisses.

Afin de pouvoir évaluer l'influence des paramètres mentionnés ultérieurement, il est nécessaire d'uniformiser ces résultats. En effet, la résistance maximale en compression du béton varie pour chaque dalle (**Tableau 3-1**), et sachant que celle-ci influe sur la résistance au cisaillement (voir section 4.4), il est nécessaire d'homogénéiser les résultats expérimentaux pour étudier les autres paramètres. De ce fait, le terme choisi pour étudier le comportement des dalles au cisaillement est :

$$V_N = \frac{V_{\text{exp}}}{\sqrt{f_{\text{cm,cyl}}}} \quad (4.1-2)$$

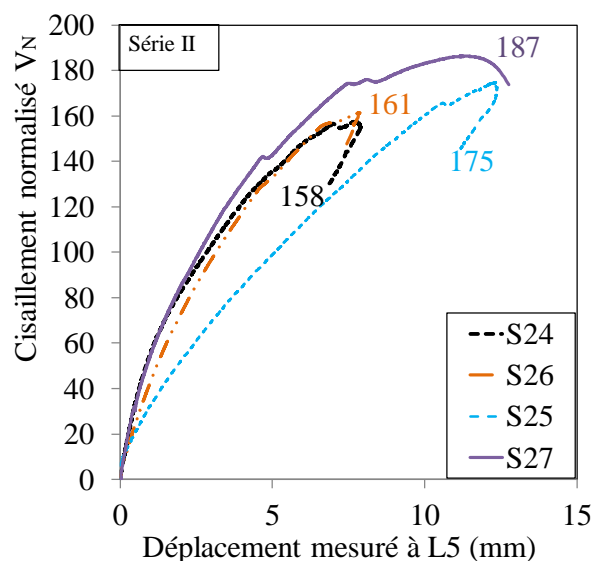


**Figure 4-2** Courbes Charge-déplacement de dalles appartenant à la série I: S2, S14, S15, S24 et S25

La **Figure 4-2** traduit la variation du cisaillement normalisé  $V_N$  en fonction des déplacements mesurés sur les dalles de la série I. Il apparaît clairement qu'avec des caractéristiques

## Résultats expérimentaux

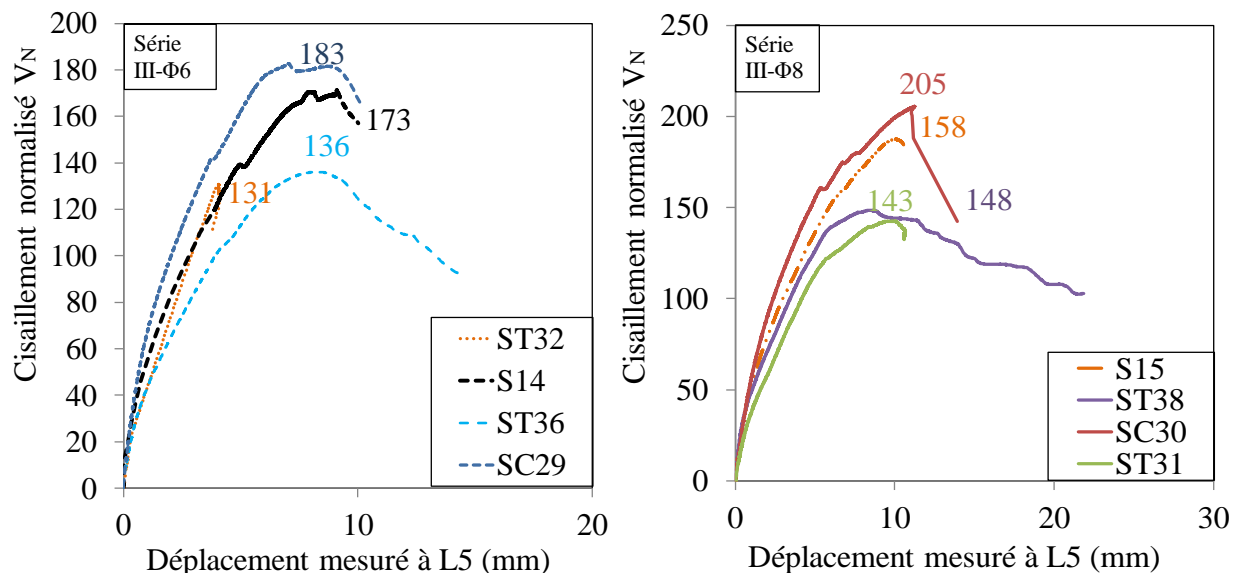
similaires l'ajout d'épingles permet l'augmentation de la charge de rupture de la dalle. Ce phénomène sera détaillé dans la section 4.2.2.



**Figure 4-3** Courbes Charge-déplacement de dalles appartenant à la série II: S24, S25, S26 et S27

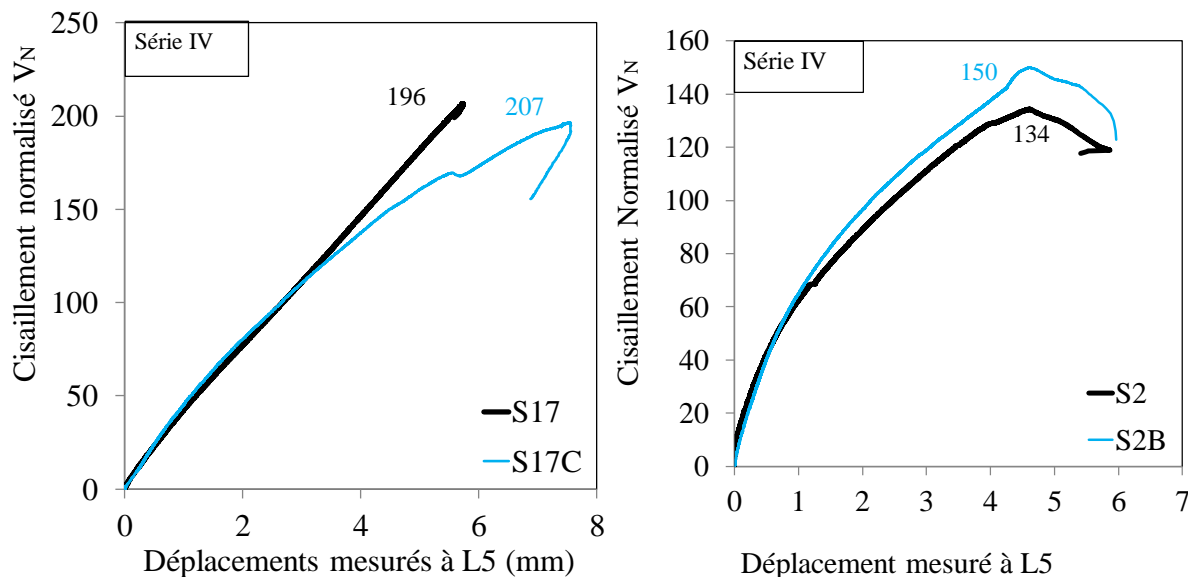
La série II se focalise sur l'influence des armatures longitudinales et leur interaction avec les épingles. La **Figure 4-3** donne les courbes charge-flèche des dalles de cette série, il y'a bien variation de la charge de rupture qui dépend sans doute du taux d'armatures longitudinales : cas des dalles (S24 vs S26) et (S25 vs S27), ou du taux d'épingles : (S24 vs S25) et (S26 vs S27). L'influence du taux d'armatures longitudinales et son interaction avec les épingles sera détaillée dans la section X

## Résultats expérimentaux



**Figure 4-4** Courbes Charge-déplacement de dalles appartenant à la série III: ST36, ST32, S14, SC29, S15, SC30, ST31

La **Figure 4-4** montre l'influence de l'effort axial (traction ou compression) sur la résistance au cisaillement, ainsi qu'une possible interaction avec les épingles. Les variations de charges de ruptures ainsi que l'allure de courbes laissent présager qu'il y a un réel impact de l'application d'un effort normal sur les comportements des dalles au cisaillement. La section (4.7) précise le sujet et aborde l'incidence des épingles sur ce cas particulier.



**Figure 4-5** Courbes Charge-déplacement de dalles appartenant à la série IV

La **Figure 4-5** discute de l'influence de la taille des granulats sur le cisaillement des dalles avec et sans épingles. Il apparaît qu'il n'y a pas ou peu d'écart dans la charge de rupture de la dalle S17 et de la dalle S17C avec une faible augmentation de 5% de la charge de rupture, alors l'augmentation de la charge de rupture est de près de 12% entre la dalle S2 et S2B, ceci est discuté dans la section (4.8).

## 4.2 Mode de rupture

### 4.2.1 Comportement général

Une fissure principale de rupture est observée de façon identique dans toutes les dalles y compris la pour la dalle S14 (**Figure 4-6**). Elle est effectivement responsable de la ruine de la structure.

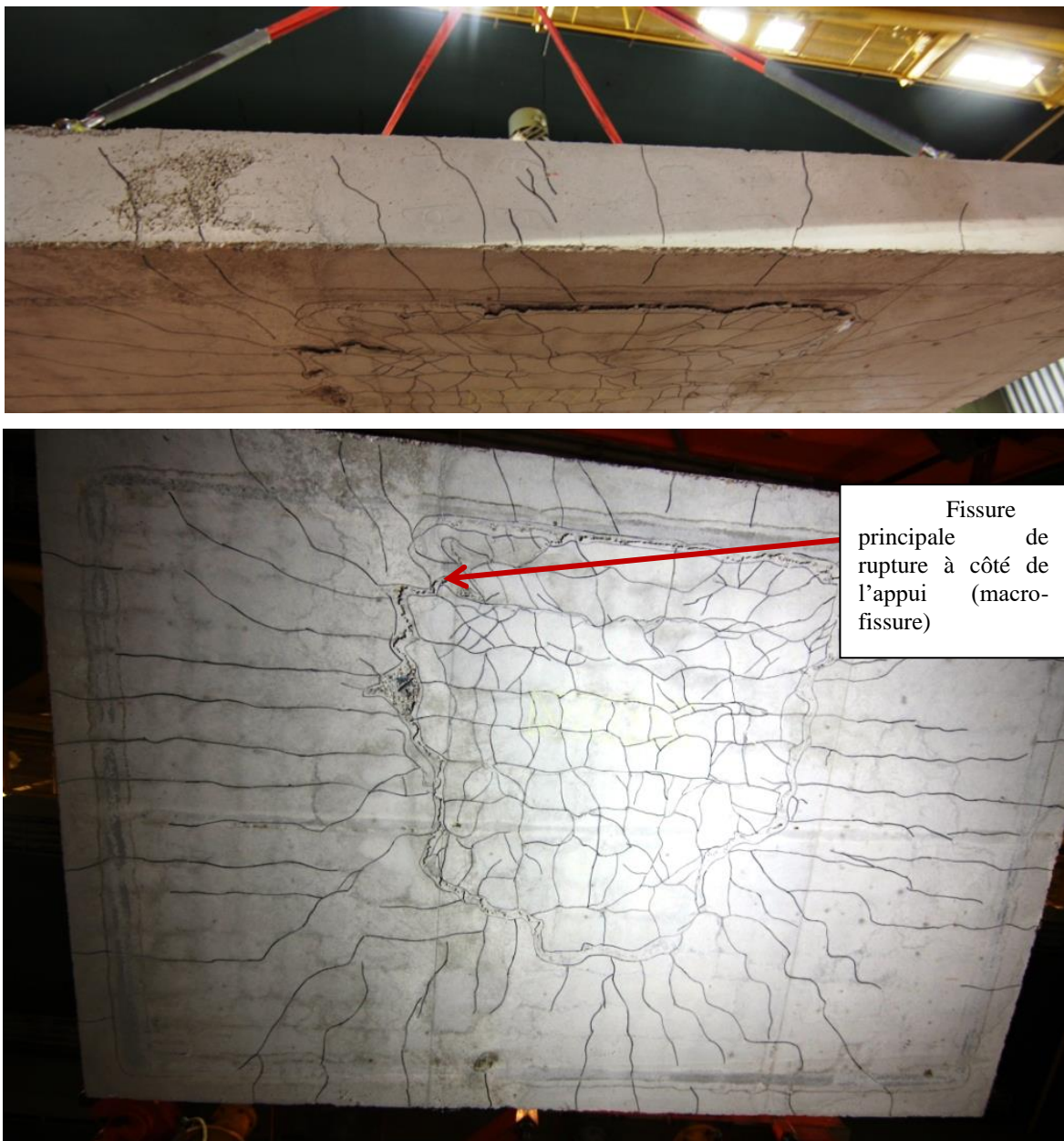
Pour toutes les dalles, trois types de fissures ont été observées sur les faces inférieures. Tout d'abord, des fissures de flexion qui apparaissent de façon perpendiculaires ou parallèles aux côtés de la dalle. Ces fissures de flexion apparentes sont situées par projection aux mêmes emplacements que les armatures longitudinales inférieures noyées dans la dalle.

Deuxièmement, les schémas de fissuration observés pour toutes les dalles ressemblent fortement à du cisaillement bidirectionnel avec des fissures autour de la surface de charge, de telle sorte que l'on pourrait penser que les ruptures interviennent par poinçonnement et non par cisaillement (**Tableau 4-2**). Bien que les schémas de fissuration observés traduisent du cisaillement bidirectionnel, la rupture finale n'a pas lieu par poinçonnement, mais bien par pur cisaillement. Pour confirmer cela, la dalle S15 ainsi que les dalles S17, ST32, ST33, SC35, SC36, SC38 et SC39 ont été découpées transversalement au milieu de sa longueur de façon à ce que le mode de rupture en 2D puisse être observé. Sur la **Figure 4-7** (dalle S15), le mode de rupture 2D montre un cisaillement qui est certes bidirectionnel, mais la fissure critique induisant la rupture, celle située à proximité de l'appui, est prédominante. Cela correspond à une rupture par cisaillement pur.

Ces ruptures par pur cisaillement des dalles correspondent en 3D à un troisième type de fissure, la fissure principale de rupture énoncée plus haut, représentée par une ligne de fissuration observée à proximité du support. Cette fissure principale de rupture à une largeur supérieure à celle des fissures de flexion. Le mécanisme de rupture par cisaillement des dalles correspond donc à l'apparition de cette macro-fissure **Figure 4-7**. C'est un mécanisme à trois dimensions, avec la

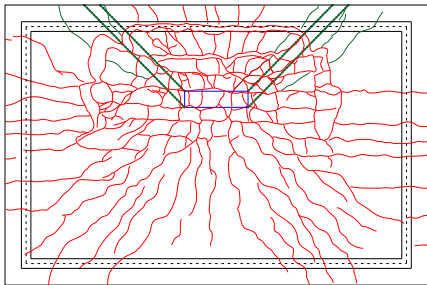
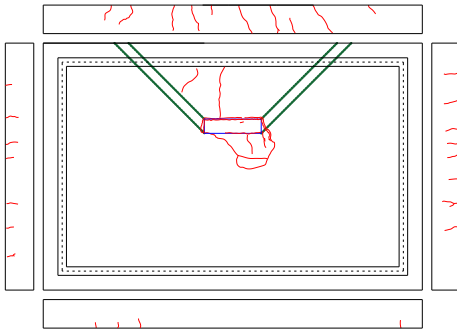
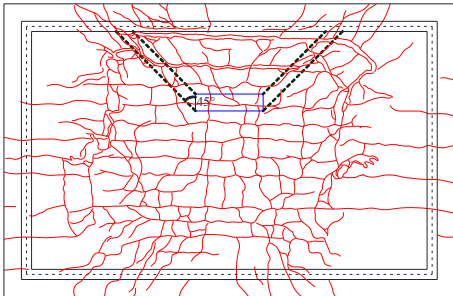
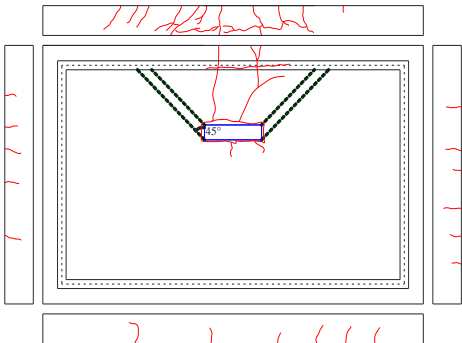
## Résultats expérimentaux

formation d'une bielle de compression à partir du point d'application de la charge en direction de l'appui comme cela est observable également sur la **Figure 4-7**.

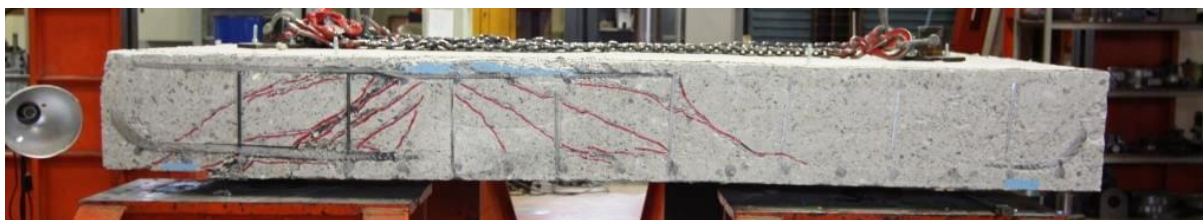


**Figure 4-6** Mode de rupture de la dalle S14 : fissure principale de rupture

**Tableau 4-2** Faciès inférieurs et supérieurs des dalles S2 et S15

Dalles	Faces inférieures	Faces supérieures
S15		
S2		

L'étude de ces dalles permet de confirmer que le mode de rupture est conservé avec ses mécanismes bien que les épingles apportent quelques modifications sur le profil de fissuration.

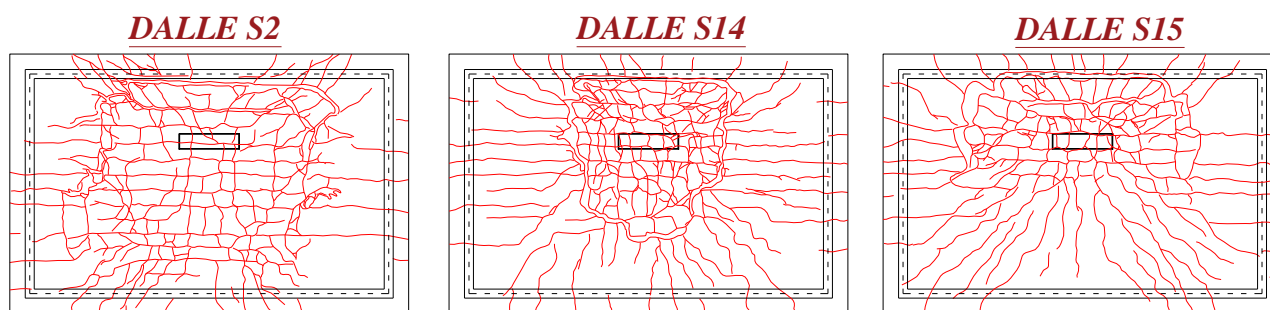




**Figure 4-7** Découpage de la dalle S15 : Mode de rupture en 2D et 3D

### 4.2.2 Influence des épingles

Dans cette partie les faciès de rupture des dalles S2, S14 et S15 sont comparés afin d'établir l'influence des épingles sur le profil de fissuration des dalles.



**Figure 4-8** De gauche à droite : les faciès de rupture retracés des dalles S2, S14 et S15

Les faciès de rupture des faces inférieures des dalles S2, S14 et S15 (**Figure 4-8**) montrent que les fissures horizontales sont légèrement plus étendues avec l'augmentation du taux d'armatures d'effort tranchant.

Les épingles initient les fissures de flexion et ceci permet d'observer la régularité et la des fissures de flexions et leurs emplacement parallèles aux emplacements des épingles ainsi que leur propagation sur toute la dalle comme cela a été mentionné par Zakaria et al (Zakaria et al. 2009). Etant donné que le phénomène est peut observable sur les faces inférieures des dalles, il serait



## Résultats expérimentaux

judicieux d'étudier le profil scié des dalles (S14 et S15) pour vérifier l'exactitude de ces suppositions.

Plusieurs dalles comportant des épingles ont été sciées en deux parties au niveau de leur axe de symétrie (**Figure 4-9** et **Figure 4-10**). Le but de cette manœuvre est d'analyser l'influence de ces armatures d'effort tranchant ainsi que les paramètres d'épaisseur et de l'effort axial sur la fissuration au niveau de la zone de charge. Ceci permet, entre autres, de valider une nouvelle fois l'hypothèse de rupture par cisaillement.



**Figure 4-9** Sciage de la dalle S14

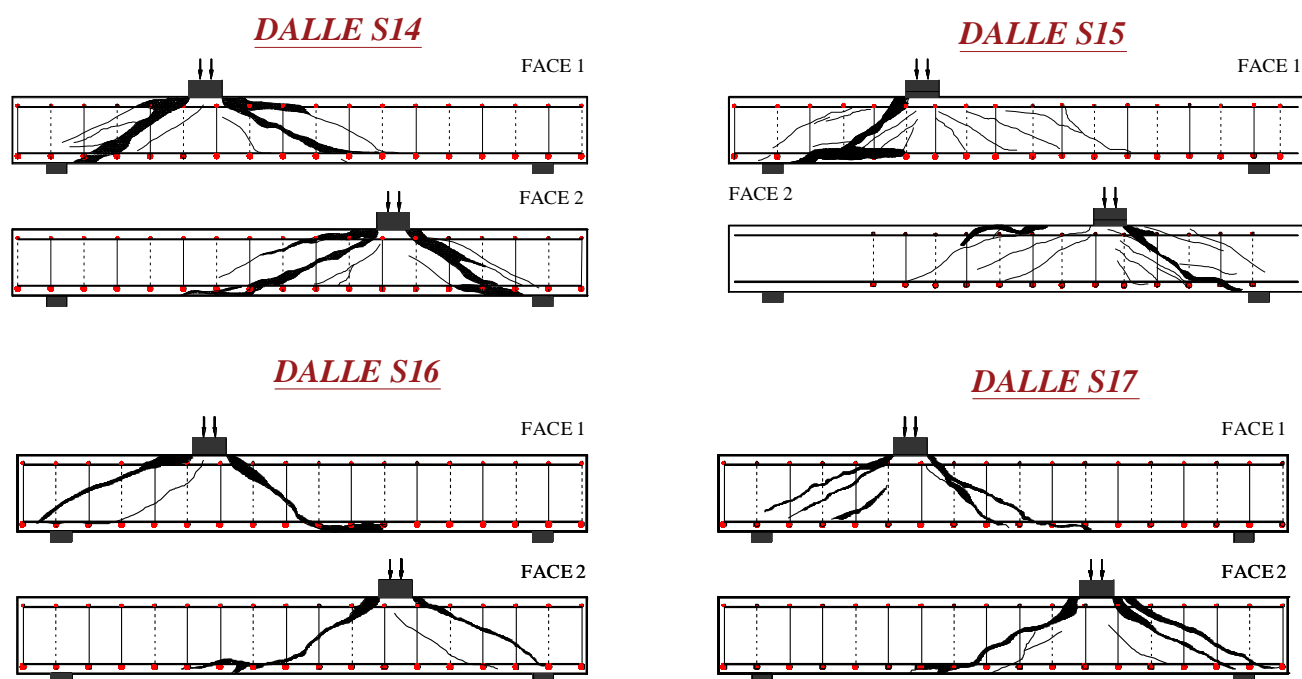


**Figure 4-10** Faces 1 et 2 de la dalle S14 sciée

## Résultats expérimentaux

En vue de ces objectifs, les fissures observées sur le profil des dalles sciées ont été reprises sur des schémas AUTOCAD.

Les dalles S14 et S15 (**Figure 4-11**) sont comparées. Le même mode de rupture en cisaillement avec deux fissures diagonales principales reliant la zone de charge aux appuis de chaque côté. Cependant, la dalle S15 a visiblement plus de fissures que la dalle S14, cela traduit la manière avec laquelle le taux d'épingle influence sur la rupture. En effet, plus le taux est faible (cas de la dalle S14 avec des  $\Phi 6$  en comparaison avec la dalle S15 qui renforcée en épingles  $\Phi 8$ ) plus la rupture a lieu non loin de l'instant de formation de la fissure diagonale principale de cisaillement. Ainsi, entre l'instant de formation de la fissure diagonale et la ruine, moins de fissures diagonales ont le temps de se former dans la dalle S14 en comparaison avec la dalle S15. Ce phénomène a également été relevé sur les essais décrits par Adebar et Collins concernant les profils de fissuration de poutres ayant des taux d'armatures d'effort tranchant différents (Adebar and Collins 1996).

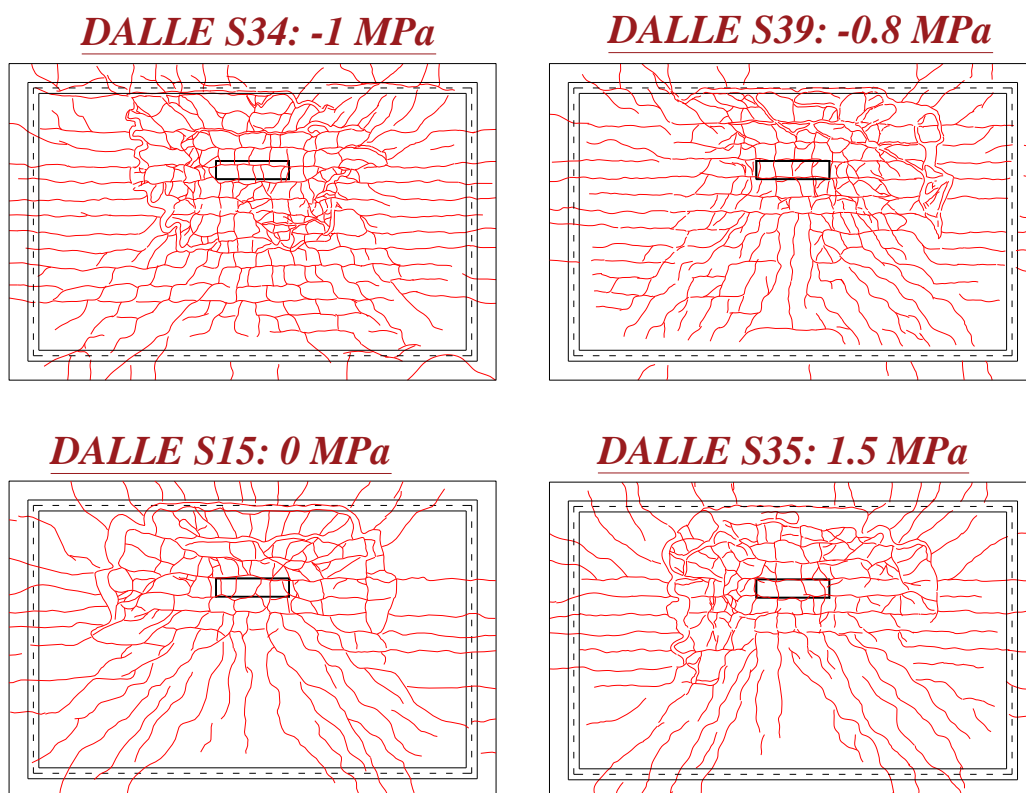


**Figure 4-11** Schéma des fissures des dalles sciées S14, S15, S16 et S17

Les dalles S16 et S17 (**Figure 4-11**), ont également été sciées après essai. Le même phénomène que celui décrit dans le paragraphe précédent est identifiable, à savoir un nombre de fissures plus important dans les dalles à taux d'armatures d'effort tranchant supérieur.

### 4.2.3 Influence de l'effort normal

Les dalles S15, ST34, SC35 et ST39 ont des épingles de diamètre 8mm, l'effort normal appliquée est cependant différent pour chaque dalle (**Figure 4-12**).



**Figure 4-12** Les faciès de rupture retracés des dalles S15, S34, S35 et S39

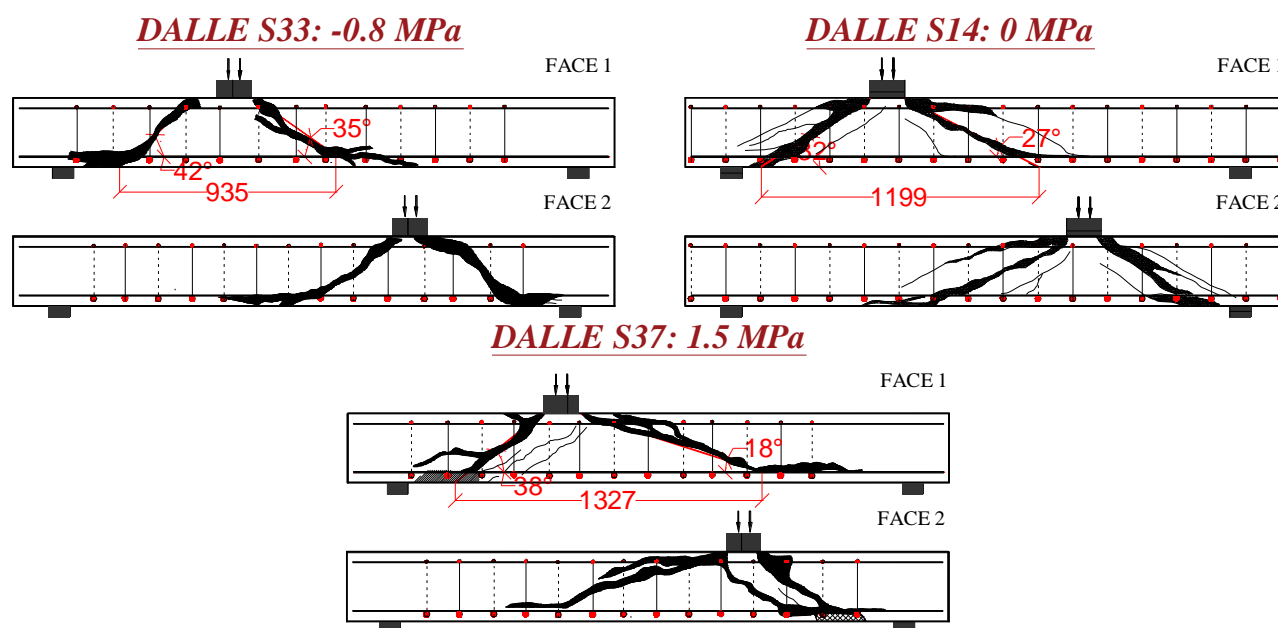
La **Figure 4-12** suggère que l'application d'une traction augmente le nombre de fissures de flexion horizontales. Ceci s'explique par la direction de l'effort normal qui est perpendiculaire au sens fort de la dalle ce qui engendre des fissures parallèles à l'axe principal.

L'effet de l'application de la compression n'est pas franchement visible sur le faciès de la dalle SC35 en comparaison avec la dalle S15. L'effet de la compression est peu visible. Dans la recherche portée sur les dalles sans épingles **pour** les dalles sans renfort de cisaillement, on a constaté que lorsque la dalle supporte une tension axiale significative, l'inclinaison de compression

## Résultats expérimentaux

diagonale de la zone de chargement tend à être plus abrupte, ce qui correspond à un périmètre plus petit de fissure de cisaillement à la face inférieure. L'effet inverse est observé pour la compression. Cependant, dans notre étude actuelle, cette fois pour les dalles avec renfort de cisaillement ces tendances ne sont pas clairement observées.

Les dalles S14, ST33 et SC37 ont des épingles de diamètre 6mm, l'effort normal appliqué est cependant différent pour chaque dalle.



**Figure 4-13** Schéma des fissures des dalles sciées S14, S33 et S37 unités en [mm]

Lorsque l'effort normal appliqué est négatif (traction) les fissures de cisaillement sont plus verticales (l'angle par rapport à l'axe horizontal est plus important) (**Figure 4-13**), et de la même manière, l'application d'une compression amène des fissures d'effort tranchant plus horizontales. Ceci est dû à la direction de l'effort normal de traction qui engendre des fissures verticales, ce qui influe sur l'inclinaison des fissures de cisaillement. Ainsi la distance entre les deux fissures de cisaillement augmente lorsque l'on passe d'un effort normal négatif à un effort normal positif. Ceci est conforme aux explications fournies dans le chapitre 2.6 par Collins et Bhide (Bhide and Collins 1989b).

### 4.3 Déformations mesurées sur les armatures

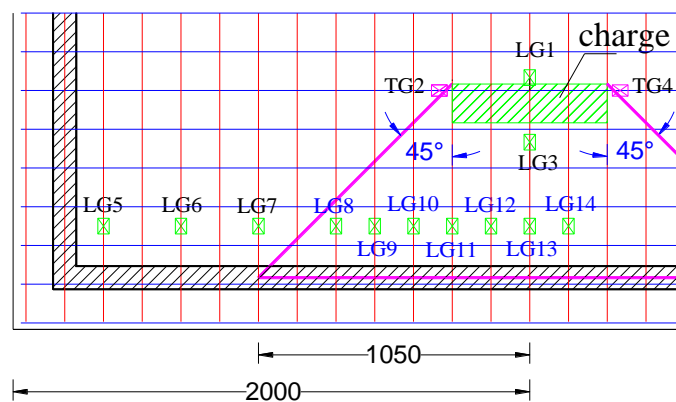
#### 4.3.1 Armatures longitudinales et transversales

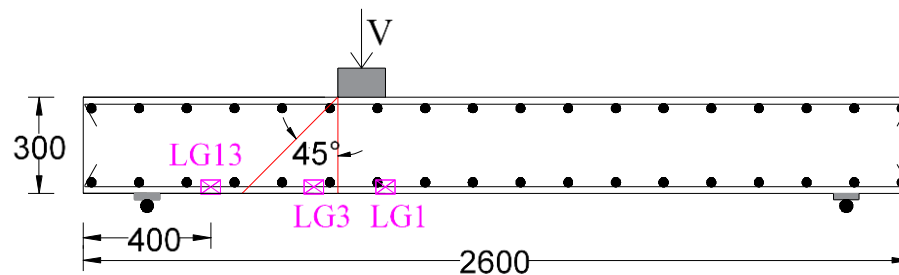
Dans cette partie seront décrites les déformations reprises par les armatures longitudinales et transversales des dalles testées. Il est important de noter que les jauges de déformations ont été judicieusement placées :

Les jauges LG1, TG2, TG3 et LG4 ont été positionnées au droit de la zone de charge, afin de mesurer les déformations des armatures longitudinales et transversales se situant à proximité de la plaque.

Les jauges LG5 à LG14 ont été placées de sorte à se retrouver dans le champ de propagation de la charge concentrée (zone de diffusion de l'effort tranchant) défini par l'Annexe Française (**Figure 4-14**). L'objectif est d'être à proximité de la zone de déformation la plus importante : la fissure principale responsable de la rupture étant celle qui joint la zone de charge à la zone d'appui.

De ce fait, les jauges de déformation « centrales » se distinguent des jauges de déformation « de bord ».

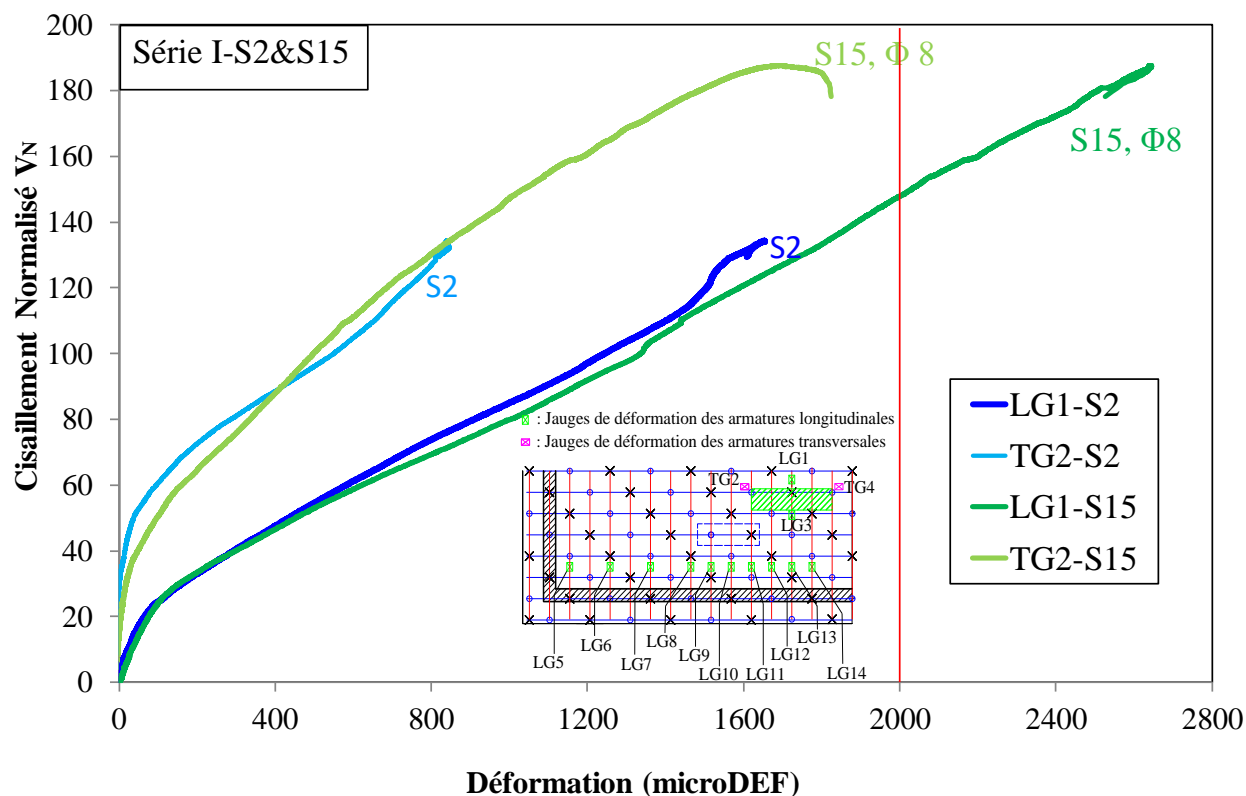




**Figure 4-14** Distribution des armatures longitudinales et transversales

Pour étudier les déformations longitudinales et transversales au centrales, 4 dalles représentatives des séries I et II sont sélectionnées : les dalles S2 et S15 pour la série I, les dalles S24 et S26 pour la série II.

Les dalles S2 et S15 ont un même taux d'armatures longitudinales et transversales,  $\rho_l = 1.223$  et  $\rho_t = 1.106$ , tandis que les dalles S24 et S26 ont des taux d'armatures longitudinaux et transversaux différents.



**Figure 4-15** Courbes Charge-déformations centrales des dalles S2 et S15 (série I)

Dans la **Figure 4-15**, les courbes Charges-Déformations centrales montrent les points suivants :

Les deux dalles, S2 et S15 présentent la même allure pour les courbes de charges-déformations. Elles sont d'ailleurs représentatives des autres dalles testées avec une première phase linéaire qui se termine par une chute de rigidité (changement de pente) pour la dalle S2 et S15 à environ 20 tonnes, au moment où les premières fissures du béton apparaissent. Les déformations augmentent ensuite progressivement jusqu'à effondrement de la dalle. Pour des déformations inférieures à 0.2%, les armatures ne plastifient pas, ce qui est le cas pour les armatures longitudinales et transversales de la dalle S2. A noter que les armatures longitudinales connaissent des déformations légèrement plus importantes. Ceci est tout à fait prévisible, puisqu'elles subissent des sollicitations plus grandes que les armatures transversales. La dalle S15 connaît de plus grandes déformations, sa charge maximale étant plus importante. La déformation maximale trouvée dans les ferrailages de la dalle S15 est d'environ 0.27% (supérieur à valeur limite de déformation

élastique 0.2%) établie pour les seules jauges LG1 et LG3 (non représentée sur la Figure 4-15). Cela indique que la majorité des armatures sont encore dans leur phase élastique lorsque la dalle atteint sa charge ultime, excepté les armatures associées à LG1 et LG3 qui présentent un début de plastification. Eviter cette plastification désenclenche la ruine par flexion excessive, en effet lorsque les armatures dites de flexion atteignent leur palier plastiques, la rupture par flexion est prioritaire au cisaillement. De ce fait, la non-plastification du ferrailage longitudinal et transversal est une autre indication du mode de rupture par cisaillement. La présence d'armatures d'effort tranchant, permet de se rapprocher de la rupture en flexion, puisqu'elles augmentent la charge de rupture et par la même occasion la déformation des aciers de flexion. Des déformations plus importantes dans les armatures longitudinales et transversales influent sur la ductilité de la dalle à proximité de la rupture comme cela a été expliqué précédemment (2.3.2.5) et notamment dans les travaux de Hawkins (N. M. Hawkins 1974) et Husain (Husain and Eisa 2017).

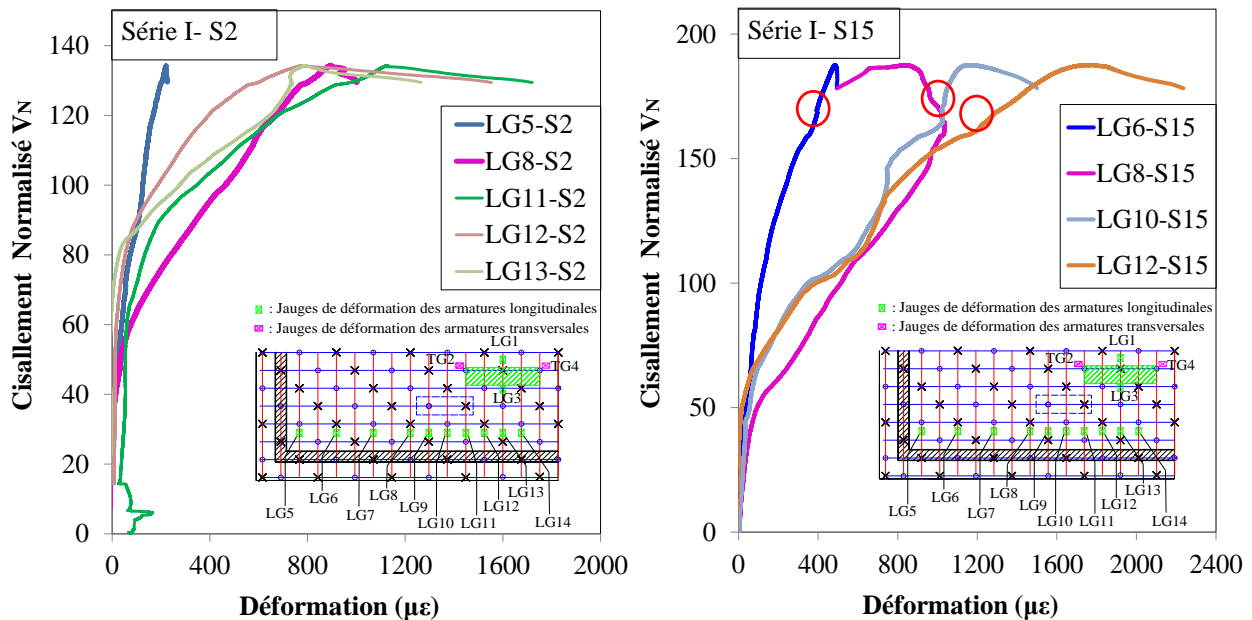


Figure 4-16 Courbes Charge-déformations de bord des dalles S2 et S15 (série I)

Dans la **Figure 4-16** les jauges situées sur le bord (LG5 à LG14) mesurent les déformations des aciers longitudinaux à proximité de la bande d'appui. En raison de dysfonctionnements de certaines jauges ou de leur décollement des aciers, les données récoltées par ces jauges défectueuses ne sont pas exploitables. Néanmoins, les graphiques des jauges restantes montrent une allure de



## Résultats expérimentaux

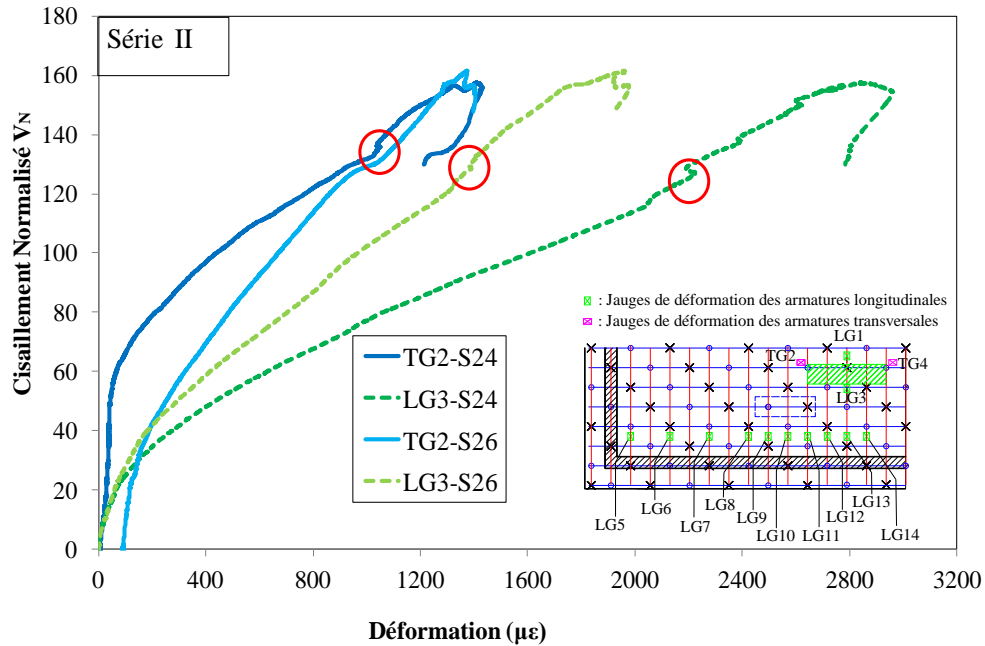
courbes similaire à celles relevées par les jauges situées près des jauges centrales avec une première phase linéaire, une chute de rigidité, une seconde phase où les déformations augmentent de manière non linéaire, et une rupture suivie de déformations post-pic. En revanche, les jauges positionnées à côté du bord permettent de déceler, plus clairement que sur les jauges centrales, un léger saut de rigidité sur les dalles avec épingles (y compris la dalle S15 : autour de  $P = 158$  tonnes, encerclé en rouge sur la **Figure 4-16**. Ce saut de rigidité correspond à la reprise des efforts de la part des épingles à plus de 80-85% de la charge maximale. D'ailleurs ce taux semble constant pour les autres dalles avec épingles testées.

D'autre part, il apparaît clairement que plus la jauge est à proximité de la zone de charge plus les déformations sont conséquents : dans le cas de la dalle S15 par exemple, la jauge LG12 qui est positionnée la plus proche de la plaque, montre un début de plastification de l'armature longitudinale avec des déformations supérieures à 0.2% et un palier plastique au voisinage de la rupture et qui continue en raison de l'évolution des fissures post-pic. En revanche, la jauge la plus éloignée (LG6) mesure des déformations d'environ 0.05% à l'effondrement avec une rupture brutale liée à la ruine de structure.

Ces résultats sont plus ou moins identiques pour toutes les dalles.

En général, les déformations mesurées sur les jauges des aciers longitudinaux et transversaux indiquent la possibilité d'une rupture en cisaillement puisque peu de plastification des barres a été relevé. Ceci est notamment dû à l'important taux d'armatures longitudinales qui avoisine ou dépasse 1%. Les changements de pente signalent des chutes de rigidités liés à l'apparition des fissures dans le béton.

Concernant la série I, l'ajout d'épingles améliore non seulement la valeur de la charge de rupture, mais grâce à cela, il engendre en parallèle des déformations plus grandes dans les aciers longitudinaux et transversaux.

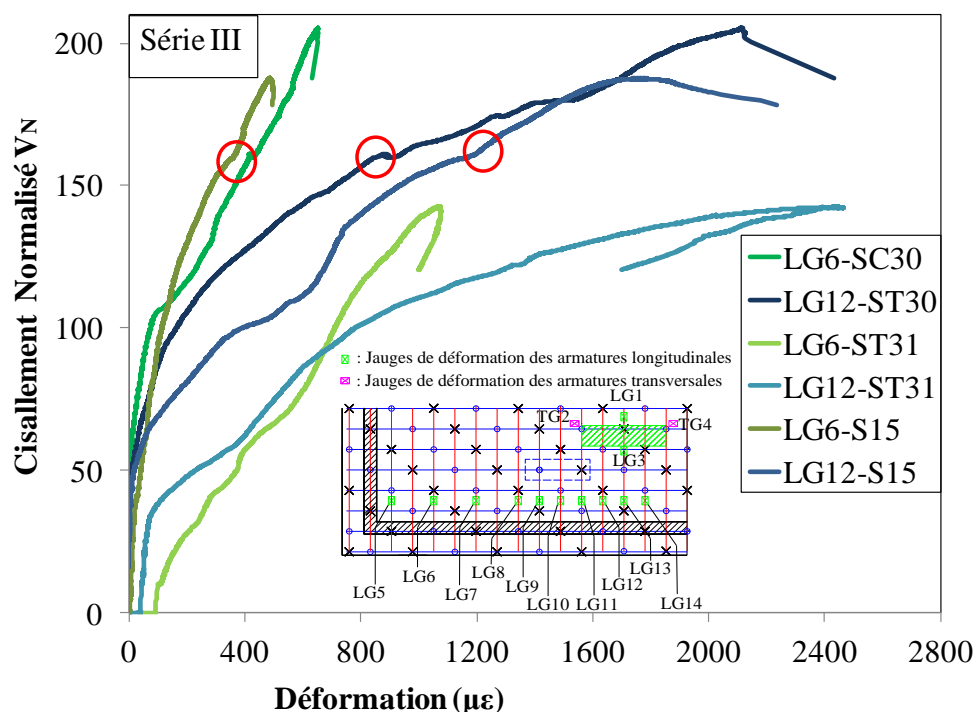


**Figure 4-17** Courbes Charge-déformations de bord des dalles S24 et S26 (série II)

Le **Figure 4-17** traduit les courbes charges-déformations des dalles S24 et S26. Les dalles S24 et S26 sont similaires, sauf pour le taux d'armatures longitudinales :  $\rho_L(S24) = 0.991\%$  et  $\rho_L(S26) = 1.157\%$ . Les charges de ruptures sont pratiquement les mêmes (Tableau 4-2) et les déformations mesurées par les jauges TG2-S24 et TG2-S26 qui sont positionnées sur les armatures transversales respectivement des dalles S24 et S26 sont similaires. En revanche, les déformations relevées sur les armatures longitudinales sont différentes. Ainsi, la jauge LG3-S24 mesure une déformation ultime de 0.29%, ce qui signifie que l'armature en question a largement plastifié, par contre la jauge LG3-S26 établit une déformation maximale de 0.2% pour la dalle S26. Ceci est certainement dû aux taux d'armatures longitudinales de chaque dalle : en ayant un ratio supérieur, la dalle S26 présente des déformations moindres, en comparaison avec la dalle S24 dont le taux d'armatures longitudinales est supérieur. Ces mêmes écarts ont été observés sur jauges de déformations situés à proximité des appuis.

L'allure des courbes de charges-déformations des dalles de la série II est semblable à celle des courbes des dalles de la série I, avec la présence d'un saut de rigidité lié à la présence d'épingles

dans les deux dalles. Les résultats obtenus prouvent que les valeurs de déformations dépendent non seulement de la charge supportée par la dalle mais aussi du taux d'armatures choisi.



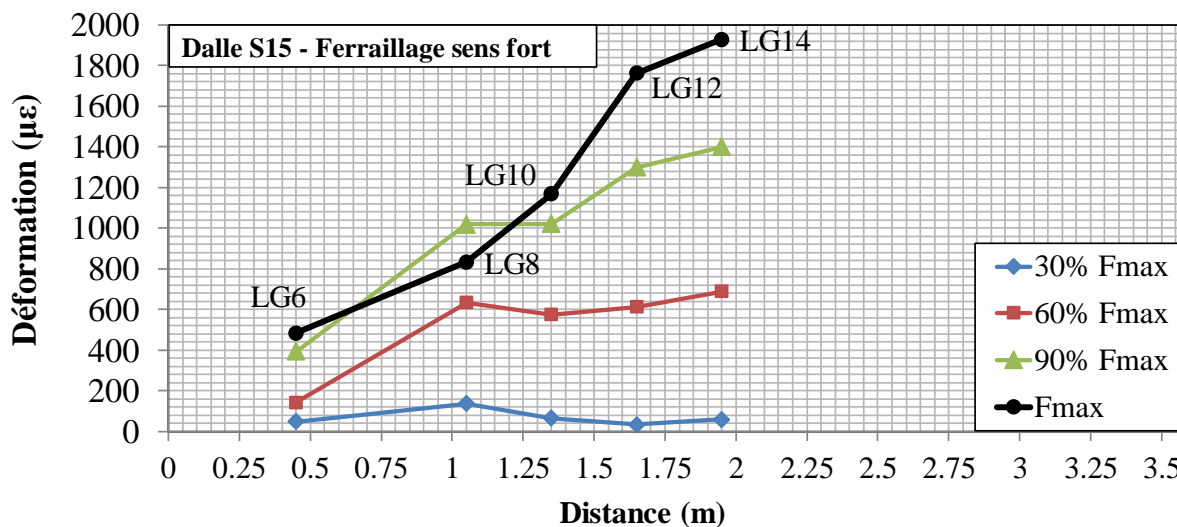
**Figure 4-18** Courbes Charge-déformations de bord des dalles ST31, S15 et SC30 (série III)

Pour la série III, trois dalles sont représentées dans la Figure 4-18. Elles ont des caractéristiques semblables (même ferrailage et géométrie, béton similaire), cependant un effort normal de compression de 1 MPa est appliqué à la dalle SC30, et la dalle ST31 a été soumise à un effort de traction axiale de -0.9MPa, tandis qu'aucune sollicitation axiale n'a été imputée à la dalle S15.

La dalle SC30 est la structure qui connaît la charge ultime la plus importante, et elle présente aussi des déformations plus grandes aux niveaux des aciers longitudinaux que la dalle S15 qui connaît une rupture plus prématurée. Ceci confirme les résultats obtenus précédemment, où les dalles avec les charges de rupture les plus importantes présentent également des déformations conséquentes au niveau des aciers longitudinaux et transversaux.

Néanmoins le cas de la dalle ST31 est particulier : malgré son effondrement précoce lié à l'application d'un effort normal de traction, cette dalle observe tout de même les déformations les plus grandes. En effet, comme cela a été suggéré par Collins et Adebar (Adebar and Collins 1996),

l'application d'une traction en combinaison avec un effort tranchant entraîne des fissurations qui déclenchent le mécanisme de goujon où les armatures longitudinales reprennent une partie de la résistance au cisaillement, et de ce fait des déformations qui arrivent plus tôt et de manière plus notoire.



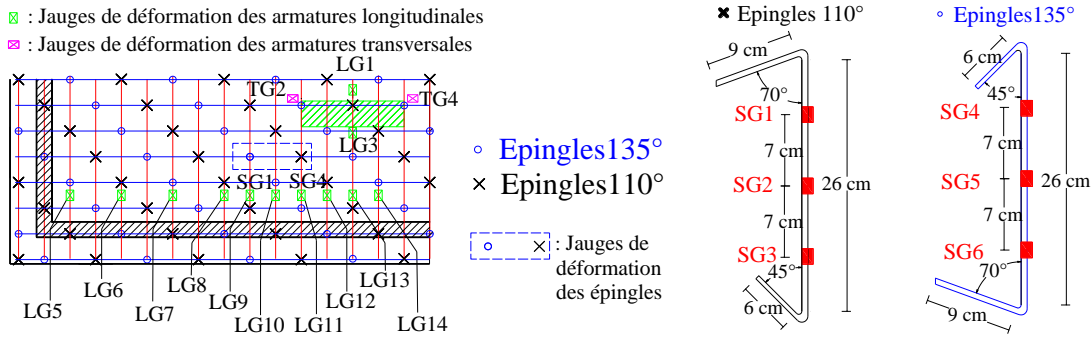
**Figure 4-19** Variation des déformations en fonction des coordonnées sur l'axe fort des armatures longitudinales et en fonction du taux de charge (dalle S15)

La **Figure 4-19** présente une comparaison des déformations mesurées sur les armatures longitudinales situées à proximité du bord de la dalle. Les résultats montrent que plus les aciers se rapprochent de la zone de charge plus les déformations relevées sont conséquentes. Ceci s'explique par l'augmentation de l'action poutre (contraintes de traction induites par la flexion dans le ferrailage longitudinal inférieur) aux dépens de l'action d'arche qui se manifeste au niveau des appuis. Cette distribution des déformations est identique dans toutes les dalles testées.

### 4.3.2 Epingles

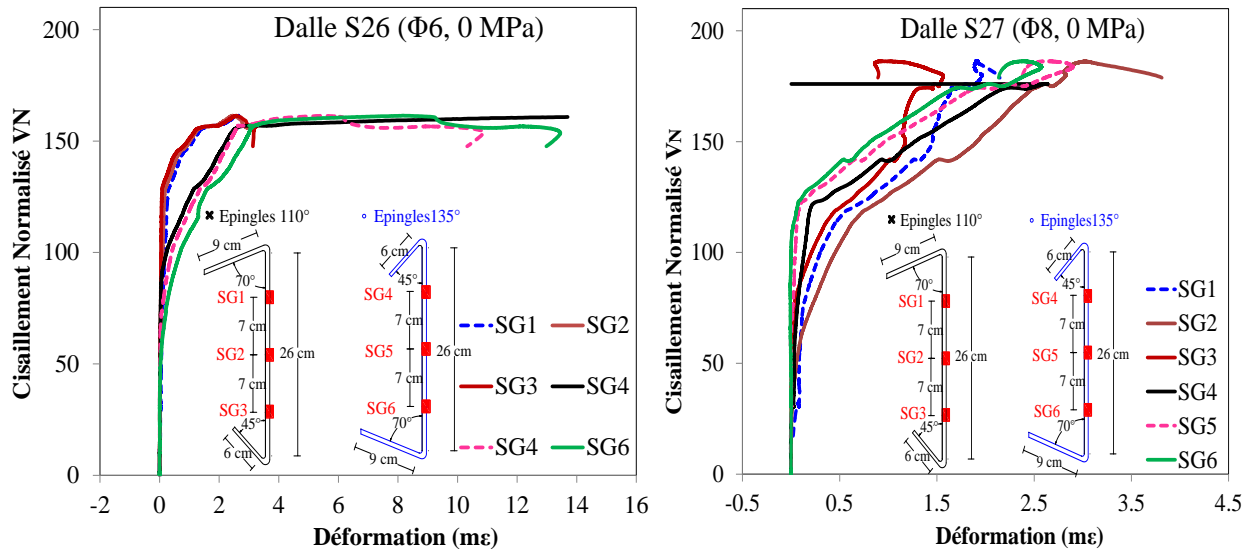
Deux épingles ont été soigneusement choisies pour coller sur chacune d'elles 3 jauges de déformation. Les jauges sont positionnées le long de l'épingle comme cela est schématisé sur la Figure 4-20.

## Résultats expérimentaux



**Figure 4-20 Positions des jauges de déformation des épingles**

Pour étudier les déformations des épingles 4 dalles ont été sélectionnées : S26, S27, SC28 et ST32.



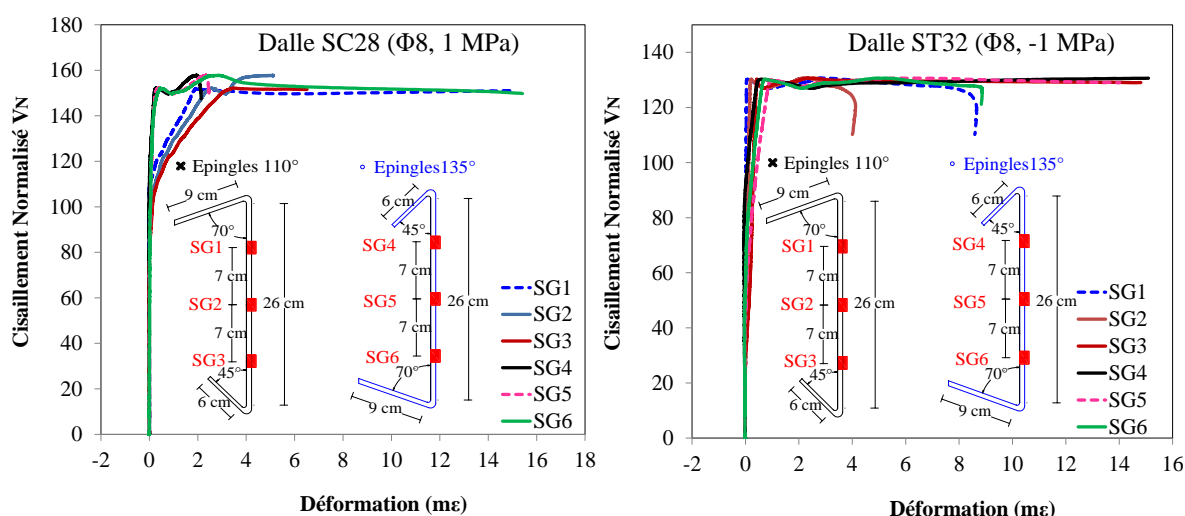
**Figure 4-21 Courbes Charge-déformations mesurées sur les épingles des dalles S26 (gauche) et S27 (droite)**

Les épingles des dalles S26 et S27 ont atteint leur limite d'élasticité qui est de 0.2%. Cela signifie que ces armatures d'effort tranchant reprennent bien les contraintes de cisaillement et contrôlent les fissures diagonales qui les traversent jusqu'à la plastification justifiant une nouvelle fois la rupture en cisaillement. L'allure des courbes montre en début d'essai une courbe quasi-verticale (peu de déformation) suivie d'une phase élastique avec quelques sauts de rigidité qui témoignent de l'apparition de fissures ou de leur réorientation, pour finalement atteindre le palier plastique, qui met en lumière la déformation post-pic. Le premier changement de pente qui témoigne des premières déformations des épingles se passe à des valeurs de charge différentes pour

## Résultats expérimentaux

chaque épingle, cela dépend fortement des zones d'apparition de fissures dans le béton qui peuvent être aléatoires. A titre d'exemple, les premières déformations non négligeables (changement de pente) apparaissent sur l'épingle à 110° à environ 47% de la charge ultime, tandis qu'elles n'apparaissent qu'à près de 80% de la charge pour l'épingle à 135°. Le même phénomène est observé sur la dalle S27.

Les déformations maximales relevées sur les jauges des épingles de la dalle S26 sont nettement supérieures (déformation maximale de 1.36% mesurée par SG4) à celles de la dalle S27, dont la déformation maximale mesurée par la jauge SG2 est inférieure à 0.4%. Il semble ainsi que, plus le diamètre des épingles est élevé, plus les déformations post-pic sont contrôlées.



**Figure 4-22** Courbes Charge-déformations mesurées sur les épingles des dalles SC28 (gauche) et ST32 (droite)

Les dalles SC28 et ST32 ont pratiquement les mêmes paramètres sauf pour l'effort axial : une compression de 1 MPa est appliquée sur la dalle SC28, tandis que la dalle ST32 est soumise à une traction de -1MPa.

L'allure de la courbe charge-déformation de la dalle SC28 est très similaire à celui des autres dalles : S26 et S27, avec les 3 phases de développement des déplacements décrites précédemment.

En revanche, la dalle ST32, montre qu'à cause de l'effort tranchant, la structure atteint la charge maximale bien avant que les épingles aient plastifié, le changement de pente signifiant que ces armatures verticales reprennent des efforts est faible. Il semblerait qu'appliquer un effort

normal négatif, empêche les épingles de reprendre proprement les contraintes de cisaillement, et ce n'est qu'après la charge maximale que les déformations augmentent véritablement pour atteindre la limite d'élasticité (0.2%) et le palier plastique.

### 4.4 Influence de la résistance en compression du béton

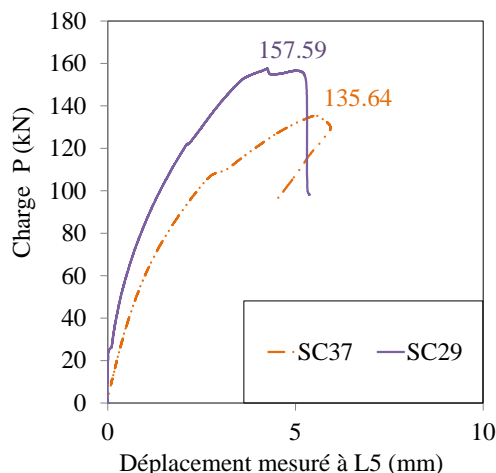
L'influence de la résistance en compression sur le comportement au cisaillement des dalles épingles est palpable en se servant de la variabilité de la résistance en compression du béton coulé pour chaque dalle. En effet, il existe une variation comprise entre 16 et 40 MPa de la résistance en compression des bétons de classe C20/25 ayant servi au coulage des dalles avec aciers d'effort tranchant.

C'est pour cette raison, que pour évaluer l'influence des autres paramètres d'étude sur le comportement au cisaillement des dalles, il est d'abord impératif de quantifier l'influence du paramètre "résistance en compression  $f_{cm}$ " justifiant ainsi le choix de normaliser les charges de rupture obtenues pour chaque dalle par les résistances en compression correspondantes. Ceci, dans le but de se réaliser des interprétations pertinentes.

Pour ce faire, deux dalles sont choisies pour l'étude : SC29 et SC37. Les dalles SC29 et SC37 sont identiques en tous points sauf en effort normal de compression qui est plus élevé du côté de la dalle SC37 (1.5 MPa pour SC37 et 1 MPa pour SC30) ainsi qu'en résistance de compression où la dalle SC37 ( $f_{cm}(SC37) = 16.39 \text{ MPa}$ ) a une résistance nettement inférieure à celle de SC29 ( $f_{cm}(SC30) = 34.52 \text{ MPa}$ ). Selon les travaux de Moody (Moody et al. 1954), la variation de la résistance en compression impacte la résistance en cisaillement dès lors que la valeur minimale est inférieure à 25 MPa. Ainsi, selon Moody, la résistance au cisaillement de la dalle SC37 devrait être pénalisée par la faible résistance en compression de son béton.

La (**Figure 4-23**) montre les courbes charge-déplacement obtenues expérimentalement. Une augmentation de la résistance en cisaillement est observée avec lorsque la résistance en compression est plus élevée malgré l'application d'un effort normal supplémentaire sur la dalle SC37. En déduction, il y a bien influence de la résistance en compression sur le cisaillement des dalles en béton avec aciers d'effort tranchant.

## Résultats expérimentaux



**Figure 4-23** Courbe charge-déplacement des dalles SC37 et SC29

Etant donné l'influence observée de la résistance en compression du béton sur la capacité au cisaillement des dalles, cela justifie donc la normalisation de la résistance au cisaillement par la racine carrée de la résistance à la compression. La résistance en traction du béton est considérée comme facteur influençant le plus sur la capacité au cisaillement, mais à des fins de conceptions, la résistance en traction est prise comme proportionnelle à la racine carrée  $\sqrt{f_{cm,meas}}$  de la résistance en compression comme il est le cas dans l'ACI 318-8 (ACI Committee 318 2014) et le Fib Model Code 2010 (Sigrist et al., n.d.) ou proportionnelle à la racine cubique  $\sqrt[3]{f_{cm,meas}}$  comme dans l'EN 1992-1-1 : 2005 (European Concrete Platform ASBL 2008).

Pour le cas présent, une étude comparative entre une normalisation avec les termes :  $f_{cm,meas}$ ,  $\sqrt{f_{cm,meas}}$  ou  $\sqrt[3]{f_{cm,meas}}$  est réalisée.

Les rapports des résistances au cisaillement normalisées  $\frac{V_N(SC29)}{V_N(SC37)}$  en utilisant l'un des termes cités sont calculés (**Tableau 4-3**).

Dans l'étude concernant les dalles sans aciers armatures d'effort tranchant menée par Serge Nana (NANA 2017), le choix du paramètre de normalisation s'est porté sur  $\sqrt{f_{cm,meas}}$ . La même intention est formulée pour le cas particulier des dalles avec épingles. En effet, il ne faut pas négliger l'influence de l'effort normal (ce qui réduit sensiblement le ratio et fait que 0.89 est le ratio qui convient pour la suite). L'effort normal est analysé plus en détail par la suite.



**Tableau 4-3 Comparaison pour la normalisation de la résistance au cisaillement**

Dalles	$b_{eff}$ [mm]	$P_u$ [kN]	Mode de rupture	$V_{exp}$ [kN]	$V_{exp}/\sqrt{f_{cm,meas}}$	$V_{exp}/\sqrt[3]{f_{cm,meas}}$	$V_{exp}/f_{cm,meas}$
SC29	2100	1576	Cisaillement	965	183	318	35
SC37	2100	1356	Cisaillement	830	205	327	51
SC29/SC37				<b>Ratio</b>	<b>0.89</b>	<b>0.97</b>	<b>0.68</b>

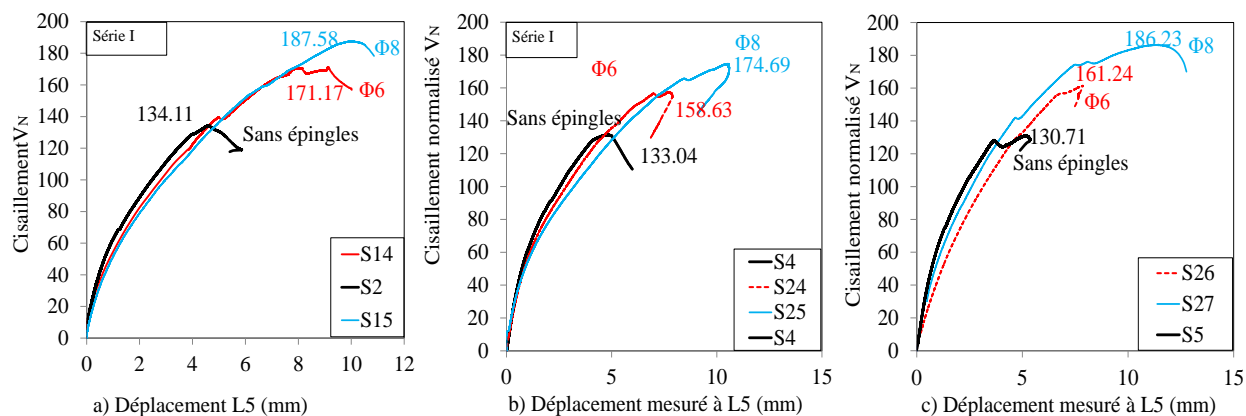
#### 4.5 Influence des épingles sur la résistance au cisaillement

Les épingles jouent un rôle primordial sur le comportement des dalles soumises au cisaillement : elles améliorent le mécanisme de transfert de tractions résiduelles dans le béton, consolident le mécanisme de goujon, renforcent le mécanisme d'engrènement des granulats et augmentent la ductilité de la structure (2.3.2).

L'influence des épingles sur le comportement au cisaillement des dalles est étudiée par la variation de son taux dans les dalles expérimentées.

Pour cette partie, les 3 groupes de dalles (S2, S14 et S15) (S4, S24 et S25) et (S5, S26 et S27) qui appartiennent à la série I sont analysés pour comprendre ce phénomène, en effet dans chaque groupe les dalles sont pratiquement identiques sur tous les autres paramètres (Tableau 3-4). Les déplacements sont tous mesurés par la jauge LVDT L5 qui est positionnée à proximité de la plaque de charge (Figure 3-3).

**Remarque :** Suite à un souci en cours d'essai avec le vérin de chargement, la dalle S14 a été déchargée puis rechargée à nouveau. De ce fait, la partie signalant la procédure a été supprimée.



**Figure 4-24** Courbes Charge-Déplacement des dalles: a) S2, S14, S15 ( $\rho_l=1.223\%$ ,  $\rho_t=1.106\%$ ); b) S4, S24, S25 ( $\rho_l=0.991\%$ ,  $\rho_t=0.837\%$ ); c) S5, S26, S27 ( $\rho_l=1.551\%$ ,  $\rho_t=0.837\%$ )

Ci-dessus, les courbes charges-flèches des neuf dalles. L'influence positive qu'ont les épingles sur les charges maximales supportées par ces dalles est sans équivoque et conforme à l'état de l'art actuel et aux résultats de nombreux articles (Zhang et al (Zhang Tao, Visintin Phillip, and Oehlers Deric John 2016), Rhao et al (Rao and Injaganeri 2013), Mphonde (Mphonde 1989)...). En effet, plus le diamètre de l'épingle est grand, plus la résistance au cisaillement est élevée. Dans le groupe des dalles (S2, S14, S15), en référence à la dalle S2 (sans armature d'effort tranchant), un gain de cisaillement de 29 % et 40 % a été obtenu pour la dalle S14 avec épingle, diamètre Ø6 et dalle S15 avec épingle, diamètre Ø8, respectivement. Ces gains de cisaillement ont été de 23 % et 42 % pour le groupe (S4, S24, S25) et 20 % et 33 % pour le groupe (S5, S26, S27).

Un léger écart entre les rigidités (pentes) des différentes courbes est visualisé : plus le taux d'épingle est important plus la rigidité est réduite. Ainsi, les épingles contribuent à légèrement réduire la rigidité des structures, la preuve vient évidemment des déplacements verticaux à la rupture. Le déplacement moyen observé dans tous les groupes à l'effondrement était de 4 mm, 7 mm et 11 mm, respectivement, pour les dalles sans épingle, les dalles avec des épingle Ø6 et celles avec des Ø8.

## Résultats expérimentaux

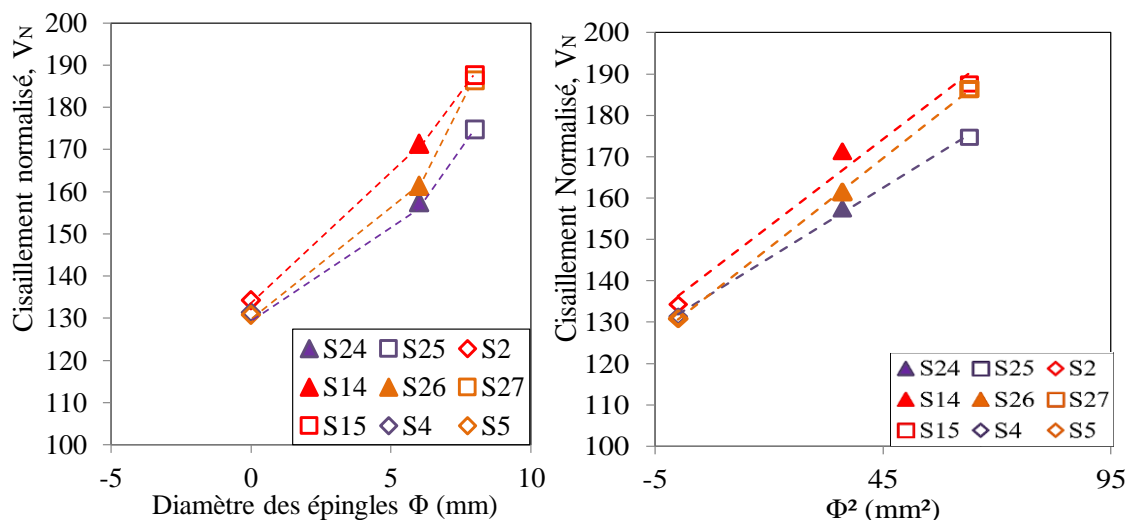
Il est important également de signaler la perte de charge de 2 tonnes observable sur la courbe de la dalle S14. Ce phénomène qui a également été détecté sur les courbes Charge-Déformation, est caractéristique du comportement des aciers d'effort tranchant qui reprennent la charge autour de 80% de sa valeur ultime.

Pour ce qui est du comportement post-pic, les déplacements sont plus importants à l'approche de la ruine pour les dalles qui contiennent des épingles. Ce résultat confirme donc, les textes scientifiques qui stipulent que qu'augmenter le taux d'armatures d'effort tranchant accroît la ductilité des dalles.

Il semble clair que l'influence des armatures de cisaillement dépend de leur diamètre. Pour cette raison, la résistance ultime a été tracée en fonction du diamètre (Figure 4-25).

Il s'avère que l'évolution de la résistance au cisaillement n'est pas linéaire en fonction du diamètre des épingles. De ce fait, en s'inspirant des formules analytiques pour le calcul de  $V_s$ , il semble pertinent de tracer la courbe en fonction de  $\phi^2$  ( $V_s$  dépend de  $A_{sw}$  dans tous les modèles de calcul qu'ils soient empiriques comme l'ACI 318-14 ou l'EN 1992-1-1 : 2005 ou mécaniques comme le Fib Model Code 2010). Le résultat est plus cohérent. Ceci permet de déduire que la résistance au cisaillement des épingles, est proportionnelle à leur section. Néanmoins, le coefficient de la pente semble varier en fonction d'autres paramètres, ce que les modèles analytiques ne traduisent pas.

## Résultats expérimentaux



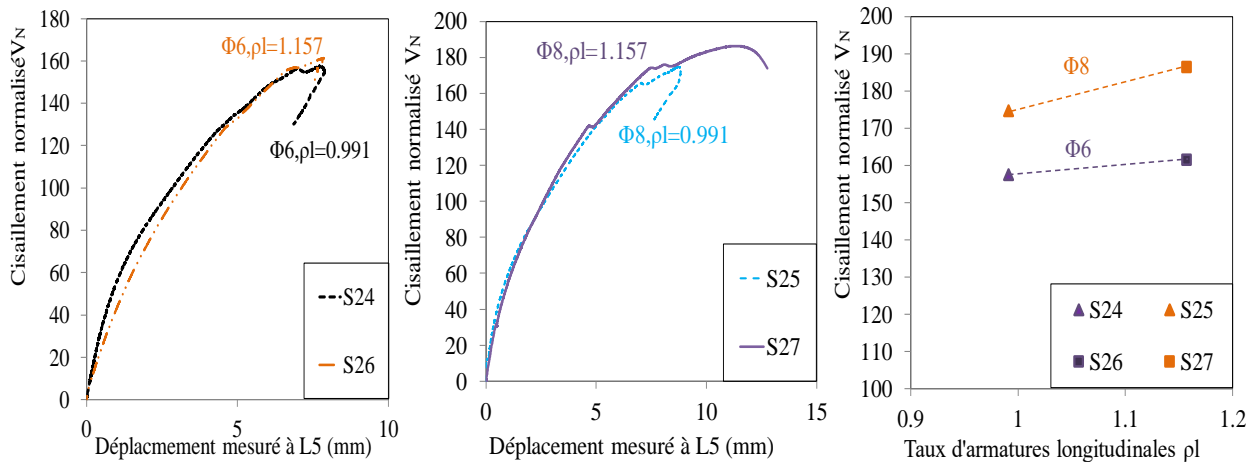
**Figure 4-25** Charge ultime en fonction du diamètre épingle : a)  $\Phi$  ou de b)  $\Phi^2$  : dalles S2, S4, S5, S14, S15, S24, S25, S26 et S27

### 4.6 Influence du taux d'armatures longitudinales

Les armatures longitudinales contribuent à l'amélioration de la résistance au cisaillement. Elles participent à la transmission des contraintes de cisaillement à travers le mécanisme "effet de goujon". L'intensité de l'effet de goujon dépend de la quantité des aciers longitudinaux ainsi que de la résistance à la traction du béton (Ince et al (Ince, Yalcin, and Arslan 2007)) . Pour évaluer l'influence du ferrailage longitudinal sur le comportement en cisaillement des dalles, la série II composées de quatre spécimens (S4, S5, S24, S26, S25 et S27) divisées en deux groupes (S24, S26) et (S25, S27). Dans chaque groupe, les dalles étaient renforcées avec des étriers de même diamètre, tandis que le rapport de renfort longitudinal était varié. Il existe deux façons de varier la quantité de renfort longitudinal : soit la quantité d'acier est variée, mais le diamètre de la barre d'armature est maintenu constant, ou le diamètre des barres est variée tandis que le nombre de barres reste constante. Un changement dans le nombre de barres signifie que la distance entre eux est modifiée. Dans la présente étude, nous avons modifié le diamètre des barres pour étudier le paramètre du rapport de renfort.

L'influence du taux d'armatures longitudinales sur la résistance de cisaillement normalisée des dalles est évaluée dans (**Figure 4-26**). Ces résultats indiquent qu'une augmentation du taux d'armatures longitudinales conduit à une légère augmentation de la résistance au cisaillement. Plus

le diamètre des épingles est grand, plus le gain de cisaillement est augmenté. Comme on peut le voir dans la **Figure 4-26 c)** et le **Tableau 4-1**, un gain de cisaillement marginal de seulement 2% a été obtenu entre S24 et S26, tous renforcés par des épingles de diamètre  $\varnothing 6$ , tandis qu'entre S25 et S27 tous renforcés avec des épingles de diamètre  $\varnothing 8$ , ce gain de cisaillement a été légèrement amélioré à 6%. Cette observation confirme que les épingles soutiennent les armatures longitudinales, ce qui améliore l'effet d'épingles et permet une augmentation du gain de cisaillement. Cela a d'ailleurs été démontré par Bazant et Sun (Bazant and Sun 1987) où les épingles contrôlent la fissuration le long des armatures longitudinales comme expliqué dans la section (2.3.2.4)



**Figure 4-26** Courbes de Charges-déplacements des dalles: a) S24, S26 (épingles  $\varnothing 6$ ); b) S25 S27 (épingles  $\varnothing 8$ ); c) charges ultime vs  $\rho_L$  (taux d'armatures longitudinales)

La **Figure 4-25 c)** et la **Figure 4-26 c)** témoignent de l'interaction entre les armatures longitudinales et les épingles leur cisaillement. Ainsi considérer que la résistance conférée par les épingles est indépendante des autres mécanismes n'est qu'une approximation qu'il est nécessaire de jauger.

#### 4.7 Influence de l'effort axial

Rarement des expériences dans la littérature ont abordé l'effet de la charge axiale sur la résistance au cisaillement de dalles. Par conséquent, une meilleure connaissance de ce type de configuration est nécessaire. En outre, jusqu'à présent, il n'a pas été clair à quel point la résistance au cisaillement peut être affectée par les forces axiales, et aussi leur influence sur la ductilité des structures en

béton armé. Par conséquent, les effets de la traction axiale et de la compression axiale sur la résistance au cisaillement doivent être étudiés de manière appropriée.

Pour étudier l'influence de la charge axiale sur le comportement de cisaillement des dalles avec et sans épingles, les dalles de série III composées de 20 dalles (S2, S14, S15, SC8, SC9, SC28, SC29, SC30, SC37, ST10, ST12, ST14, ST32, ST33, ST20, ST21, ST31, ST38, ST39, et ST36) ont été utilisées. Ces dalles ont été divisées en deux groupes : dix dalles (ST10, ST32, ST12, ST14, ST33, ST20, ST21, ST31, ST38 et ST36) représentant des dalles soumises à une traction axiale et sept dalles (SC8, SC9, SC28, SC29, SC30, SC35 et SC37) représentant des dalles soumises à une compression axiale. Dans chaque groupe, la contrainte axiale appliquée a été modifiée. Les dalles S2, S14 et S15 sont les essais de référence sans charge axiale.

### 4.7.1 Traction

L'influence de la tension axiale sur le comportement de cisaillement obtenu à partir des essais de dalles expérimentales est montrée dans la **Figure 4-27 a)**, **Figure 4-27 b)**, **Figure 4-27c)**, **Figure 4-27 d)**, **Figure 4-28** et **Tableau 4-1**. Comme prévu, les spécimens avec des tensions axiales ont réduit la résistance au cisaillement des dalles.

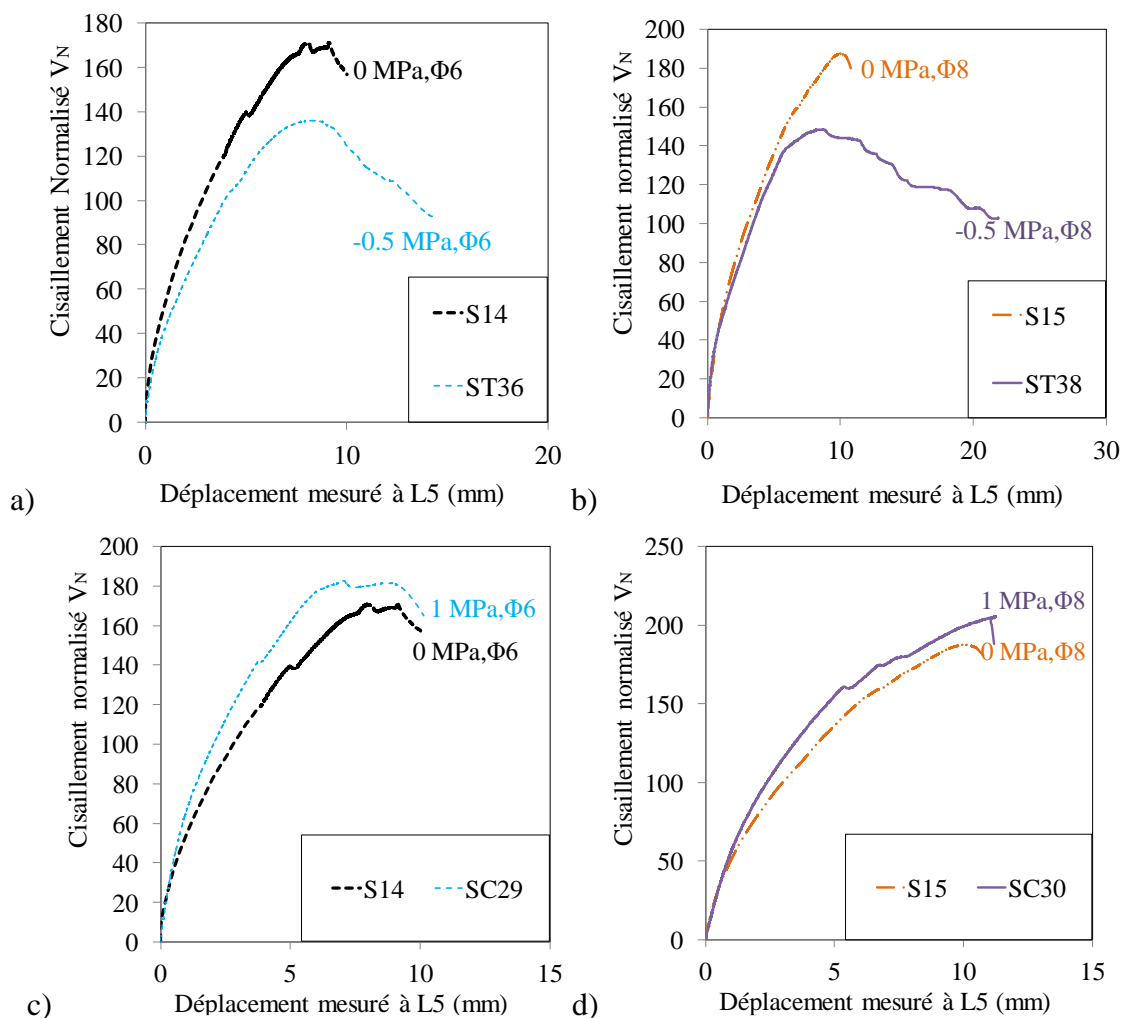
Comme cela est visible dans Tableau 4-1 pour les dalles sans armatures de cisaillement (ST10, ST12 et ST14), en comparaison avec la dalle de référence S2, l'application de charges de tension axiale a diminué brusquement la résistance au cisaillement, de plus de 30% avec des contraintes de traction de -1MPa et -1,2MPa (égales à  $0.28f_{ctm,meas}$  et  $0.34f_{ctm,meas}$ ). En revanche, pour dalle ST36, renforcée en cisaillement avec des épingles Ø6 et soumise à une contrainte de traction de 0,5 MPa, une diminution de 21% de la capacité de cisaillement a été obtenue par rapport à S14 sans charge axiale, tandis que pour la dalle ST38 renforcée cette fois-ci avec des épingles Ø8 et sous une contrainte de traction de 0,5 MPa, la diminution de la résistance au cisaillement était d'environ 27% par rapport à la S15 sans charge axiale. (**Figure 4-27 a)**, **Figure 4-27 b)** et **Tableau 4-1**).

D'autre part, pour la contrainte de traction de -0,5 MPa appliquée au spécimen ST10 sans épingles, 9 % de diminution de capacité de résistance a été obtenu par rapport à S2 (**Tableau 4-1**). Par conséquent, il semble que le ratio de d'épingles ne réduit pas l'effet de la contrainte axiale contrairement aux résultats de Collins et al (Bhide and Collins 1989a). Cela confirme qu'il est

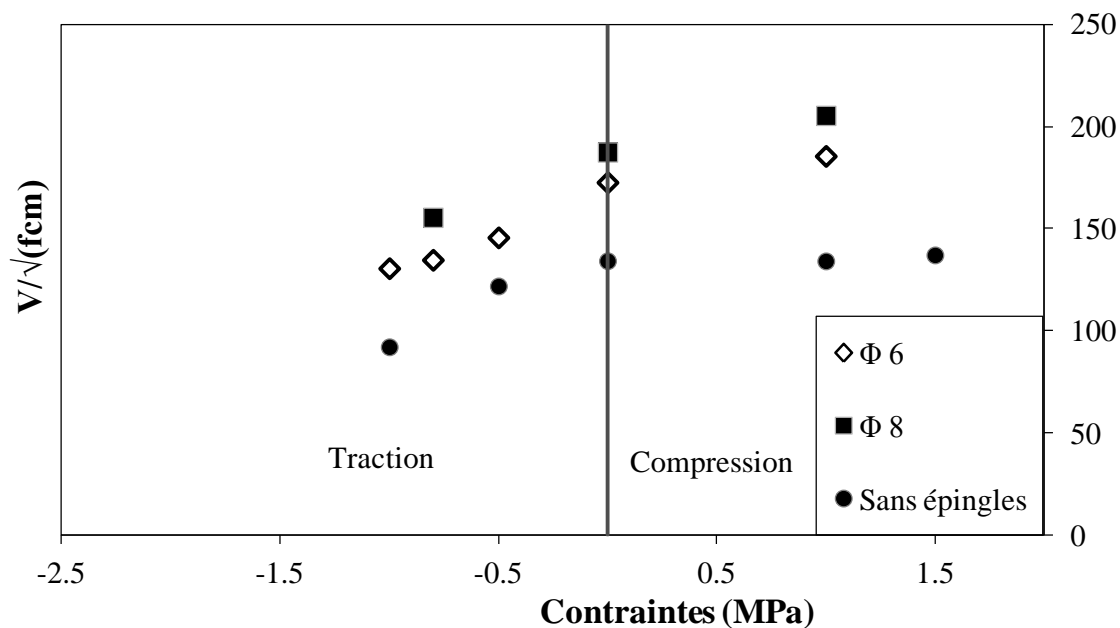
## Résultats expérimentaux

difficile d'établir une tendance de corrélation entre les épingles et l'effort normal comme énoncé par Zararis (Zararis and Zararis 2009).

Toutefois, lorsque l'on compare les dalles ST36 et ST38, toutes deux soumises à la -0.5 MPa avec un taux d'armatures de cisaillement est différent, l'effet bénéfique du ferrailage vertical sur la résistance au cisaillement a été observé. Un gain de cisaillement de 9 % a été obtenu pour la dalle ST38 (épingles Ø8) comparées à ST36 (épingles Ø6) (**Tableau 4-1**).



**Figure 4-27** Courbes de Charges-déformations des dalles : a) S14, ST36 (épingles Ø6) ; b) S15, ST38 (épingles Ø8) ; c) S14, SC29 (épingles Ø6) ; d) S15, SSC30 (épingles Ø8)



**Figure 4-28** Comparaison des charges de rupture en cisaillement sous l'influence de la contrainte axiale

Lors de l'observation de la réponse des dalles S14 et ST36 (**Figure 4-27 a**), il est clair qu'au départ de la courbe force/déplacement (encore dans la phase élastique), la rigidité de ST36 différait de celle de l'essai sans charge axiale (S14). La charge de traction axiale réduit la rigidité de la dalle. Il est nécessaire de signaler également qu'en comparant les courbes des dalles S15 et ST38 (**Figure 4-27 b**), la réduction de la rigidité grâce à la traction axiale a été atténuée avec un taux d'épingles élevé. En outre, après post pic, une importante ductilité a été observée pour tous les tests avec traction axiale (ST36 et ST38). Les déplacements ont été augmentés avec une réduction significative de la force appliquée. La force de traction axiale diminue la résistance au cisaillement et la rigidité de la structure, comme cela a été énoncé sans équivoque par les textes scientifiques (2.6). Cependant, grâce à cet effort axial, la ductilité s'est sensiblement améliorée, atténuant ainsi l'aspect rupture fragile des spécimens.

#### 4.7.2 Compression

L'influence de la compression axiale sur le comportement en cisaillement obtenue par les essais expérimentaux dalle est illustré sur la **Figure 4-27d**), la **Figure 4-28** et le **Tableau 4-1**. Comme prévu, la compression axiale augmente la résistance au cisaillement des dalles. Elle contribue en outre à limiter l'ouverture des fissures, qui se traduit par une plus grande résistance aux charges de cisaillement. Pour les dalles sans armature de cisaillement (SC8 et SC9), comparée



## Résultats expérimentaux

à S2 sans charge axiale, le gain de cisaillement de la compression axiale est très faible (**Tableau 4-1**). Ceci est dû à la faible compression axiale appliquée (1 MPa et 1,5 MPa). Bien que ces contraintes axiales appliquées soient petites, elles ont été appliquées sur une grande section (0,3 m × 4 m), engendrant des forces égalisant parfois 1800-kN.

Le gain de résistance procuré par les la compression sur les dalles sont épingles est tout à fait négligeable, en témoigne les cas des dalles SC8 et SC9 (gain inférieur à 0. 3% par rapport à S2. Les dalles SC29 (épingles Ø6, 1MPa) et SC37 (épingles Ø6, 1.5 MPa) connaissent des gains de résistance de 6% et 18% respectivement, en la comparant à la dalle de référence S14 (épingles Ø6, 0MPa) ; le phénomène est similaire pour les dalles SC30 (épingles Ø8) et SC35 (épingles Ø8) en comparaison avec la dalle de référence S15 (épingles Ø8) avec de gains de 9% et 11%.

Par conséquent, contrairement au cas de traction axiale, il semble que l'ajout d'épingles améliore l'efficacité de la compression. Ceci confirme les résultats de Zararis (Zararis and Zararis 2009) concernant les poutres rectangulaires avec épingles qui sont plus sensibles à l'application d'un effort normal

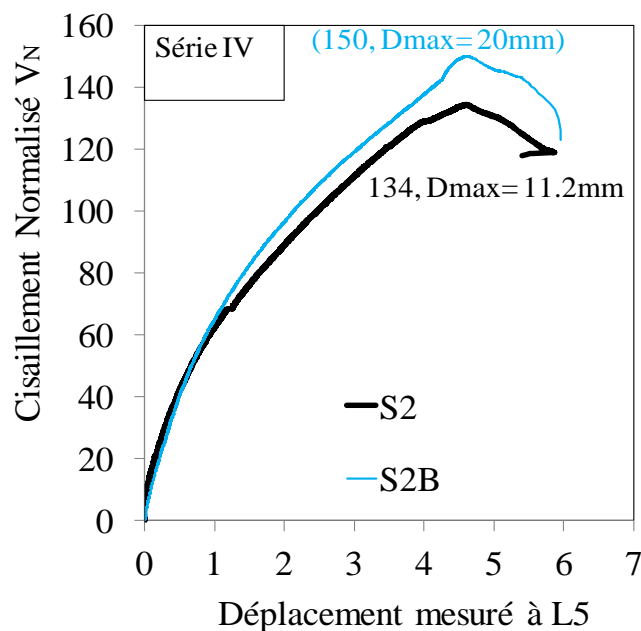
Pour les essais avec compression axiale, la même rigidité élastique a été obtenue que pour les essais sans charge axiale.

Après la fissuration (environ 40 kN de résistance au cisaillement normalisée), une réduction substantielle de la rigidité a été observée dans l'essai sans charge axiale, tandis que pour les essais avec compression axiale, cette rigidité a été maintenue constante et réduite légèrement plus tard. Cela peut s'expliquer par le fait que les forces de compression ont tendance à retarder le développement des fissures. Par conséquent, ils donnent une meilleure rigidité aux structures, de plus grandes zones de compression et une plus grande résistance au cisaillement. Contrairement aux dalles soumises à des contraintes axiales de traction où une grande ductilité a été observée après le pic, lorsque la dalle a été soumise à une compression axiale, une chute abrupte a été observée dans la courbe force/déplacement dans la phase post-pic, ce qui correspond à une rupture très fragile. Cet effet de la contrainte de compression axiale qui cause une rupture fragile a également été confirmée par le Comité ASCE-ACI 445 sur le cisaillement et la torsion (ASCE-ACI Committee 445 1998) pour des essais sur poutres. Par conséquent, la compression axiale améliore la résistance ultime au cisaillement mais entraîne également des effondrements brutaux.

#### 4.8 Influence de la taille des granulats

L'engrènement des granulats est l'un des mécanismes phares de la résistance au cisaillement. Il a été estimé qu'il contribue d'environ 15 à 25% à celle-ci. Il dépend de plusieurs facteurs dont la rugosité de surface des particules et la taille des granulats (2.3.2.3)

Le but de cette partie est de comparer cette influence entre les dalles avec et sans épingles. Les dalles S2 et S2B ne contiennent pas d'armatures d'effort tranchant. Elles sont pratiquement pareilles sauf pour la taille maximale du plus gros granulat. D'ailleurs, la résistance en compression est quasiment la même pour les deux dalles. La granulométrie de la dalle S2 est de type 6/11.2, c'est-à-dire que le diamètre maximal des granulats est de 11.2mm. Une granulométrie 10/20 a été choisie pour la dalle S2B ( $D_{max} = 20 \text{ mm}$ ). Les courbes de charges-flèche permettent de visualiser l'influence de la taille des granulats sur la charge de rupture :



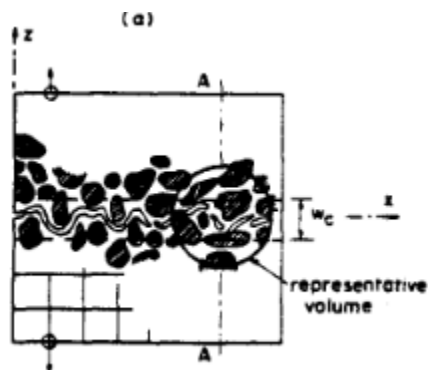
**Figure 4-29** Courbes Charge-déplacement de la dalle S2 vs dalle S2B

La charge de rupture de la dalle S2B est supérieure à celle de la dalle S2 (**Figure 4-29**), et un gain de cisaillement de près de 12% est observé. Ainsi, ces essais prouvent que l'augmentation du diamètre maximal des granulats augmente l'énergie de fissuration qui permet d'obtenir une charge de ruine plus importante. En effet, pour des granulats de taille plus importante, l'engrènement des granulats augmente la résistance à l'effort tranchant en contribuant à la rugosité des lèvres de fissures (Perdikaris et al (Perdikaris and Romeo 1995)) . A noter que l'énergie de fissuration  $G_f$

## Résultats expérimentaux

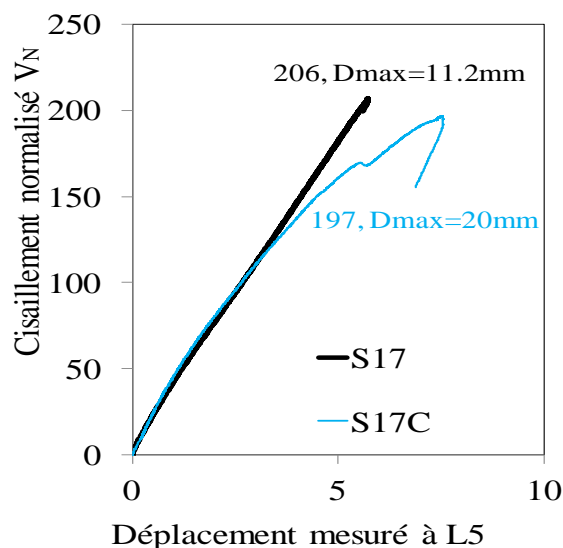
n'est pas considérée par la majorité des codes empiriques (l'ACI 318-14, l'EC2 et son annexe française), contrairement aux codes qui se basent sur les théories mécaniques et qui reconnaissent l'influence du diamètre des granulats (comme la CSCT 2.8.2 ou la MCFT 2.8.1.4).

D'autre part, les fissures contournent les gros granulats durant leur propagation. Par conséquent, un granulat plus volumineux exige une énergie de fissuration plus grande afin de pouvoir le contourner (Bazant (Bazant and Sun 1987))



**Figure 4-30** Morphologie réelle d'une fissure (Bazant and Sun 1987)

Les dalles S17 et S17C sont similaires sauf pour la taille maximale des plus gros granulats. Les courbes de charges-flèche permettent de visualiser l'influence de la taille des granulats sur la charge de rupture :

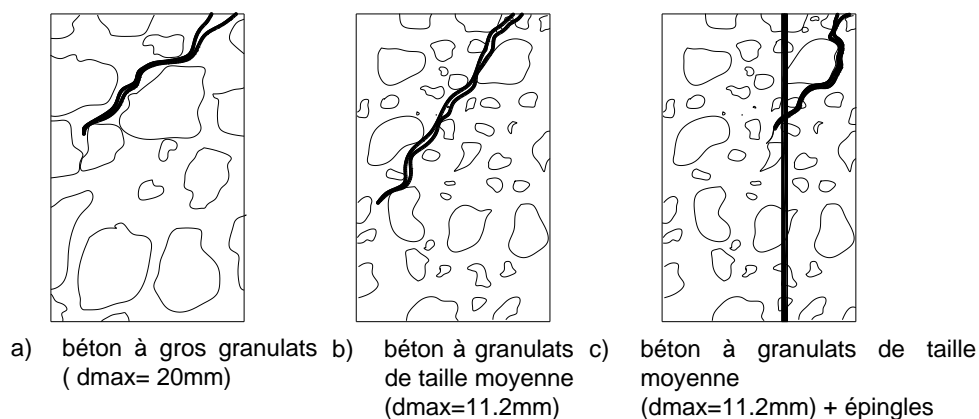


**Figure 4-31** Courbes charge-flèche des dalles S17 et S17C

Contrairement au cas des dalles sans armatures d'effort tranchant, aucun écart n'est observé

## Résultats expérimentaux

à la charge de rupture entre les dalles S17 et S17C. La Figure 4-31 traduit l'indépendance de la charge de rupture à la variation du diamètre maximal des granulats. Ainsi, la mise en place d'épingles remplace le rôle qu'a l'augmentation de la taille des granulats et le rend pratiquement obsolète. En effet, la propagation des fissures de cisaillement est d'ores et déjà réglée par la présence d'épingles. La **Figure 4-32** schématise clairement le mode de fonctionnement des épingles qui se substituent aux granulats où la fissure est réorientée par l'épingle au lieu des granulats.



**Figure 4-32** Schématisation des effets des épingles et des gros granulats sur la propagation des fissures dans le béton en supposant une charge appliquée

## 4.9 Comparaison des résultats expérimentaux et analytiques

### 4.9.1 Présentation des résultats

L'objectif de cette partie est de comparer les résultats expérimentaux aux calculs analytiques. Il est en effet nécessaire de connaître la fiabilité de ces méthodes de calcul qui permettent aux ingénieurs qui dimensionnent ce type particulier de structure, y compris les bâtiments de centrales nucléaires, d'adopter les solutions les plus pertinentes.

Les expériences sont comparées aux prévisions basées sur l'Eurocode 2, l'Annexe Nationale Française et l'ACI 318-14 simplifié. Pour les comparer aux résultats expérimentaux, la largeur de bande  $b_w$  est remplacée par le  $b_{eff}$  du règlement français. Pour comparer les données expérimentales aux prédictions analytiques, la valeur moyenne des propriétés du matériau mesuré est utilisée et tous les coefficients partiels de sécurité sont égaux à 1 ( $\gamma_c = 1$ ).

## Résultats expérimentaux

La formule utilisée pour calculer la résistance au cisaillement  $V_{total}$  des spécimens en béton armé avec charges axiales peut être séparée en trois termes : le premier terme  $V_{shear}$  utilisé pour le calcul de la résistance au cisaillement qui comprend la contribution du béton uniquement (sans charges axiales ( $N_u = 0$ ), le second terme  $V_{axial}$  ajouté pour calculer l'effet de contrainte axiale ( $\sigma_{cp} \neq 0$ ) et sans la contribution de l'épingle ( $V_{stirrups}$ ) et enfin le troisième terme  $V_{stirrups}$  représentant seulement la contribution des épingles. Par conséquent, le total de la force de cisaillement peut être exprimé par cette équation :

$$V_{total} = V_{shear(N_u=0)} + V_{stirrups} + V_{axial(\sigma_{cp} \neq 0)} \quad (4.9-1)$$

La définition,  $V_{axial}$  et de  $V_{stirrups}$  selon l'EC2, l'annexe nationale Française et l'ACI 318-14 est donnée dans le **Tableau 4-4**. L'angle d'inclinaison des bielles de compression est pris par défaut égale à  $45^\circ$ .

Pour le cas du fib Model Code 2010, le niveau appliqué est le LOA (II) (voir section 2.8.2.2). A noter que le fib Model Code est le seul à proposer une approche prenant en compte l'énergie de fissuration à travers la taille de granulats. C'est le modèle qui se base sur la théorie CSCT.

**Tableau 4-4** Cisaillement selon l'EC2, l'AFCEN ETC-C et l'ACI 318-14

Code (unités SI: $f_{ck}$ en [MPa])	Traction axiale ( $\sigma_{cp} = N_u/A_g < 0$ )	Compression axiale ( $\sigma_{cp} = N_u/A_g > 0$ )	Armatures de cisaillement
NEN-EN 1992-1-1: 2005 Annexe Nationale Française	$V_{axial}/b_w d = 0.15 \sigma_{cp}$	$V_{axial}/b_w d = 0.15 \sigma_{cp}$	$V_{stirrups} = \frac{A_v f_{yt} d_l}{s}$
ACI 318-14	$V_{axial}/b_w d = (0.17 \sqrt{f_{ck}}) \frac{\sigma_{cp}}{3.5}$	$V_{axial}/b_w d = (0.17 \sqrt{f_{ck}}) \frac{\sigma_{cp}}{14}$	$V_{stirrups} = \frac{A_v f_{yt} d_l}{s}$

La comparaison entre les résultats expérimentaux et le code de conception du cisaillement (valeur moyenne estimée) est indiquée dans le **Tableau 4-4**. La moyenne (AVG) et la déviation standard

## Résultats expérimentaux

(STD) de la comparaison entre les résultats et les méthodes de calcul sont également indiquées dans ce tableau.

**Tableau 4-5** Comparaisons entre les essais et prédictions de résistance au cisaillement de l'EC2, l'Annexe Nationale Française, l'ACI 318-14 et le Model Code 2010

Dalle	Essai		V avec fcm,cyl							
	$P_u$ [kN]	$V_{exp}$ [kN]	$V_{EC2}$ [kN]	$\frac{V_{exp}}{V_{EC2}}$	$V_{ANF}$ [kN]	$\frac{V_{exp}}{V_{ANF}}$	$V_{ACI}$ [kN]	$\frac{V_{exp}}{V_{ACI}}$	$V_{fib}$ [kN] LOAII	$\frac{V_{exp}}{V_{fib}}$
ST14	9058.00	555.56	553.12	1.00	643.92	0.86	366.73	1.51	596.36	0.93
ST12	9080.00	556.79	570.23	0.97	661.21	0.84	398.85	1.39	614.85	0.88
ST10	1162.00	742.10	602.96	1.23	696.32	1.07	458.07	1.62	664.54	1.07
S2	1220.00	746.76	632.92	1.18	708.44	1.05	531.02	1.41	691.83	1.08
S2B	1353.00	828.17	630	1.31	703.23	1.18	573.15	1.45	728.02	1.14
S4	1050.00	642.71	541.31	1.19	621.38	1.03	466.67	1.38	594.97	1.08
S5	1257.00	769.41	713.11	1.08	749.44	1.03	561.33	1.37	801.73	0.96
SC8	1309.00	801.24	747.75	1.07	845.38	0.95	610.66	1.31	909.31	0.88
SC9	1294.00	792.06	775.35	1.02	862.31	0.92	610.40	1.30	990.86	0.80
ST32	1256.00	768.80	737.89	1.04	830.69	0.93	566.31	1.36	783.44	0.98
ST33	1283.00	785.32	749.64	1.05	838.71	0.94	593.36	1.32	795.79	0.99
ST36	1347.00	824.50	793.49	1.04	896.30	0.92	661.40	1.25	791.69	1.01
ST20	1309.00	801.24	751.16	1.07	823.31	0.97	615.16	1.30	856.07	0.96
S14	1494.00	914.48	777.67	1.18	839.10	1.09	670.69	1.36	764.58	1.20
S24	1443.80	883.75	758.72	1.16	880.10	1.00	700.99	1.26	746.44	1.18
S26	1486.50	909.89	858.70	1.06	883.55	1.03	703.54	1.29	883.33	1.03
SC28	1580.90	967.67	925.13	1.05	1031.91	0.94	792.76	1.22	1099.68	0.88
SC29	1576.00	964.67	861.05	1.12	921.90	1.05	705.64	1.37	969.95	0.99
SC37	1356.00	830.01	803.81	1.03	804.65	1.03	593.23	1.40	860.02	0.97
ST31	1466.00	897.34	905.45	0.99	1021.39	0.88	740.36	1.21	888.73	1.01
ST39	1613.00	987.32	860.06	1.15	936.20	1.05	704.17	1.40	976.86	1.01
ST21	1348.00	825.11	844.65	0.98	910.11	0.91	689.29	1.20	905.70	0.91
ST38	1406.00	860.61	902.43	0.95	990.79	0.87	768.35	1.12	954.28	0.90
S15	1726.50	1056.79	932.13	1.13	1011.57	1.04	831.68	1.27	886.35	1.19
S17	1709.00	1046.08	916.75	1.14	917.82	1.14	857.82	1.22	868.31	1.20
S17C	1660.50	1016.39	925.74	1.10	932.41	1.09	870.05	1.17	871.6	1.17
S25	1478.00	904.68	856.40	1.06	952.90	0.95	788.32	1.15	826.54	1.09
S27	1660.00	1016.09	972.16	1.05	988.50	1.03	814.63	1.25	955.51	1.06
SC30	1972.00	1207.06	1034.51	1.17	1127.04	1.07	894.82	1.35	1188.82	1.02

## Résultats expérimentaux

SC35	1806.00	1105.45	1034.57	1.07	1097.38	1.01	856.12	1.29	1206.70	0.92
<b>Average</b>				<b>1.09</b>		<b>1.00</b>		<b>1.32</b>		<b>1.02</b>
<b>Standard deviation</b>				<b>0.08</b>		<b>0.08</b>		<b>0.11</b>		<b>0.11</b>
<b>5ème Centile</b>				<b>0.97</b>		<b>0.86</b>		<b>1.16</b>		<b>0.88</b>

Ces résultats montrent que globalement l'approche française ANF (AVG = 1.00, STD = 0.08) et le fib Model Code 2010 (AVG = 1.02, STD = 0,11) donnent des résultats qui sont très proches des valeurs expérimentales. L'EC2 (AVG = 1.09, STD = 0.08) donne également des résultats acceptables avec des marges de sécurité raisonnable. Cependant l'ACI 318-14 (AVG = 1.31, STD = 0.11) par rapport aux autres codes, donne des résultats conservatifs ceci correspond aux conclusions des scientifiques qui ont comparé ces trois codes, notamment Kuchma (Kuchma et al. 2008), Gurutzega (Gurutzeaga et al. 2015) et Marì (Mari et al. 2016). La valeur minimale du 5<sup>ème</sup> centile est de 0.86 calculée pour l'ANF. De ce fait, les quatre codes testés sont considérés sûrs (Collins 2001).

L'EC2 présente des résultats satisfaisants pour le cas des dalles avec épingles (AVG=1.08, STD= 0.06). En revanche, pour le cas des dalles sans épingles cette moyenne est légèrement supérieure avec AVG=1.12. Cette observation est d'autant plus frappante pour le cas de l'ACI où pour le cas des dalles sans épingles la moyenne est de AVG=1.27, tandis qu'elle atteint 1.42 pour les dalles sans épingles et en particulier les dalles subissant un effort normal. Il apparaît que l'ACI surestime l'influence de l'effort normal et sous-estime celui des épingles par rapport à la résistance conférée par le béton seul. L'écart est moins visible dans le cas de l'ANF et du fib Model Code 2010.

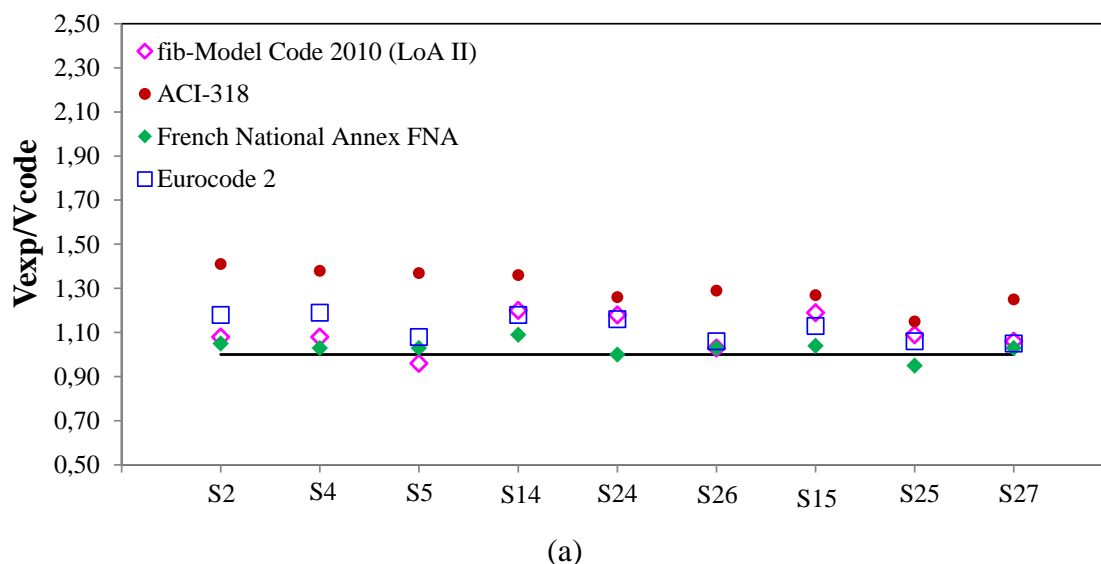
Pour le cas des dalles avec une granulométrie différente. Il y a 2 cas à distinguer : les dalles S2et S2B, puis les dalles S17 et S17C. Dans le premier cas, l'influence du diamètre maximal des particules granulaires est observée et rapportée par les textes scientifiques également. La majorité des codes analytiques empiriques ne prennent pas en compte ce paramètre, ce qui entraîne d'importants écarts en particulier pour l'EC2 :

$$\left(\frac{V_{\text{exp}}}{V_{\text{EC2}}}\right) (S2) = 1.18 \text{ et } \left(\frac{V_{\text{exp}}}{V_{\text{EC2}}}\right) (S2B) = 1.31).$$

## Résultats expérimentaux

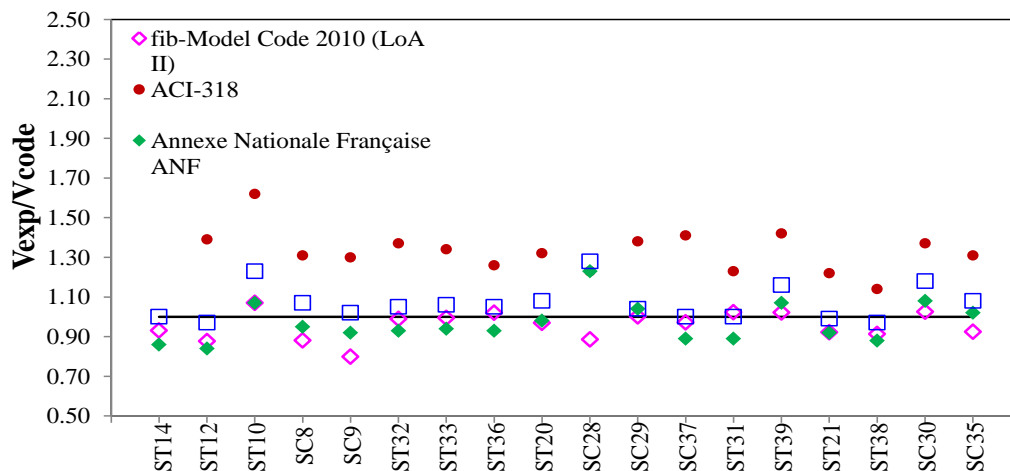
En revanche, lorsque les dalles contiennent des épingles, le rôle de l'énergie de fissuration ( $G_f$ ) devient négligeable. De ce fait, le prendre en considération pourrait conduire à des résultats trop conservatifs. Dans le cadre des essais présents, les écarts ne sont pas suffisamment grands pour considérer que cela impacte la fiabilité des modèles analytiques. Le fib Model Code, qui est le seul à prendre en compte la taille maximale des granulats pour le cas de la dalle S2B présente le meilleur rapport  $\frac{V_{exp}}{V_{fib}}$  (S2B) = 1.14. Dans le cas des dalles S17C et S17, les rapports sont conservatifs (1.17 et 1.2). Cela ne permet pas d'analyser convenablement la validité de l'utilisation du  $G_f$  pour ce modèle analytique.

La comparaison des résultats des modèles analytiques EC2, l'Annexe Nationale Française, l'ACI 318-04 et le Model Code 2010 est résumée sur la Figure 4-33. Pour les dalles sans charge axiale (**Figure 4-33 a**), l'ANF (AVG = 1.055, STD = 0.06) donne la meilleure corrélation avec les résultats expérimentaux, suivie du fib Model Code 2010 (AVG = 1.11, STD = 0.08). L'EC2 (AVG = 1.14, STD = 0.08) présente des résultats acceptables tandis que ceux de l'ACI sont plus conservatifs (AVG = 1.30, STD = 0.1).

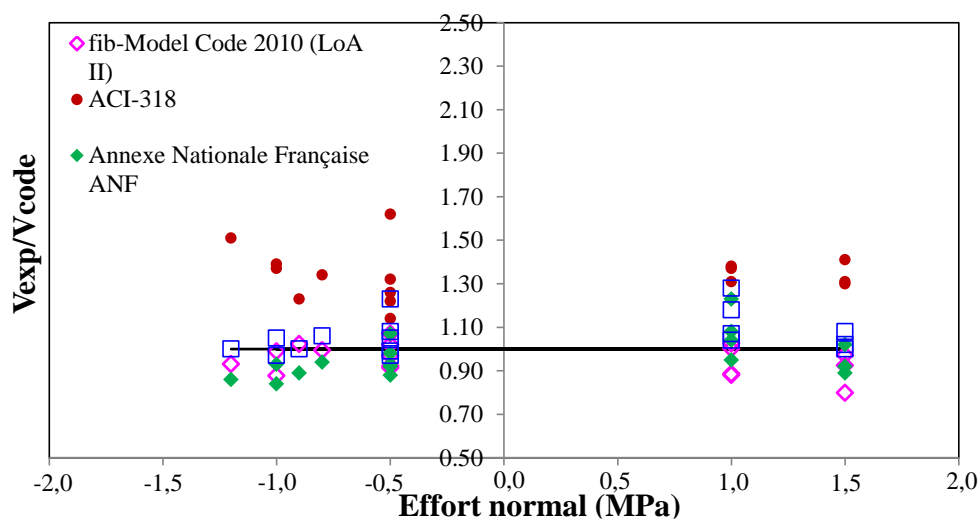




## Résultats expérimentaux



(b)



(c)

**Figure 4-33** Comparaison de l'Annexe Nationale Française, l'EC2, l'ACI 318-14 et le Model Code 2010 avec les résultats expérimentaux de dalles : un) sans charge axiale appliquée ; b) avec une charge axiale appliquée ; c) en fonction de la charge axiale.

Pour les dalles avec charge axiale (**Figure 4-33b**), l'ANF (AVG = 0.96, STD = 0.07) et le fib Model Code 2010 (AVG = 0.95, STD = 0.07) donnent des résultats qui surestiment la résistance au cisaillement des dalles ce qui peut donner lieu à questionner la fiabilité de ces modèles, cependant, appliquer un coefficient de sécurité suffisamment élevé peut pallier à ce contretemps (1.4 pour le fib Model Code et 1.29 pour l'ANF). L'Eurocode EC2 (AVG = 1.06, STD = 0.07) est

## Résultats expérimentaux

globalement acceptable, mais un peu risqué car il surestime un peu les capacités des dalles ST38 et ST12. La résistance au cisaillement de l'ACI semble largement sous-estimer les résultats ( $AVG = 1.33$  ;  $STD = 0.12$ ) surtout pour le cas des dalles soumises à un effort de traction où l'écart-type s'élève à 0.14 ce qui laisse à penser que ce modèle analytique ne parvient pas à cerner le comportement des dalles à une combinaison de traction et d'effort tranchant. En effet le modèle propose deux équations distinctes, non symétriques pour différencier le cas de l'effort normal de traction et celui de compression.

### 4.9.2 Evaluation des niveaux du Fib Model Code 2010

Dans cette partie, une comparaison de deux niveaux du Fib Model Code 2010 sera proposée : le niveau LOA (II) (niveau de base pour les dalles sans épingles et simplifié pour les dalles avec épingles) et le niveau LOA (III), niveau de bases pour les dalles avec épingles (voir section 2.8.2.2). Pour se faire, un graphique représentant les charges ultimes de cisaillement expérimentales en fonction des charges analytiques a été tracé.

#### Remarque :

Le nombre de dalles a été réduit par rapport à la totalité des essais. Ils ont également été comparés à l'AASHTO LRFD également issu de la CSCT :

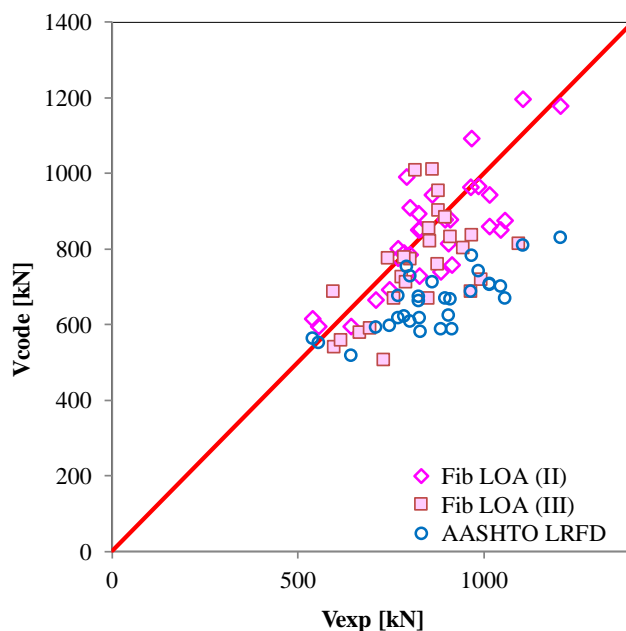


Figure 4-34 Courbes Charges analytiques des codes Fib LOA (II), LOA (III) et l'AASHTO LRFD

## Résultats expérimentaux

La **Figure 4-34** traduit les calculs des modèles de calcul basés sur la théorie de la fissure de cisaillement critique (CSCT). Il est apparu que le fib LOA(II) et le fib LOA (III) sont similaires pour la dispersion autour des valeurs expérimentales avec  $STD(LOAII) = 0.1$  et  $STD(LOA(III)) = 0.11$ . En revanche, le niveau III semble un peu plus conservatif avec une moyenne  $AVG = 1.1$  contre  $AVG = 0.99$ .

Par conséquent, pour le cas des dalles étudiées, utiliser le niveau de base LOA(III) pour calculer la résistance au cisaillement semble tout aussi pertinent que d'utiliser le niveau LOA(II).

En ce qui concerne l'AASHTO LRFD ( $AVG=1.3$ ,  $STD=0.16$ ), le modèle de calcul est conservatif mais permet néanmoins de réaliser une approche sécuritaire.

Le choix de l'AASHTO n'est pas anodin. Le calcul a été réalisé en utilisant la seule formule trouvée qui propose d'intégrer l'influence des épingles dans la résistance au cisaillement du béton seul (2.8.1.4). Néanmoins, le coefficient  $\frac{1300}{1000+sx_e}$  qui rend compte de l'absence de taux minimal d'épingles est supérieur à 1. Il majore ainsi l'effet de la résistance  $V_c$  lorsque le taux d'armatures d'effort tranchant est inférieur à la valeur minimale. A la lumière des résultats de la campagne expérimentale et de la littérature scientifique portant sur le sujet, cette forme de prise en considération est plutôt désavantageuse. En préservant ce facteur dans le deux cas, l'AASHTO devient moins conservatif :  $AVG= 1.2$ ,  $STD=0.12$ .

### 4.9.3 L'angle des bielles de compression

Par défaut, l'angle de compression des bielles de compression a été pris égal à  $45^\circ$ , minimisant ainsi la valeur de la résistance au cisaillement afin de maximiser le niveau de sécurité (4.9-2).

$$V_{stirrups} = \frac{A_v f_{yt} d_l}{s} \cot \theta \quad (4.9-2)$$

Pour étudier l'influence de ce paramètre, ses valeurs ont été variées à l'intérieur de l'intervalle autorisé :

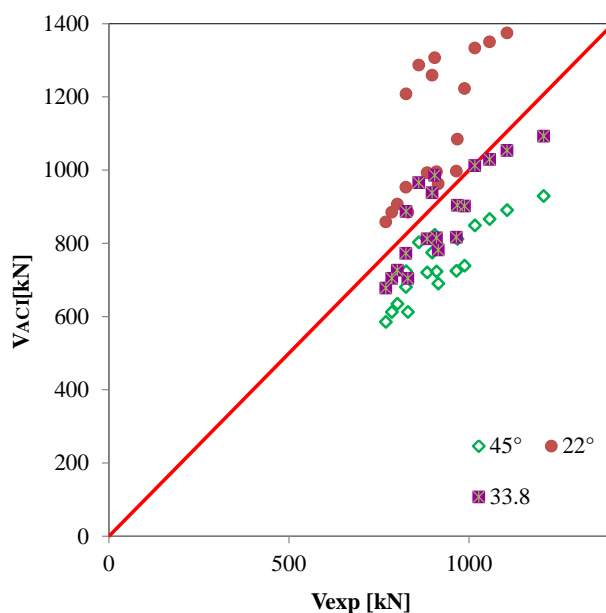
$$21.8^\circ \leq \theta \leq 61^\circ \quad (4.9-3)$$

Le modèle numérique choisi pour analyser ce paramètre est l'ACI 318-14, du fait qu'il soit le plus conservatif (**Figure 4-35**).

## Résultats expérimentaux

Il s'avère que réduire l'angle des bielles de compression diminue la charge de cisaillement ultime car les contraintes inclinées à reprendre par les armatures d'effort tranchant sont plus faibles (voir section 2.8.4), de telle sorte que la moyenne du rapport  $\frac{V_{test}}{V_{ACI}}$  chute à 0.83 pour  $\theta = 22^\circ$  et à 1.06 pour  $\theta = 33.8^\circ$  alors qu'elle valait  $AVG = 1.27$  quand  $\theta = 45^\circ$ .

En conclusion, bien que les règlements des modèles analytiques autorisent de choisir la valeur de  $\theta$  sur un intervalle assez important, se rabattre sur les valeurs supérieures demeure un choix avisé. En effet, supposer un angle  $\theta$  faible, signifie que les contraintes à reprendre par les épingles sont réduites.



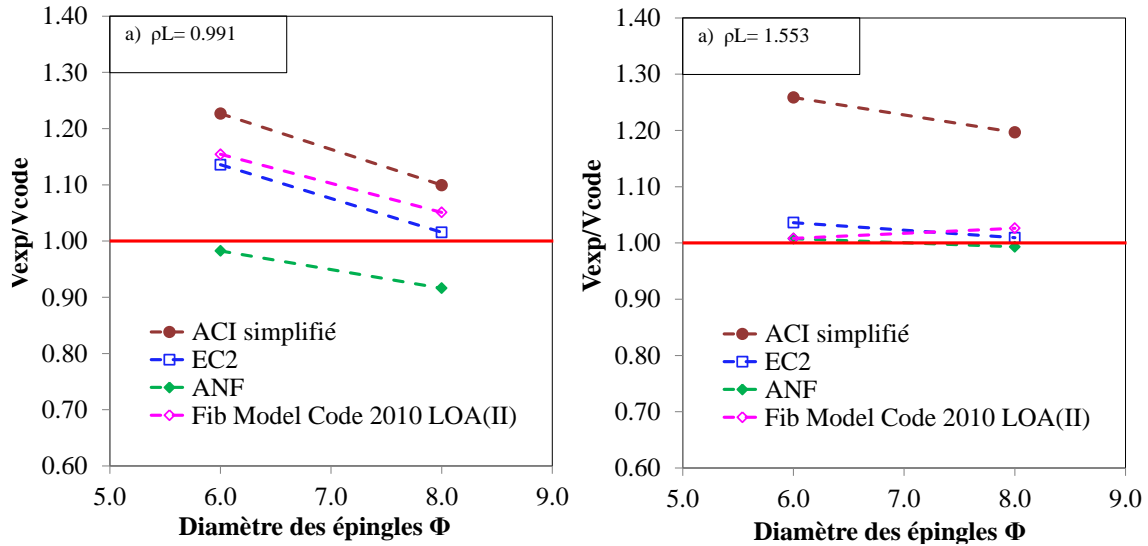
**Figure 4-35** Variation de la charge de cisaillement ultime selon l'ACI 318-14 en fonction de l'angle des bielles de compression

### 4.9.4 Interaction épingles-armatures longitudinales

Dans les résultats expérimentaux, il a été clairement démontré qu'il existe bien une interaction entre les épingles et les armatures longitudinales. En effet, augmenter le taux d'épingles (diamètres des barres plus élevé) entraîne une plus grande efficacité des armatures longitudinales par le mécanisme de goujon. Le but de cette partie est d'étudier l'influence de cette interaction sur les écarts entre les calculs analytiques et les résultats expérimentaux.

## Résultats expérimentaux

Pour cela, les données concernant les dalles S24, S25, S26 et S27 (série II) ont été reprises :



**Figure 4-36** Comparaison des résultats analytiques et expérimentaux en fonction du diamètre des épingles  $\Phi$  : a) Dalles S24 et S25  $\rho_l = 0.991$  et b) Dalles S26 et S27  $\rho_l = 1.553$

Dans la **Figure 4-36a**), pour un taux d'armatures longitudinales  $\rho_l = 0.991$ , il semble que lorsque le diamètre des épingles est augmenté, le rapport  $\frac{V_{exp}}{V_{code}}$  devient moins conservatif, ce qui signifie que l'effet bénéfique de l'augmentation de la taille des épingles sur le mécanisme de goujon n'est pas négligeable et sa prise en considération, surtout pour les modèles les moins conservatifs tels l'ANF peut s'avérer nécessaire. Néanmoins, pour les codes les plus conservatifs comme l'ACI 318-14, estimer qu'il n'y a que superposition de la résistance au cisaillement conférée par le béton à celle des épingles ne constitue pas un danger.

Dans la **Figure 4-36 b**), le taux d'armatures longitudinales est plus élevé  $\rho_l = 1.553$ , le phénomène observé dans la **Figure 4-36a**) avec un taux d'armatures longitudinales  $\rho_l = 0.991$  est moins évident à relever. Il s'avère, en effet que considérer la superposition de la résistance au cisaillement du béton seul et celles des épingles ne permet pas d'obtenir une meilleure précision au regard des incertitudes que peuvent connaître les essais. Ainsi, il semble pour des taux d'armatures longitudinales élevés, l'influence positive de l'augmentation du taux d'épingles connaît une saturation. Cette saturation est sans doute due à l'existence d'un palier d'efficacité du mécanisme de goujon pour les taux d'armatures longitudinales, comme cela a été décrit dans la section **2.4.2.1**.

#### 4.10 Synthèse des résultats expérimentaux

Dans ce chapitre, sont exposés les résultats expérimentaux des essais détaillés dans le chapitre 4 en mettant en évidence l'influence des épingles sur la résistance au cisaillement des dalles épaisses ainsi que sur leur ductilité, l'interaction des épingles avec les armatures longitudinales, l'effet d'un effort axial de compression ou de traction sur la résistance au cisaillement ainsi que son interaction avec les épingles.

Ces résultats sont comparés à l'état de l'art actuel ; en particulier les résistances au cisaillement expérimentales sont comparées aux valeurs de codes empiriques que sont l'ACI 318-14(ACI Committee 318 2014) et l'EC2(European Concrete Platform ASBL 2008), et sa variante de l'annexe française ainsi qu'aux résultats du modèle Fib Model Code 2010 (Sigrist et al., n.d.).

Pour analyser la résistance maximale au cisaillement et de la flèche induite, la solution élastique de Navier avec les équations de Fourier. Un écart de près de 124% entre la charge de rupture  $P_u$  maximale pour les dalles avec épingles et celle minimale pour les dalles sans épingles, ce qui démontre a priori qu'il existe bien des paramètres qui influent sur la résistance à l'effort tranchant des dalles épaisses.

Sur toutes les dalles, apparaissent des fissures de flexion suivies d'un schéma de fissuration ressemblant à du cisaillement bidirectionnel, mais présentant une fissure 3D prépondérante.

La fissure principale de rupture, proche de l'appui a une largeur supérieure à celle des fissures de flexion.

En outre, la présence d'épingles augmente le nombre de fissures diagonales qui ont plus le temps de se former dans une dalle équipée d'aciers à effort tranchant.

En appliquant un effort normal, de compression et de traction, il est noté que la traction augmente la fissuration de flexion horizontale et la verticalité des fissures de cisaillement.

D'ailleurs, la distance entre deux fissures de cisaillement est plus élevée en traction qu'en compression ce qui est conforme aux explications fournies par Collins et Bhide chapitre 2.6 .

Les déformations transversales, longitudinales et centrales sont mesurées sur 4 dalles (S2, S15, S24 et S26) et les courbes charge-déformations sont tracées pour chaque couple de dalles, les spécimens S2 et S15 ont le même taux d'armatures longitudinales et transversales alors que S24 et S26 ont un taux d'armatures longitudinales et transversales différent.

## Résultats expérimentaux

La présence d'armatures d'effort tranchant, permet de se rapprocher de la rupture en flexion, car elles augmentent la charge de rupture et donc la déformation des aciers de flexion. Des déformations plus importantes dans les armatures longitudinales et transversales influent sur la ductilité de la dalle à proximité de la rupture comme cela a été expliqué précédemment (2.3.2.5) et notamment dans les travaux de Hawkins (N. M. Hawkins 1974) et Husain (Husain and Eisa 2017).

Les jauges positionnées à côté du bord permettent de déceler, sur les jauges centrales, un léger saut de rigidité sur les dalles avec épingles. Ce saut de rigidité correspond à la reprise des efforts de la part des épingles à plus de 80-85% de la charge maximale.

Par ailleurs, les résultats montrent que plus les aciers se rapprochent de la zone de charge plus les déformations relevées sont conséquentes.

Ainsi, l'ajout d'épingles améliore non seulement la valeur de la charge de rupture, mais engendre en parallèle des déformations plus grandes dans les aciers longitudinaux et transversaux.

Les déformations des épingles mesurées sur les dalles S26 et S27 ont atteint leur limite d'élasticité qui est de 0.2% ce qui montre que ces armatures d'effort tranchant reprennent bien les contraintes de cisaillement et contrôlent les fissures diagonales qui les traversent jusqu'à la plastification.

En revanche, la dalle ST32, montre qu'à cause de l'effort tranchant, la structure atteint la charge maximale bien avant que les épingles aient plastifié. Il semblerait qu'appliquer un effort normal négatif, empêche les épingles de reprendre proprement les contraintes de cisaillement.

Les essais de compression et de traction, effectués sur une vingtaine de dalles, montrent que la force de traction axiale diminue la résistance au cisaillement et la rigidité de la structure, comme cela a été énoncé sans équivoque par les textes scientifiques (2.6). Cependant, grâce à cet effort axial, la ductilité s'est sensiblement améliorée, atténuant ainsi l'aspect rupture fragile des spécimens.

Par ailleurs les expériences réalisées en traction ne sont pas concluantes pour affirmer ou infirmer que l'ajout d'épingles intervient dans la réduction du cisaillement.

Contrairement au cas de traction axiale, il semble que l'ajout d'épingles améliore l'efficacité de la compression. Cependant, si la compression axiale améliore la résistance ultime au cisaillement, elle entraîne également des effondrements brutaux.

## Résultats expérimentaux

Les essais sur des dalles dépourvues d'épingles prouvent que l'augmentation du diamètre maximal des granulats augmente l'énergie de fissuration qui permet d'obtenir une charge de ruine plus importante. Le gain de cisaillement observé, est de l'ordre de 12%.

Les essais sur des dalles équipées d'épingles montrent que l'augmentation de la taille des granulats n'a plus d'effet sur le cisaillement. En effet, la propagation des fissures de cisaillement est d'ores et déjà régulée par la présence d'épingles.

Les résultats expérimentaux sont comparés aux prévisions basées sur l'Eurocode 2, l'Annexe Nationale Française et l'ACI 318-14. Pour les comparer aux résultats expérimentaux, la largeur de bande  $b_w$  est remplacée par le  $b_{eff}$  du règlement français. Pour comparer les données expérimentales aux prédictions analytiques, la valeur moyenne des propriétés du matériau mesuré est utilisée et tous les coefficients partiels de sécurité sont égaux à 1 ( $\gamma_c = 1$ ).

La force de cisaillement peut être exprimé par cette équation :

$$V_{total} = V_{shear(N_u=0)} + V_{stirrups} + V_{axial(\sigma_{cp} \neq 0)} \quad (4.10-1)$$

Pour le cas du fib Model Code 2010, le niveau appliqué est le LOA (II) (voir section 2.8.2.2). Les résultats montrent que globalement l'approche française ANF (AVG = 1.00, STD = 0.08) et le fib Model Code 2010 (AVG = 1.02, STD = 0,11) donnent des résultats très proches des valeurs expérimentales. L'EC2 (AVG = 1.09, STD = 0.08) donne également des résultats acceptables avec des marges de sécurité raisonnable. Cependant l'ACI 318-14 (AVG = 1.31, STD = 0.11) par rapport aux autres codes, donne des résultats conservatifs ceci correspond aux conclusions des scientifiques qui ont comparé ces trois codes, notamment Kuchma (Kuchma et al. 2008), Gurutzega (Gurutzega et al. 2015) et Mari (Mari et al. 2016).



## **Chapitre 5: Bibliographie de la modélisation numérique**

La campagne expérimentale s'intègre aux travaux de nombreux chercheurs sur le comportement au cisaillement de structures en béton armé. Ils ont permis d'une part, de déterminer les facteurs qui influencent réellement la résistance au cisaillement des dalles avec et sans épingles et d'autre part de jauger de l'efficacité de modèles analytiques empiriques comme l'EC2 et sa variante de l'Annexe Nationale Française, l'ACI 318-14 ou encore de modèles mécaniques issus de la CSCT tels que le fib Model Code 2010 ou l'AASHTO LRFD.

Néanmoins, les bases de données existantes d'essai de cisaillement, sont insuffisantes pour rendre compte de tous les aspects des mécanismes de transfert de contraintes de cisaillement et doivent être complétés par les analyses par éléments finis (EF) qui fournissent un aperçu du comportement structurel. En effet, d'une part l'analyse non linéaire par éléments finis (EF) peut mettre en évidence le comportement des fissures, les déplacements et les mécanismes de ruptures possibles et d'autre part celle-ci permet de s'affranchir d'études expérimentales coûteuses.

Par ailleurs, la mise en place d'un outil numérique d'une analyse EF nécessite de surmonter trois difficultés principales :

- Le choix d'un modèle numérique de béton capable de reproduire le phénomène de rupture des dalles en béton armé sous sollicitations de cisaillement sachant qu'il existe plusieurs modèles numériques de simulations EF, provenant de différentes théories comme l'élasticité non linéaire, la plasticité, la mécanique de l'endommagement, ou le couplage élasto-plastique avec endommagement.
- La mise en œuvre de procédures de résolution nécessitant un algorithme de résolution non linéaire adéquat et un temps de calcul associé le moins élevé possible pour éviter les difficultés de convergence.
- Le bon choix des types d'éléments finis discrétisant la structure. Un mauvais choix pourrait entraîner un comportement structurel irréaliste.

Des modèles numériques à approche continue provenant des théories de l'endommagement, de la plasticité et du couplage élastoplastique-endommagement qui sera utilisé dans les simulations de ce travail, seront présentés. Ensuite, le phénomène de localisation dans les milieux adoucissant pour introduire une technique de régularisation afin d'obtenir des résultats numériques objectifs vis-à-vis du maillage EF, sera abordé et les méthodes de régularisation telles que la méthode de régularisation énergétique, la théorie non locale intégrale, la formulation en gradient et la théorie du second gradient seront présentées.

Le logiciel à éléments finis ABAQUS sera utilisé pour étudier la réponse structurale des dalles et leur mode de rupture sous sollicitation statique de cisaillement. Ce modèle est élastoplastique avec endommagement disponible dans ABAQUS, et est connu sous le nom de Concrete Damaged Plasticity (CDP). Les lois de comportement du béton sont associées à un critère de régularisation énergétique, lié à l'énergie de fissuration du béton  $G_f$  introduite par Hillerborg et Bazant et Oh, (Bažant and Oh 1983) (cf. ). Ceci devrait permettre de diminuer le phénomène de localisation qui apparait dans la phase adoucissante du comportement uni axial du béton et l'impact du maillage sur les résultats. Le modèle CDP est ensuite comparé à un autre modèle numérique de béton également disponible dans ABAQUS : le Concrete Smeared Cracking model (CSC).

Les simulations seront réalisées en combinant au modèle de béton choisi, une technique de résolution quasi-statique dans ABAQUS/Explicit.

### 5.1 Comportement mécanique du béton

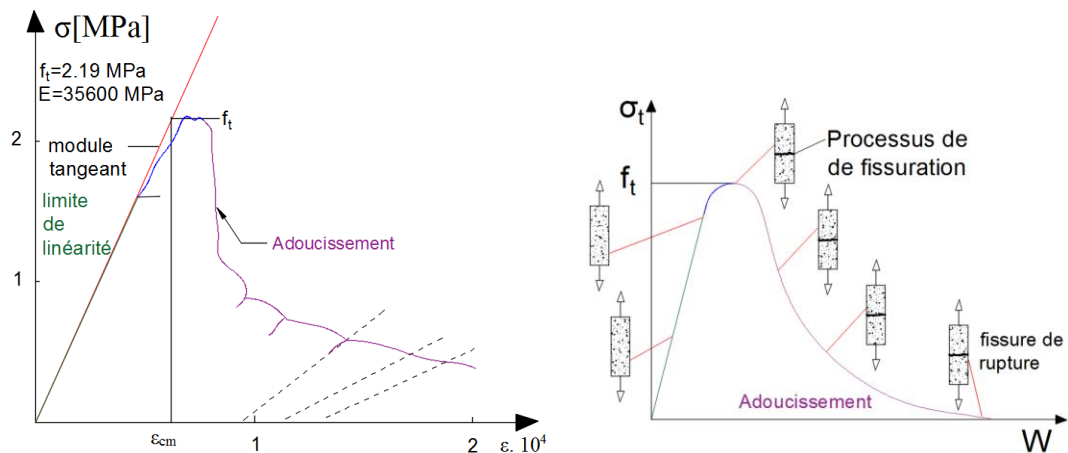
Les essais expérimentaux sont réalisés sur des éprouvettes de béton pour obtenir des informations sur le comportement du béton, stockées dans une base de données. Elles se basent sur 2 essais à effectuer : la traction uniaxiale et la compression uniaxiale.

#### 5.1.1 Traction et compression uni axiale

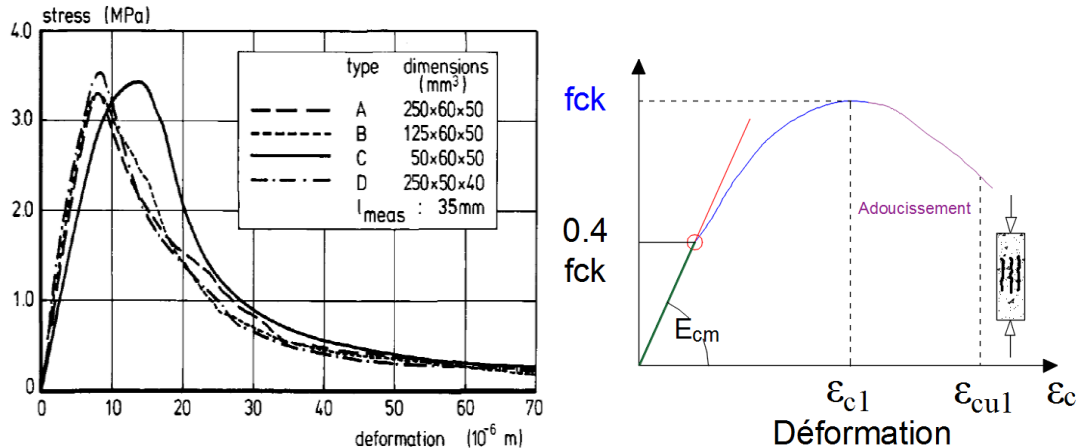
Les courbes de traction et de compression uni axiale (**Figure 5-1** et **Figure 5-2**) sont similaires en dehors du fait que la charge de rupture en compression est très élevée par rapport à la traction. Le **Tableau 5-1** résume le comportement du béton observé :

**Tableau 5-1** Récapitulatif des essais caractéristiques et des différentes phases d'évolution

Contrainte appliquée	Références	Phases
Traction uni axiale	(Terrien 1980), (J. Mazars, Berthaud, and Ramtani 1990), (Ramtani 1990), (Gérard 1996)	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Comportement élastique ;</li> <li>✓ Stabilisation avec développement de microfissures ;</li> <li>✓ Adoucissement</li> </ul>
Compression uni axiale	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Comportement global (Van Geel 1998);</li> <li>- Formation des fissures (Kaufmann 1998)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Comportement élastique ;</li> <li>✓ Stabilisation avec développement de microfissures ;</li> <li>✓ Adoucissement</li> </ul>



**Figure 5-1** Mode de rupture macroscopique sous traction uni axiale : (a) Comportement global (Terrien 1980);(b) Formation et propagation des fissures (Björnström, Ekström, and Hassanzadeh 2006)



**Figure 5-2** : Mode de rupture macroscopique sous compression : a) pour différentes dimensions d'éprouvettes (HORDIJK 1991) b) évolution de la courbe charge-déformation

Pendant la croissance des fissures (phase post-pic), la capacité de charge du béton diminue progressivement lorsqu'elle atteint une certaine limite de déformation (Figure 5-1 et Figure 5-2). Terrien (Terrien 1980) a observé une diminution de la rigidité du matériau (endommagement ou encore dégradation du matériau), dans la phase d'adoucissement et une diminution de la pente de la réponse contrainte-déformation par l'exécution de cycles de charge-décharge, à niveau de dégradation constant (lignes en pointillés, a),

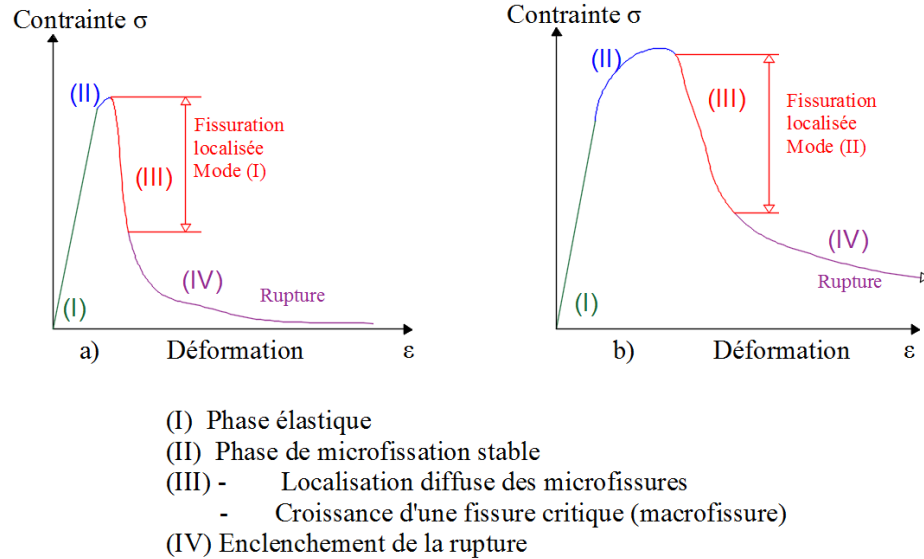
Ces observations sont confirmées sous des chargements en compression et en traction par (Bažant (Bažant 1976), Torrenti et al. (Torrenti, Benaija, and Boulay 1993), Markeset et Hillerborg, (Markeset and Hillerborg 1995), Jansen et Shah, (Jansen and Shah 1997)).

Sur la Figure 5-2a), pour différentes tailles d'échantillon, un comportement quasi-identique avant le pic de la courbe est observé. Celui-ci devient différent pour les diverses tailles d'échantillons au niveau de la phase post-pic. Hordijk, (Hordijk 1991) et Van Mier et al. (J. G. Van Mier, Schlangen, and Vervuurt 1996) fournissent des informations détaillées sur l'effet de la taille des spécimens et des conditions aux limites sur le comportement adoucissant du béton.

### 5.1.1.1 Positionnement de la déformation (endommagement)

En traction, la déformation est localisée dans une bande étroite (mode I de localisation) puis en compression, le long de bandes de cisaillement (mode II de localisation, mode de cisaillement plan où les contraintes tangentielles ouvrent la fissure).

Van Mier (van Mier 2008) montre à quel niveau se situe la microfissuration dans les relations de comportement du béton en traction et en compression (**Figure 5-3**) .



**Figure 5-3** : Processus de rupture du béton :(a) sous traction uni axiale; (b) compression uni axiale (**van Mier 2008**)

### 5.1.1.2 Energie de rupture $G_f$

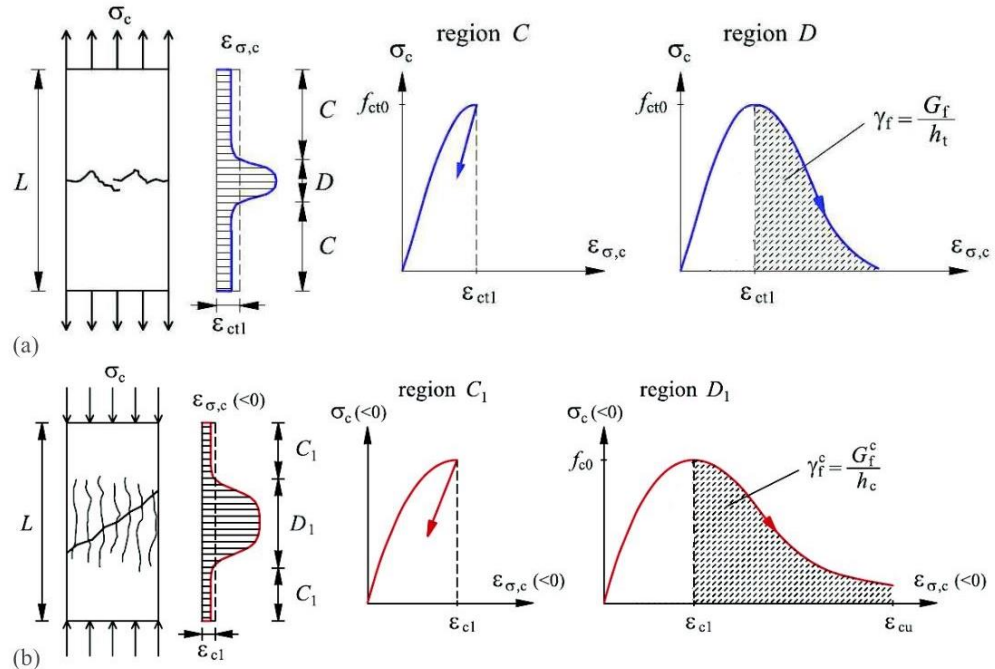
Les énergies de rupture du béton en traction  $G_f$  et en compression  $G_f^c$  déterminées en écrivant l'égalité du travail  $W_f$  nécessaire à la rupture de l'échantillon et du travail nécessaire à la rupture de la zone de localisation (région IV sur la **Figure 5-4**) sont telles que :

$$G_f = \frac{W_f}{A} = h_t \times \gamma_f \quad (5.1-1)$$

$$G_f^c = \frac{W_f^c}{A} = h_c \times \gamma_f^c \quad (5.1-2)$$

$h_t$  : longueur caractéristique de la zone de localisation

$\frac{G_f}{h_t} = \gamma_f$  : aire de la partie adoucissante de la relation de comportement (aire sous la courbe post-pic)



**Figure 5-4** : Localisation de la déformation dans le béton : (a) sous traction uni axiale ; (b) sous compression uni axiale, adapté de Markovic et al. (Markovič et al. 2012) par Nana (NANA 2017)

Bažant et Kazemi (Bažant and Kazemi 1991), Guo et Gilbert (Guo and Gilbert 2000). Feenstra (P. H. Feenstra 1993) proposent la relation : .

$$G_f^c = 50 - 100G_f \quad (5.1-3)$$

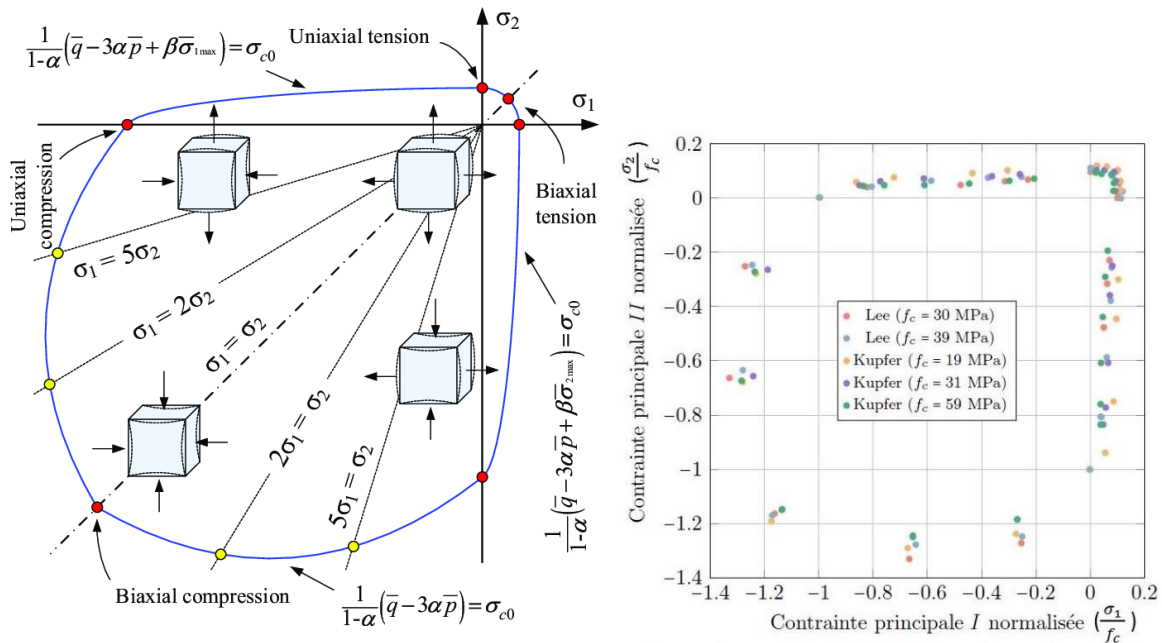
L'énergie de rupture en traction du béton normal varie de 39 N/m selon Maturana et al. 1990 (Maturana, Planas, and Elices 1990), à 63.5 N/m selon Bažant et Pijaudier-Cabot, 1989 (Bažant and Pijaudier-Cabot 1989) ou encore 144.2 N/m selon Cifuentes et al. (Cifuentes, Alcalde, and Medina 2013). Le CEB-FIP Model Code, (CEB-FIP Model Code 1990 1993) propose une formule permettant de calculer l'énergie de fissuration en fonction de la taille des granulats et de la résistance en compression du béton. L'énergie de rupture en compression est d'environ 20000 N/m selon Jansen et Shah (Jansen and Shah 1997) et compris entre 10000 et 25000 N/m selon Feenstra (P. H. Feenstra 1993).

Comme plusieurs auteurs proposent différentes valeurs d'énergie de rupture, il est nécessaire de se donner la valeur de l'énergie réelle de rupture du béton d'une structure à étudier

dans le cadre de simulations numériques avancées et ceci en réalisant in situ un essai de traction directe ou de flexion sur poutre entaillée, ou en s'adjuant une valeur suffisamment fiable.

### 5.1.2 Comportement du béton sous contraintes biaxiales

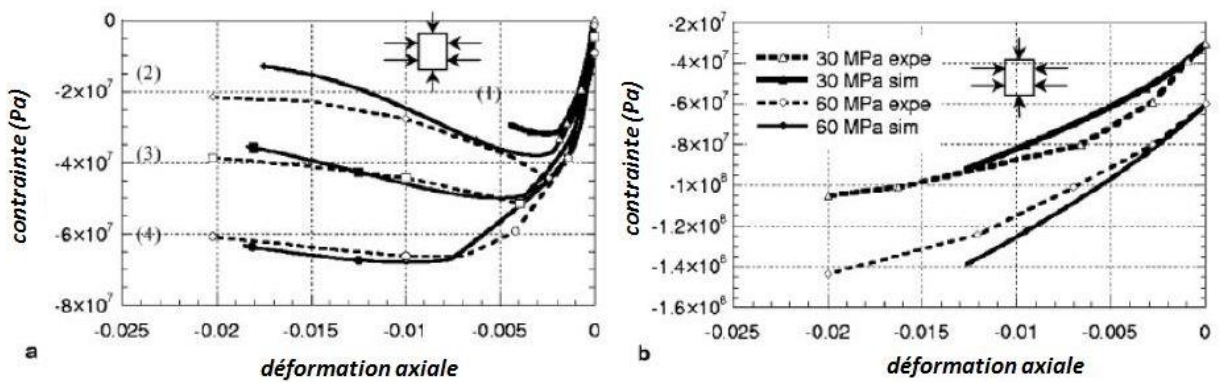
Les campagnes d'essais biaxiaux (compression biaxiales, traction biaxiales, compression et traction combinées) en contrainte plane réalisés par Lee et al (S.-K. Lee, Song, and Han 2004), Kupfer et al. (H. Kupfer, Hilsdorf, and Rusch 1969) (**Figure 5-5**) et ceux également réalisés par Kupfer et Gerstle (H. B. Kupfer and Gerstle 1973) ou encore Van Mier (J. G. M. Van Mier 1984) permettent de visualiser la forme de la surface de chargement à la rupture.



**Figure 5-5 :** Surface de chargement à la rupture (contraintes maximales) en état plan de contraintes biaxiales, résultats de Chi et al (Chi et al. 2017) et Kupfer et al. (H. Kupfer, Hilsdorf, and Rusch 1969)

### 5.1.4 Comportement du béton sous contraintes triaxiales

Le comportement du béton sous chargement triaxial a été étudié par Attard et Setunge, (Attard and Setunge 1996), Jamet et al. (Jamet, Millard, and Nahas 1984), Ramtani, 1990 (Ramtani 1990), Sfer et al. (Sfer et al. 2002), Jason et al. (Jason et al. 2006), Imran et Pantazopoulou, (Imran and Pantazopoulou 1996). Jamet et al. (Jamet, Millard, and Nahas 1984), Ramtani, (Ramtani 1990) et Jason et al. (Jason et al. 2006) ont effectué des essais triaxiaux avec une gamme de pression inférieure à 100 MPa qui montrent que le pic de contrainte augmente lors de l'augmentation du confinement.



**Figure 5-6 :** Essai triaxial avec augmentation du confinement : (a) faibles pressions hydrostatiques (1) 0 MPa, (2) 1.5 MPa, (3) 4.5 MPa, (4) 9 MPa ;(b) pressions hydrostatiques élevées 30 MPa et 60 MPa.

### 5.2 Modélisation du comportement mécanique du béton

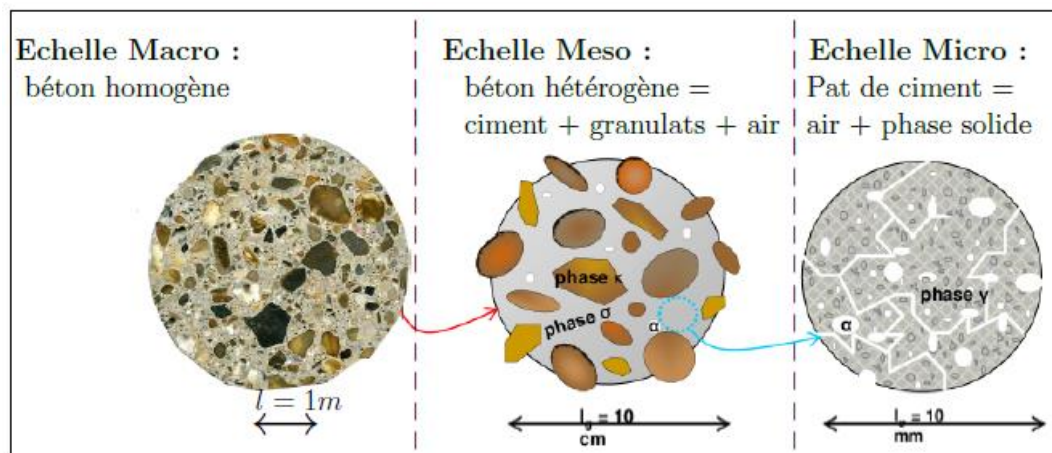
Le béton étant très utilisé dans la construction, il a fallu développer des modèles prédisant ou permettant d'analyser le comportement de structures en béton. On trouve ainsi dans la littérature de nombreux modèles numériques de comportement du béton caractérisant les différents aspects liés à son comportement mécanique (élasticité, plasticité, rupture, phénomène de localisation, endommagement...).



### 5.2.1 Echelle d'étude

L'hétérogénéité influe sur le comportement mécanique du béton mais elle varie avec l'échelle de la microstructure. Wittmann, (Folker H. Wittmann 1983) propose l'échelle micro, méso et macro (**Figure 5-7**) pour modéliser le comportement du béton.

- A l'échelle micro, le béton est une structure sous forme de pâte de ciment durcie fortement hétérogène,
- A l'échelle méso, échelle intermédiaire, le béton est une structure formée de granulats incorporés dans la matrice de ciment avec des zones d'interface matrice-granulats.
- Enfin à l'échelle macro, le béton est un matériau continu homogène sur lequel la théorie des milieux continus est applicable.



- **Figure 5-7** Différentes échelles structurales du béton : Macro, méso et micro (Musielak (Musielak 2012))

L'échelle macro est considérée comme échelle d'étude appropriée pour les simulations numériques des dalles en béton armé car elle présente un niveau de description suffisant tout en limitant considérablement les temps de calculs.

### 5.2.2 Modélisation de la fissuration

Le matériau béton étant considéré comme homogène et isotrope, la méthode des éléments finis (MEF) est la technique adéquate pour modéliser la fissuration du béton. Néanmoins

la fissure est une discontinuité géométrique tandis que la méthode des éléments finis se base sur la mécanique des milieux continus.

Pour contourner cette difficulté, deux principales approches peuvent être mises en œuvre :

- L'approche discontinue dans laquelle la fissure est introduite explicitement au travers d'une discontinuité,
- L'approche continue décrivant la fissuration de manière diffuse dans un milieu continu.

### 5.2.2.1 Approches discontinues (Discrete Crack)

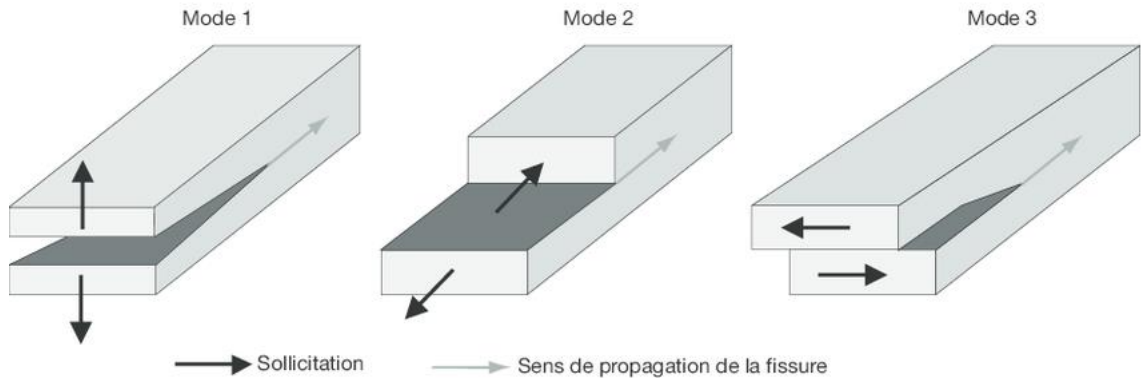
La progression de l'endommagement dans le béton est due à des assemblages de microfissures pour former une ou plusieurs macro-fissures. Dans les approches discontinues, seule la propagation d'une macro-fissure est simulée et la microfissuration n'est pas visualisée. La modélisation de la fissuration peut s'effectuer de deux manières différentes :

- la position initiale de la fissure et son chemin sont connus d'avance et celle-ci est modélisée Rots, (Rots 1988).
- En utilisant des techniques de remaillage et en se basant sur un calcul de contraintes, la direction de propagation de la fissure est estimée et un nouveau maillage est régénéré Ngo et Scordelis (Ngo and Scordelis 1967), Ingraffea et Saouma (Ingraffea and Saouma 1985).

Les différentes approches discontinues relevées dans la littérature sont résumées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 5-2** Récapitulatif des approches discontinues dans la littérature

<b>Approche</b>	<b>Référence</b>	<b>Théorie et modèle</b>	<b>Appréciation</b>
Mécanique linéaire élastique de rupture	Griffith, (Alan A. Griffith 1921)	Propagation de la fissure prise en compte lorsque $G=G_c$ ; $G_c$ taux de restitution d'énergie critique	Peu adaptée pour décrire le comportement à la rupture des structures en béton car zone micro-fissurée non prise en compte
Mécanique linéaire élastique de rupture	Kirwin, (IRWIN 1957)	Le taux de restitution d'énergie peut s'exprimer en fonction des facteurs d'intensité de contrainte par : $G = \frac{(K_I^2 + K_{II}^2)}{E'} K_I$ et $K_{II}$ : facteurs d'intensité de contrainte en mode mixte d'ouvertures de fissures (mode I et mode II respectivement <b>Figure 5-8</b> ).	Peu adaptée pour décrire le comportement à la rupture des structures en béton car zone micro-fissurée non prise en compte
Modèle de fissure fictive	Hillerborg et al. (Arne Hillerborg, Modéer, and Petersson 1976)	Introduction de la zone de microfissuration en pointe de fissure de manière fictive ; modèle à zone cohésive, considéré comme une amélioration de la mécanique linéaire de la rupture ( <b>Figure 5-9</b> ).	Modèle cohésif de Hillerborg et al. 1976(Arne Hillerborg, Modéer, and Petersson 1976) nécessite d'imposer initialement son trajet, ou d'utiliser des techniques de remaillage lourdes et coûteuses en temps de calcul.
Modèle Extended Finite Element Method	Moes et al. (Moës, Dolbow, and Belytschko 1999)	Champ de déplacement discontinu de part et d'autre de la fissure ; considéré comme la somme d'un champ continu et d'un champ discontinu, où l'enrichissement X-FEM se fait localement, près de la fissure.	L'implantation d'une telle approche nécessite des changements importants dans le code de calcul pour permettre d'introduire au cours du calcul des degrés de liberté additionnels aux nœuds à enrichir.
Modèle Smoothed Particle Hydrodynamics	Lucy, (Lucy 1977)et Gingold et Monaghan, 1977(Gingold and Monaghan 1977)	Méthode, dite Lagrangienne, suit l'évolution d'éléments matériels au lieu de suivre l'évolution d'éléments de volume fixe par rapport à un référentiel, une grille par exemple.	Méthode utilisée dans les domaines des impacts d'hautes vitesses, d'explosions, ruptures, perforations et de fragmentations



**Figure 5-8 :** Les trois modes de sollicitation d'une fissure

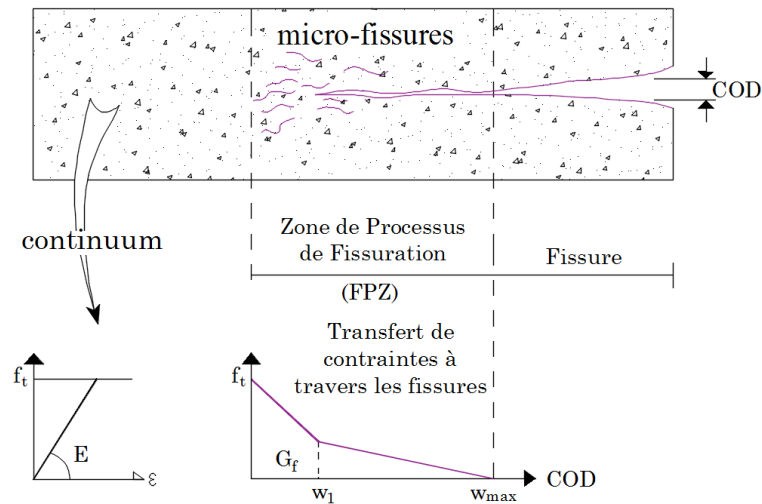


Figure 5-9 : Modèle de fissure fictive de Hillerborg (Arne Hillerborg, Modéer, and Petersson 1976)

### 5.2.2.2 Approches continues (Smeared crack)

Les approches continues se basent sur l'idée de l'assemblage des microfissures pour constituer une ou plusieurs macro-fissures. Le modèle de fissuration continue simule le processus de détérioration en introduisant des variables internes qui représentent les dégradations et agissent sur le comportement du matériau à l'échelle macroscopique, de façon à étaler les fissures sur un domaine continu.

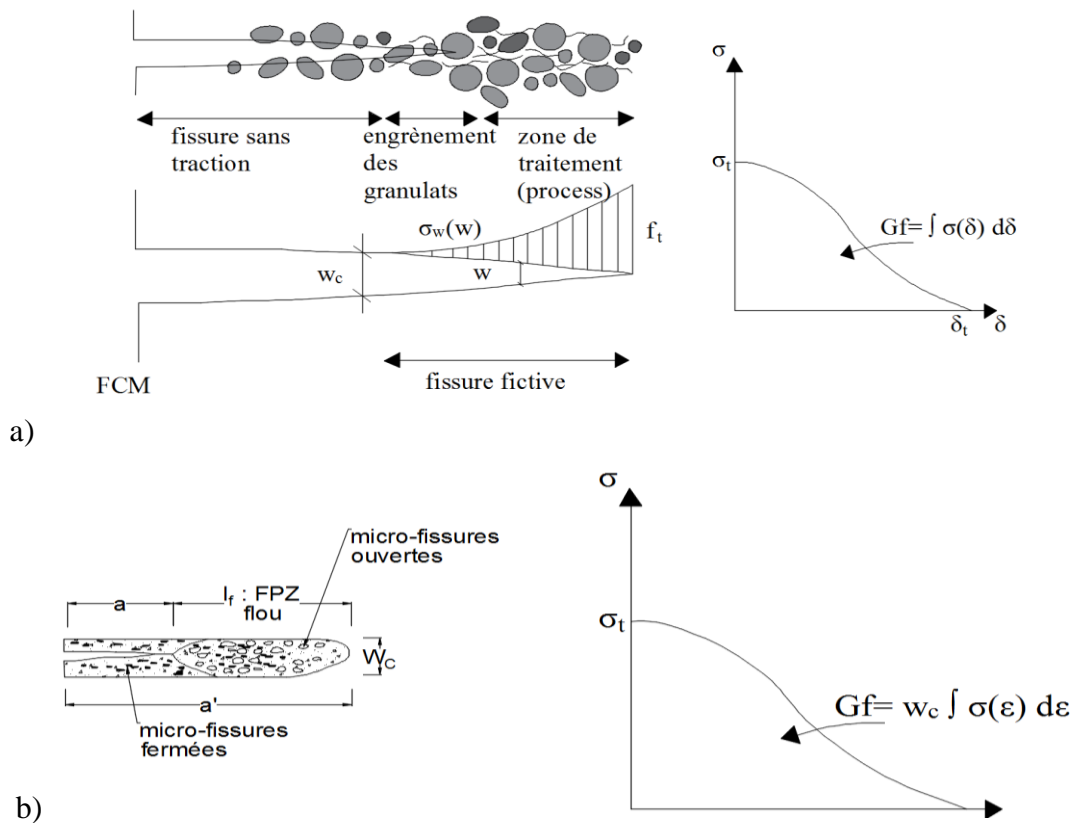
Le gros inconvénient des modèles continus en éléments finis est la forte sensibilité des résultats par rapport à la taille et à l'orientation du maillage, en raison du comportement adoucissant du béton qui peut être atténué en utilisant soit la technique de régularisation par l'énergie de rupture  $G_f$ , soit d'autres techniques de régularisation plus approfondies qui seront présentées dans les prochaines sections.

Les différentes approches continues relevées dans la littérature sont résumées dans le **Tableau 5-3**:

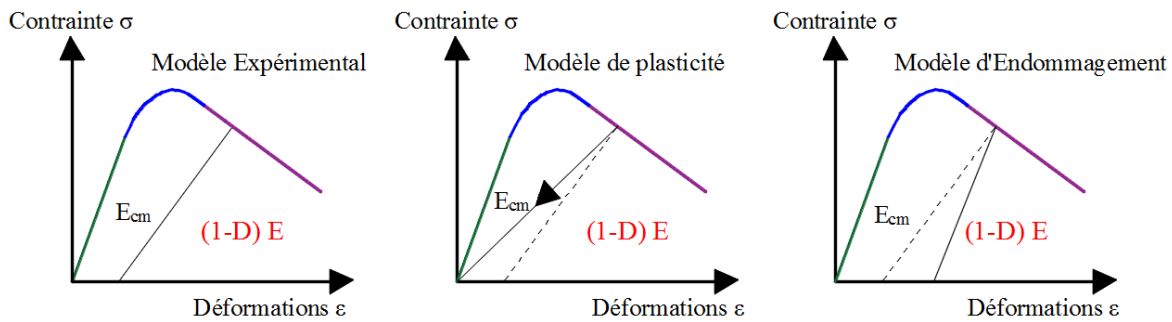
**Tableau 5-3** Récapitulatif des approches continues dans la littérature

Approche	Référence	Théorie et modèle	Appréciation
Modèle de fissuration par bande	Bazant et Oh, (Bazant and Oh 1983).	Représentation de la zone micro-fissurée et du développement de la macro-fissure dans une approche continue avec le saut de déplacement observé retranscrit en déformation ( <b>Figure 5-10</b> ). L'équivalence avec le modèle discontinu de Hillerborg et al. 1976 (Arne Hillerborg, Modéer, and Petersson 1976) est donnée par : $w_c = l \times \epsilon^f$ avec $l$ : largeur de la bande de fissuration.	Forte sensibilité des résultats par rapport au maillage
Modèles d'endommagement	Lemaitre et Chaboche, (Lemaitre and CHABOCHE 1978) Mazars, (Jacky Mazars 1984), La Borderie, (La Borderie 1991) et Desmorat et al. (Desmorat, Gatuingt, and Ragueneau 2007) ;	Les modèles d'endommagement introduisent l'apparition des non linéarités et leur développement en simulant la perte de rigidité du matériau au cours du chargement. L'endommagement est représenté au travers d'une variable d'endommagement $D$ , scalaire dans le cas isotrope ou matriciel dans le cas contraire. Il agit sur le comportement du matériau en modifiant ses caractéristiques mécaniques. Dans le cas de l'isotropie la relation contrainte-déformation s'écrit : $\sigma_{ij} = (1 - D)E_{ijkl}\epsilon_{kl}^e$ $D = \frac{S_d}{S}$ $S_d$ : surface occupée par la micro-fissuration et $S$ la surface totale.	Forte sensibilité des résultats par rapport au maillage et surévaluation de la valeur d'endommagement par rapport à l'expérience. Modèles inappropriés pour décrire les déformations irréversibles.
Modèles de plasticité	Drucker et Prager, (Drucker and Prager 1952) et de Willam et Warnke, (William and Warnke 1975).	Les déformations plastiques sont associées à la définition d'une fonction de charge. Les principaux éléments d'un modèle issu de la théorie classique de la plasticité sont : un critère de plasticité, une règle d'écoulement et une fonction d'écrouissage.	La valeur des déformations plastiques dans le domaine d'adoucissement est surestimée contrairement à l'expérience. Modèles non adaptés à l'étude des structures en béton soumises à des chargements cycliques.

Approche	Référence	Théorie et modèle	Appréciation
Couplage de l'élasticité et de l'endommagement	(Simo and Ju 1987), (Ju 1989), (Jacky Mazars and Pijaudier-Cabot 1989), (Hansen et Schreyer, (Hansen and Schreyer 1992), Jason, , Jason et al. 2006 (Jason et al. 2006), Lee et Fenves,(J. Lee and Fenves 1998),	Couplage de l'endommagement avec la plasticité (modèles de rupture ductile). Introduction de la contrainte effective dans les équations de plasticité. Introduction de deux variables d'endommagement, l'une pour l'endommagement en traction et l'autre pour l'endommagement en compression, et d'une fonction de charge avec des variables d'écroutissage pour tenir compte des différents états de dégradation du matériau (modèle élasto-plastique de Lee et Fenves, 1998(J. Lee and Fenves 1998)	Pris séparément, les modèles de plasticité et d'endommagement ne peuvent pas rendre compte de la pente de déchargement ( <b>Figure 5-11</b> ) Avantages dans la mise en œuvre numérique.



**Figure 5-10** Modélisation de la zone de fissuration, adapté de Bhattacharjee (**Bhattacharjee 1994**) et Lopez (**López 2017**) : (a) modèle de fissuration par bande (approche continue) ; (b) modèle de fissuration fictive (approche discontinue)



**Figure 5-11** : Comparaison des modèles de plasticité et d'endommagement

### 5.1.3 Etude des problèmes de localisation

La simulation numérique du comportement non linéaire du béton dans une approche continue est confrontée au phénomène de localisation des déformations et de l'endommagement dû à la présence de l'adoucissement. Benallal (A. Benallal, Billardon, and Geymonat 1993) ont montré que l'adoucissement entraîne une perte d'ellipticité des équations d'équilibre lors d'une analyse quasi statique (perte d'hyperbolicité pour une analyse dynamique) ce qui conduit à un problème mal posé, admettant donc une infinité de solution. D'un point de vu numérique, la difficulté se traduit par une forte dépendance des résultats par rapport à la finesse et à l'orientation du maillage dans un calcul par éléments finis. Dans une modélisation par éléments finis classique, les déformations sont localisées dans une bande dont l'épaisseur est contrôlée directement par la taille des éléments finis. L'énergie de rupture étant liée à la taille de la zone de localisation, si la taille des éléments finis tend vers zéro, une structure pourrait atteindre la ruine sans dissiper de l'énergie, ce qui n'est pas acceptable physiquement Hillerborg et al. (Arne Hillerborg, Modéer, and Petersson 1976), Bazant (Bažant 1976), Benallal (Ahmed Benallal, Billardon, and Doghri 1988).

Pour remédier à ce problème ; trois approches ont été développées :

- La méthode de régularisation énergétique fondée sur l'utilisation de l'énergie de rupture  $G_f$ , Hillerborg (Arne Hillerborg, Modéer, and Petersson 1976), Bazant (Bažant and Oh 1983).
- La méthode d'enrichissement du modèle continu illustrée par la théorie non locale intégrale de Pijaudier-Cabot et Bazant (Pijaudier-Cabot and Bažant 1987) et la formulation en gradient de Peerlings (Peerlings et al. 1996).

- La méthode de l'enrichissement de la cinématique du modèle numérique illustrée par les travaux de Cosserat et Cosserat (Cosserat and Cosserat 1909) et plus récemment par la théorie du second gradient de Chambon (Chambon, Caillerie, and Matsuchima 2001).

Ces méthodes sont énoncées dans le

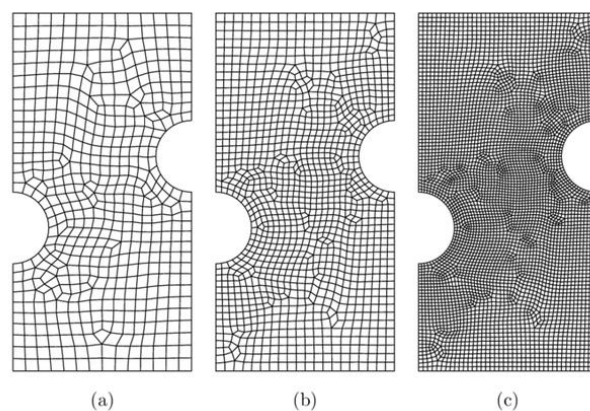
**Tableau 5-4:**

**Tableau 5-4** Récapitulatif des méthodes de régulation

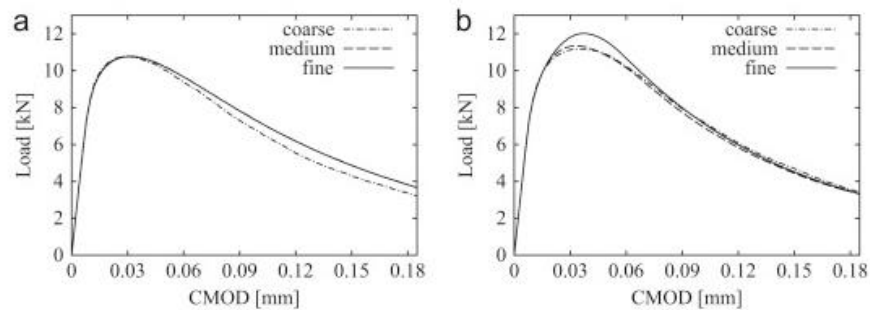
Méthode de régularisation	Référence	Théorie et modèle	Appréciation
Régularisation énergétique	(Arne Hillerborg, Modéer, and Petersson 1976) (Bažant and Oh 1983), (Rots 1988).	Utilisation de l'énergie de fissuration $G_f$ comme paramètre de régularisation afin de remédier au problème de localisation lors d'un calcul de structure.	Réponse charge-déplacement non indépendante du maillage. Problème mathématique (perte d'ellipticité) non résolu car mal posé, admettant une infinité de solutions.
Régularisation par formulation en gradient explicite	(Rogula 1982) (Peerlings et al. 1996) (Askes and Sluys 2002) (Simone et al. 2004)	Introduction en chaque point de l'influence du voisinage en incorporant des termes de gradients (d'ordre 1 ou supérieur) dans le modèle constitutif. Développement en série de Taylor	les formulations de type gradient explicite sont à classer parmi les formulations de type faiblement non local. Une formulation explicite conduit à une instabilité mécanique dans la phase d'écroutissage positive
Régularisation par formulation en gradient implicite	(Peerlings et al. 1996)	La formulation implicite est obtenue en prenant le Laplacien de la formulation explicite.	La formulation implicite respecte la condition d'égalité entre les champs locaux et non locaux quand l tend vers zéro.
Régularisation par enrichissement cinématique : théorie du second gradient [Chambon et al. 2001	Cosserat and Cosserat 1909) (Chambon, Caillerie, and Matsuchima 2001) (Kotronis et al. 2005) (Fernandes, Chavant, and Chambon 2008)	Le champ supplémentaire décrivant la cinématique microscopique est choisi comme le champ de déformation macroscopique : d'après ce qui précède, cela revient donc à introduire le gradient de la déformation (i.e. le second gradient du déplacement $\nabla \nabla u_i = \frac{\partial^2 u_i}{\partial x_j \partial x_k}$ ) dans les équations décrivant le problème mécanique	Même si ces modèles sont efficaces du point de vue de la régularisation, ils restent complexes dans leur utilisation à cause des différentes lois de comportement à concevoir et de la discrétisation par la méthode des éléments finis en 3D qui induit l'ajout de degrés de liberté supplémentaires par nœud correspondant aux composantes $\frac{\partial u_i}{\partial x_j}$ ; ce qui augmente considérablement les temps de calcul.
Méthode de régularisation énergétique Vs régularisation par théorie non locale intégrale [Xenos et Grassl, 2016]	D Xenos and Grassl 2014) (Dimitrios Xenos and Grassl 2016) (Bažant and Oh 1983) (Grassl et al. 2013) (Grassl and Jirásek 2006) (Leonhardt and Walther 1962)	Etude de la performance d'une méthode de régularisation non locale pour modéliser la rupture des structures en béton armé, comparaison des résultats à ceux obtenus avec l'approche de régularisation énergétique et combinaison avec un modèle élasto-plastique avec endommagement ; modélisations effectuées sur une poutre en béton armé issue de la série d'essais expérimentaux rapportées dans Leonhardt et	L'utilisation d'une méthode de régularisation énergétique entraîne des charges de ruptures et des réponses post-pics dépendants du maillage La dépendance du maillage avec l'approche de régularisation énergétique est aussi visible sur les schémas de fissuration ( <b>Figure 5-14</b> ). Plus la taille du maillage est petite, plus la largeur de la fissure diagonale de rupture est faible et le nombre de zones de rupture a tendance à augmenter.



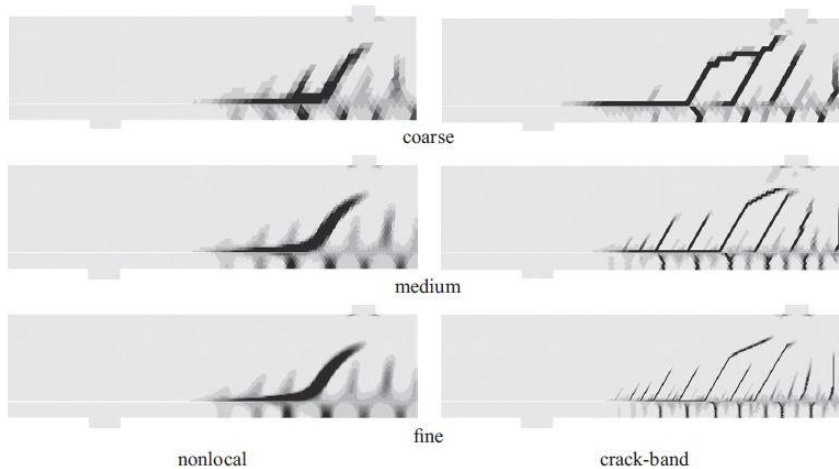
		Walther, 1962 (Leonhardt and Walther 1962).	
--	--	---	--



**Figure 5-12** Exemples de différents types de maillage : a) grossier b) moyen c) fin (Nguyen et al. 2016)



**Figure 5-13** Courbes de charge – déplacements d’essai flexion trois points (a) régularisation par théorie non locale et (b) modèle de fissuration par bande avec différents maillages (Dimitrios Xenos and Grassl 2016)



**Figure 5-14** Schémas de fissuration avec trois maillages différents, (a) approche non locale, (b) approche de fissuration par bande (Xenos et Grassel, 2016 (Dimitrios Xenos and Grassl 2016))

## 5.2 Modélisation du béton : Modèle de béton CDP (Concrete Damaged Plasticity)

Le modèle de béton élasto-plastique avec endommagement (CDP) disponible dans ABAQUS est une adaptation du modèle proposé par Lubliner et al. (Lubliner et al. 1989) au cas de chargement monotone développée par Lee et Fenves (J. Lee and Fenves 1998) pour étudier les cas de chargement dynamiques et cycliques. Zheng et al. 2009 ont utilisé le modèle CDP pour étudier le comportement structural des dalles de pont sous chargement statique ; Genikomsou et Polak (Genikomsou and Polak 2015) l'ont utilisé pour simuler le comportement au poinçonnement des dalles en béton armé sous chargement statique et pseudo-dynamique.

Dans ce modèle la plasticité est séparée de l'endommagement en appliquant le concept de contrainte effective  $\bar{\sigma}$  i.e la contrainte dans le matériau non endommagé. Et donc les lois de comportement uni-axial du béton sont également scindées en deux, une première partie correspondant à la contrainte effective et associée à la plasticité, et une seconde partie correspondant à la dégradation de la rigidité élastique et associée à l'endommagement. On peut donc écrire :

$$\sigma = (1 - d)E_0(\varepsilon - \tilde{\varepsilon}^{pl}) = \begin{cases} \bar{\sigma} = E_0(\varepsilon - \tilde{\varepsilon}^{pl}) \\ d = d(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl}) \end{cases} \quad (5.2-1)$$

Le modèle CDP utilise une approche isotrope pour la plasticité et l'endommagement pour visualiser le comportement inélastique du béton (fissuration en traction, rupture en compression, dégradation de la rigidité élastique). De plus, les dégradations de la rigidité du béton sont prises en compte dans le modèle en traction et compression en introduisant respectivement deux variables d'endommagement scalaires  $d_t$  et  $d_c$  qui peuvent prendre des valeurs de zéro à un, représentant respectivement un matériau non endommagé et un matériau totalement endommagé associé à la perte totale de résistance (ABAQUS Version 6.12 2013).

### 5.2.1 Comportements uni axiaux typique du béton : compression et traction

Les comportements uniaxiaux typiques du béton en traction et compression, qui sont caractérisés par le modèle CDP dans ABAQUS, sont illustrés sur la **Figure 5-15**. Lorsque l'éprouvette de béton est déchargée à partir de n'importe quel point de la phase adoucissante du comportement, alors la rigidité élastique du matériau semble endommagée (**Figure 5-15**). Les relations contrainte-déformation sous sollicitations de traction et compression s'écrivent respectivement :

$$\sigma_t = (1 - d_t)E_0(\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \quad (5.2-2)$$

$$\sigma_c = (1 - d_c)E_0(\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \quad (5.2-3)$$

En séparant la plasticité de l'endommagement, ces deux relations peuvent être énoncées comme suit :

$$\sigma_t = (1 - d_t)E_0(\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) = \begin{cases} \bar{\sigma}_t = E_0(\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \\ d_t = d(\bar{\sigma}_t, \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \end{cases} \quad (5.2-4)$$

$$\sigma_c = (1 - d_c)E_0(\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}) = \begin{cases} \bar{\sigma}_c = E_0(\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \\ d_c = d(\bar{\sigma}_c, \tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \end{cases} \quad (5.2-5)$$

Avec  $E_0$  : rigidité élastique initiale du béton non endommagé  $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$  : déformation plastique en traction, et  $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$  : déformation plastique en compression. Dans ABAQUS, le comportement uni axial du béton en traction doit être défini par la relation contrainte-déformation inélastique en traction  $\tilde{\varepsilon}_c^{in}$  (ou déplacement) et en compression par la relation contrainte-déformation inélastique en compression  $\tilde{\varepsilon}_t^{ck}$ . Les déformations inélastiques en traction et compression peuvent être calculées selon (ABAQUS Version 6.12 2013) comme suit:

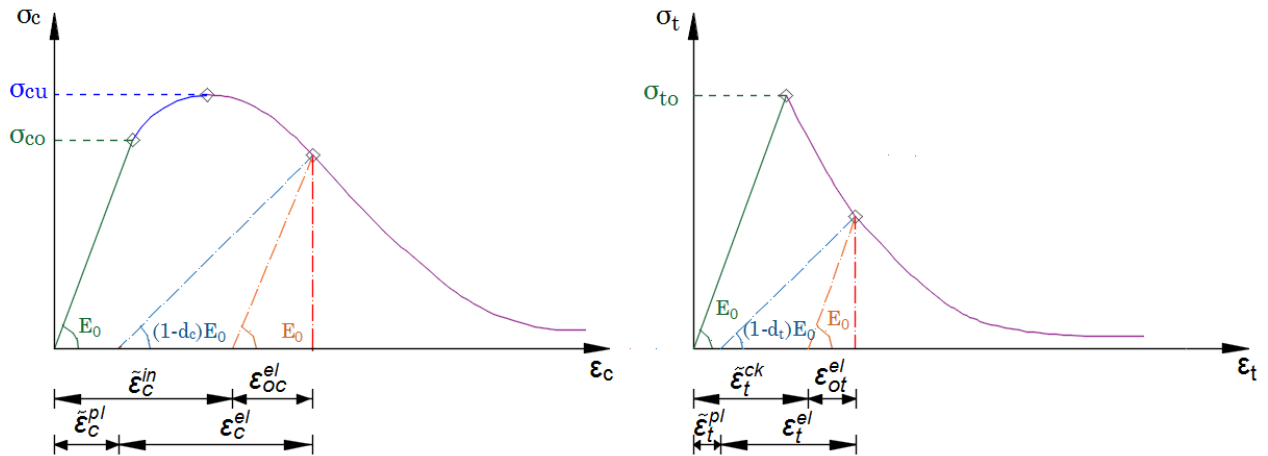
$$\tilde{\varepsilon}_t^{ck} = \varepsilon_t - \frac{\sigma_t}{E_0} \quad (5.2-6)$$

$$\tilde{\varepsilon}_c^{in} = \varepsilon_c - \frac{\sigma_c}{E_0} \quad (5.2-7)$$

Dans le modèle CDP dans ABAQUS, les relations contrainte-déformation uni axiale sont automatiquement converties en contrainte-déformation plastique, à partir des données de déformations inélastiques et des paramètres d'endommagement fournies par l'utilisateur :

$$\tilde{\varepsilon}_c^{pl} = \tilde{\varepsilon}_c^{in} - \frac{d_c}{(1 - d_c)} \frac{\sigma_c}{E_0} \quad (5.2-8)$$

$$\tilde{\varepsilon}_t^{pl} = \tilde{\varepsilon}_t^{ck} - \frac{d_t}{(1 - d_t)} \frac{\sigma_t}{E_0} \quad (5.2-9)$$



**Figure 5-15** Comportements uni axiaux du béton ; (a) en compression avec illustration des déformations plastiques et inélastiques ; (b) en traction avec illustration des déformations plastiques et de fissuration.

### 5.2.2 Critère de plasticité

La surface de charge représente la surface dans l'espace de contrainte entourant le volume de la région élastique. Les états de contrainte à l'intérieur de la surface sont élastiques, et plastiques sur et à l'extérieur de la surface. Le domaine d'élasticité est défini par une fonction de charge  $F(\sigma)$ . Pour un matériau plastique parfait, nous avons :

$$F(\sigma) \leq 0 \quad (5.2-10)$$

Pour un matériau écrouissable, le domaine d'élasticité devient variable ce qui signifie que la fonction de charge varie car elle dépend également de paramètres d'écrouissage  $Y$  (scalaires ou tensoriels) on a :

$$F(\sigma, Y) \leq 0 \quad (5.2-11)$$

La fonction de charge qui est implémentée dans le modèle CDP est une adaptation du critère de plasticité de Drucker-Prager et permet de déterminer la rupture sous des contraintes normales et de cisaillement. Tout comme dans le critère de Drucker-Prager, la fonction de charge est liée aux deux invariants du tenseur des contraintes effectives, la pression hydrostatique  $\bar{p}$  (ou I1) et la contrainte équivalente de Mises  $\bar{q}$  (ou J2). L'évolution de la surface de charge est contrôlée par les variables d'écrouissage  $\bar{\varepsilon}_t^{pl}$  et  $\bar{\varepsilon}_c^{pl}$ . En termes de contraintes effectives, la fonction de charge prend la forme :

$$F = \frac{1}{1-\alpha} (\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\bar{\varepsilon}^{pl})\langle\bar{\sigma}_{max}\rangle - \gamma\langle-\bar{\sigma}_{max}\rangle) - \bar{\sigma}_c(\bar{\varepsilon}_c^{pl}) = 0 \quad (5.2-12)$$

Avec :

$$\alpha = \frac{\left(\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}}\right) - 1}{2\left(\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}}\right) - 1} \quad 0 \leq \alpha \leq 0.5 \quad (5.2-13)$$

$$\beta = \frac{\bar{\sigma}_c(\bar{\varepsilon}_c^{pl})}{\bar{\sigma}_t(\bar{\varepsilon}_t^{pl})} (1 - \alpha) - (1 + \alpha) \quad (5.2-14)$$

$$\alpha\gamma = \frac{3(1 - K_c)}{2K_c - 1} \quad (5.2-15)$$

$$\bar{p} = \frac{1}{3} trace(\bar{\sigma}) \quad (5.2-16)$$

$$\bar{q} = \sqrt{\frac{3}{2}(\bar{S}:\bar{S})} \quad (5.2-17)$$

Avec  $\bar{S}$  la partie déviatorique du tenseur des contraintes effectives définie comme suit :

$$\bar{S} = \bar{\sigma} + \bar{p}I \quad (5.2-18)$$

$\widehat{\sigma}_{max}$  est la contrainte maximale principale effective et  $\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}}$  le ratio entre la résistance initiale du béton en compression biaxiale et celle uniaxiale. Les valeurs expérimentales de  $\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$  se situent entre 1.10 et 1.16 Lubliner et al. 1989 (Lubliner et al. 1989) donnant donc des valeurs de  $\alpha$  entre 0.08 et 0.12. Ce ratio est fixé par défaut à 1.16 selon ABAQUS documentation, (ABAQUS Version 6.12 2013) sur la base des résultats expérimentaux fiables de Kupfer et al. (H. Kupfer, Hilsdorf, and Rusch 1969). Les contraintes effectives de traction  $\bar{\sigma}_t$  et de compression  $\bar{\sigma}_c$  correspondant respectivement aux variables d'érouissage  $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$  et  $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$  contrôlant l'évolution de la surface de charge sont déterminées à partir des données du comportement uni-axial du béton en traction et compression. La fonction  $\beta(\tilde{\varepsilon}^{pl})$  peut être déterminée à partir de  $\alpha$ . Cette fonction  $\beta(\tilde{\varepsilon}^{pl})$  apparaît dans la fonction de charge, lorsque la contrainte algébrique maximale effective  $\widehat{\sigma}_{max}$  est positive. L'accolade de Macauley  $\langle \widehat{\sigma}_{max} \rangle$  est définie comme suit :

$$\langle \widehat{\sigma}_{max} \rangle = \begin{cases} 0 & \text{si } \widehat{\sigma}_{max} \leq 0 \\ \widehat{\sigma}_{max} & \text{si } \widehat{\sigma}_{max} > 0 \end{cases} \quad (5.2-19)$$

Il est à noter qu'en compression biaxiale où  $\widehat{\sigma}_{max} = 0$  la fonction  $\beta(\tilde{\varepsilon}^{pl})$  n'est pas active, seul le paramètre  $\alpha$  intervient. La forme de la surface de charge est définie par le paramètre  $K_c$  inclus dans l'expression du paramètre  $\gamma$ . Le paramètre  $\gamma$  intervient seulement en compression triaxiale où  $\bar{\sigma}_{max} < 0$ . Soit TM et CM désignant respectivement le méridien de traction ( $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ ) et le méridien de compression ( $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ ) sur la surface de charge. Sur TM et CM on a respectivement :

$$\widehat{\sigma}_{max} = \frac{1}{3}(\bar{p} + 2\sqrt{3\bar{q}})TM \quad (5.2-20)$$

$$\widehat{\sigma}_{max} = \frac{1}{3}(\bar{p} + \sqrt{3\bar{q}})CM \quad (5.2-21)$$

Avec  $\widehat{\sigma}_{\max} < 0$ , les équations sur le méridien de traction et de compression sont :

$$(2\gamma + 3)\sqrt{(3\bar{q})} + (\gamma + 3\alpha)\bar{p} = (1 - \alpha)f_c TM \quad (5.2-22)$$

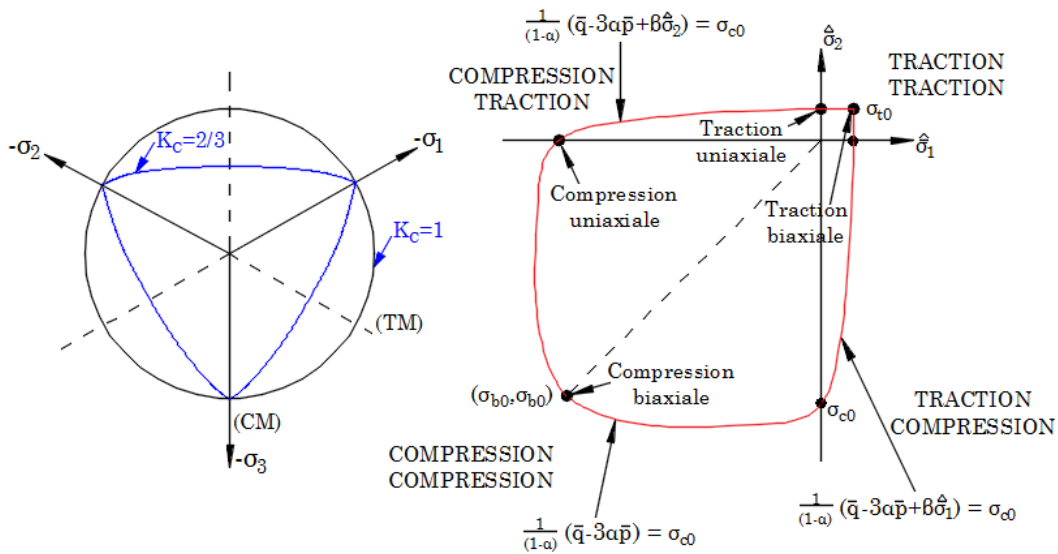
$$(\gamma + 3)\sqrt{(3\bar{q})} + (\gamma + 3\alpha)\bar{p} = (1 - \alpha)f_c CM \quad (5.2-23)$$

$f_c$  est la résistance maximale du béton en compression uniaxiale. A partir des deux équations sur les méridiens de traction et compression, on peut définir la variable  $K_c$  par :

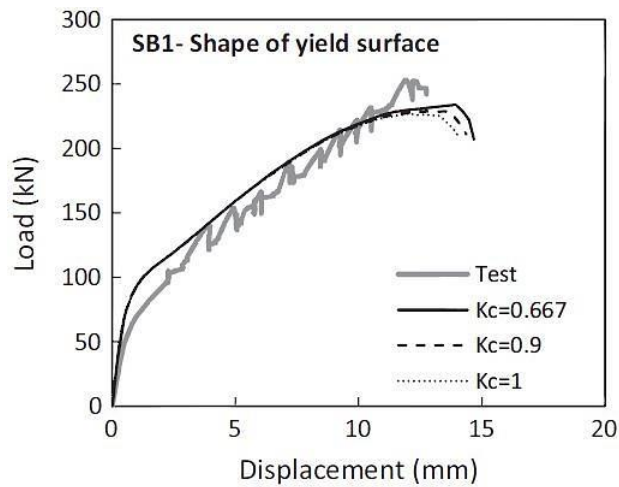
$$K_c = \frac{\sqrt{\bar{q}}^{TM}}{\sqrt{\bar{q}}^{CM}} = \frac{3 + \gamma}{2\gamma + 3} \quad (5.2-24)$$

$K_c$  est donc le rapport entre la contrainte équivalente de Mises sur le méridien de traction et celle sur le méridien de compression, pour une valeur donnée de la pression hydrostatique  $\bar{p}$  et pour une contrainte principale maximale négative. Il est aussi le rapport des distances entre l'axe hydrostatique et respectivement le méridien de traction et le méridien de compression dans la section transversale déviatorique. Ce paramètre doit être compris entre  $0.5 \leq K_c \leq 1.0$  (0.64 selon Schickert et Winkler, 1977 (Schickert and Winkler 1977), 0.66 pour Richart, 1928 (Frank Erwin Richart, Brandtzaeg, and Brown 1928) à 0.8 pour Mills et Zimmerman, 1970 (Mills and Zimmerman 1970)). La valeur par défaut dans ABAQUS documentation, 2013 (ABAQUS Version 6.12 2013) est fixée à  $K_c = 2/3$ , ce qui fait que la forme de la surface de charge dans la section transversale déviatorique est proche de celle triangulaire de Rankine Pankaj, 2010 (Pankaj 2010). A titre de comparaison, le critère de Drucker-Prager est circulaire dans le plan déviatorique avec  $K_c = 1$ . La différence entre les surfaces de charge dans le plan déviatorique pour  $K_c = 2/3$  et  $K_c = 1$  est illustrée par la **Figure 5-16**. La surface de charge dans l'espace plan des contraintes pour le modèle CDP est également illustrée sur cette figure, où la zone fermée représente les états élastiques de contrainte. Plus récemment Genikomsou et Polak, (Genikomsou and Polak 2015) ont montré que l'influence du paramètre  $K_c$  sur le comportement structural n'est pas très significative comme on peut le voir sur la **Figure 5-17**.





**Figure 5-16 :** (a) Surface de charge dans le plan déviatorique pour  $K_c=2/3$  (modèle CDP) et  $K_c=1$  (critère de Drucker-Prager) ; (b) Surface de charge dans le plan des contraintes (CDP).



**Figure 5-17 :** Etude paramétrique sur  $K_c$  Genikomsou et Polak, (Genikomsou and Polak 2015)

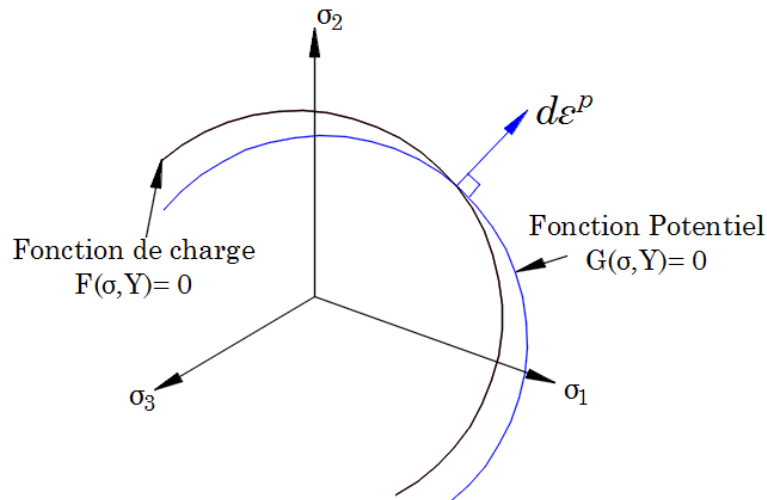
### 5.2.3 Règle d'écoulement

Le critère de plasticité défini par la fonction de charge  $F(\sigma, Y)$  répond à la question, "quand" y'a-t'il apparition et évolution des déformations plastiques. Pour répondre à la question "Comment" s'effectue cette évolution l'on introduit une fonction convexe  $G(\sigma, Y)$ , appelée fonction

potentielle d'écoulement plastique. L'évolution des déformations plastiques  $d\varepsilon^{pl}$  est supposée vérifier les relations suivantes :

$$d\varepsilon^{pl} = d\lambda \frac{\partial G(\sigma, Y)}{\partial \sigma} \text{ avec } \begin{cases} d\lambda \geq 0 \text{ si } F(\sigma, Y) = 0 \\ d\lambda = 0 \text{ si } F(\sigma, Y) < 0 \end{cases} \quad (5.2-25)$$

$d\lambda$  est le multiplicateur plastique, c'est un paramètre d'écrouissage scalaire qui peut varier tout au long du processus de déformation et qui détermine la longueur des déformations plastiques  $d\varepsilon^{pl}$ . Si  $F(\sigma, Y) = G(\sigma, Y)$ , la règle d'écoulement est dite associative, et la direction des incréments de déformations plastiques  $d\varepsilon^{pl}$  est normale à la frontière du domaine de la fonction de charge  $F(\sigma, Y)$ . Lorsque  $F(\sigma, Y) \neq G(\sigma, Y)$ , la règle d'écoulement est dite non associative.  $\frac{\partial G(\sigma, Y)}{\partial \sigma}$  représente la direction suivie par  $d\varepsilon^{pl}$  qui est la normale à la frontière du domaine de la fonction potentiel plastique  $G(\sigma, Y)$  Pankaj, 2010 (Pankaj 2010). Contrairement aux métaux, une règle d'écoulement non associative est nécessaire pour contrôler la dilatation dans la modélisation des matériaux frictionnels Chen et Han, 1988 (Chen and Han 1988).

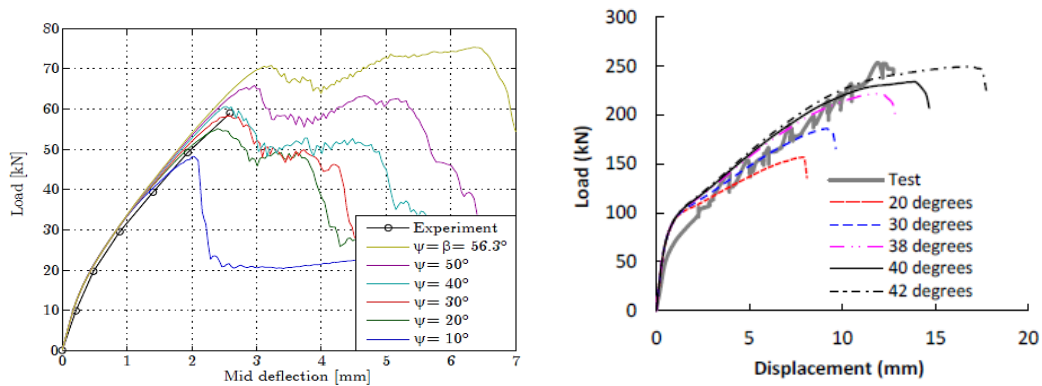


**Figure 5-18** Illustration de la fonction potentielle plastique par rapport à une surface de charge repris de Pankaj, 2010 (Pankaj 2010)

Le modèle de béton CDP dans ABAQUS utilise une règle d'écoulement non associative avec comme fonction potentiel d'écoulement plastique  $G(\bar{\sigma})$ , celle hyperbolique de Drucker-Prager donnée par :

$$G(\bar{\sigma}) = \sqrt{(\varepsilon\sigma_{t0}\tan\psi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p}\tan\psi \quad (5.2-26)$$

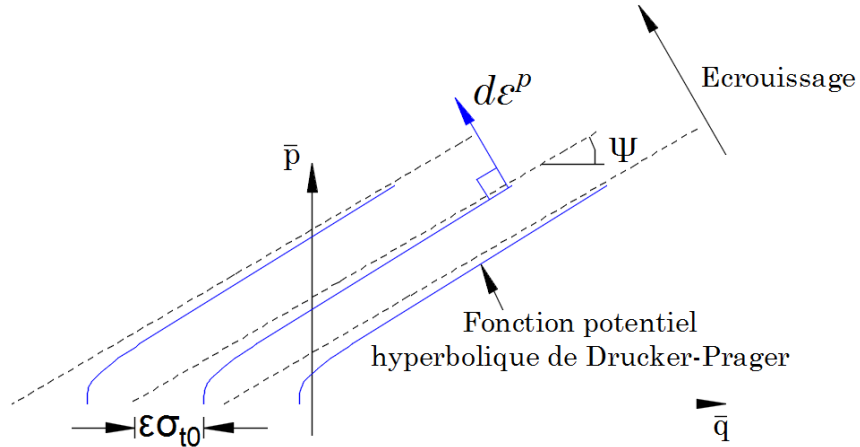
$\sigma_{t0}$  est la résistance maximale du béton en traction uniaxiale.  $\psi$  est l'angle de dilatation mesuré dans le plan méridien  $\bar{p} - \bar{q}$  comme angle d'inclinaison de la fonction potentielle d'écoulement plastique, pour une pression de confinement élevée. L'angle de dilatation, considéré comme constant durant le chargement plastique, contrôle la quantité de changement de volume du béton (dilatation). Malm, 2006 (Malm 2006) montre, en faisant varier l'angle de dilatation de  $10^\circ$  à  $56^\circ$ , que la capacité en cisaillement augmente avec l'angle de dilatation pour un béton de résistance normale. Le meilleur accord avec la réponse expérimentale a été obtenu pour un angle de dilatation choisi entre  $30^\circ$  et  $40^\circ$ . Les valeurs faibles de l'angle de dilatation ont montré un comportement fragile tandis que des valeurs plus élevées ont donné un comportement plus ductile. Selon Wu JY, 2006 (Wu, Li, and Faria 2006) et Voyiadjis et Taqieddin, 2009 (Voyiadjis and Taqieddin 2009), l'angle de dilatation doit être compris entre  $31^\circ$  et  $40^\circ$ . D'après d'autres études expérimentales Reissen et Hegger, 2013 (Reissen and Hegger 2013) et Jankowiak et Lodygowski, 2005 (Jankowiak and Lodygowski 2005), l'angle de dilatation devrait être considéré respectivement comme égal à  $37^\circ$  et  $38^\circ$ . Plus récemment Genikomsou et Polak, 2018 (Genikomsou, Milligan, and Polak 2018) ont trouvé dans leur étude qu'un angle de dilatation égale à  $40^\circ$  était plus adéquat (**Figure 5-19**).



**Figure 5-19** Etude paramétrique de l’angle de dilatation : (a) Malm, 2006 (**Malm 2006**); (b) Genikomsou et Polak, 2018 (**Genikomsou, Milligan, and Polak 2018**)

L’excentricité  $\varepsilon$  qui est la longueur (mesurée le long de l'axe hydrostatique) du segment entre le sommet de l'hyperbole et l'intersection des asymptotes de cette hyperbole avec l’axe hydrostatique comme on peut le voir sur la **Figure 5-20** ; permet d’ajuster la forme de la fonction potentielle plastique dans le plan méridien  $\bar{p} - \bar{q}$ . Selon Jankowiak et Lodygowski, (Jankowiak and Lodygowski 2005) l'excentricité peut être calculée comme un rapport entre la résistance du béton en traction uni axiale et celle en compression uni axiale.

ABAQUS documentation (ABAQUS Version 6.12 2013) recommande la valeur par défaut  $\varepsilon = 0.1$ . L'excentricité prise par défaut  $\varepsilon = 0.1$  implique que le matériau a pratiquement le même angle de dilatation sur une large gamme de valeurs de contraintes de confinement. L'augmentation de la valeur de  $\varepsilon$  donne plus de courbure à la fonction potentielle, ce qui signifie que l'angle de dilatation augmente plus rapidement lorsque la pression de confinement diminue. Des valeurs significativement inférieures à la valeur par défaut peuvent conduire à des problèmes de convergence si le matériau est soumis à de faibles pressions de confinement ABAQUS documentation, 2013(ABAQUS Version 6.12 2013).



**Figure 5-20** : Fonction potentiel plastique dans le plan méridien p-q : Illustration de l'excentricité et de l'angle de dilatation

#### 5.2.4 Comparaison des modèles CDP et CSC

Dans ABAQUS, en plus du modèle de béton CDP, il existe un autre modèle pour modéliser le comportement non linéaire du béton ; le ” Concrete Smeared Cracking model (CSC) ”. Une première différence entre ces deux modèles numériques de béton est leur fonction de charge. Dans le modèle CSC, la surface de charge est divisée en deux parties (contre une seule fonction de charge pour le CDP) : la surface de charge de compression et la surface de charge de détection de la fissuration (voir **Figure 5-21**). Les équations associées sont brièvement décrites ci-dessous et tirées de ABAQUS documentation, 2013 (ABAQUS Version 6.12 2013):

$$F_{compressive} = q - \sqrt{3}a_0p - \sqrt{3}\tau_c = 0 \quad (5.2-27)$$

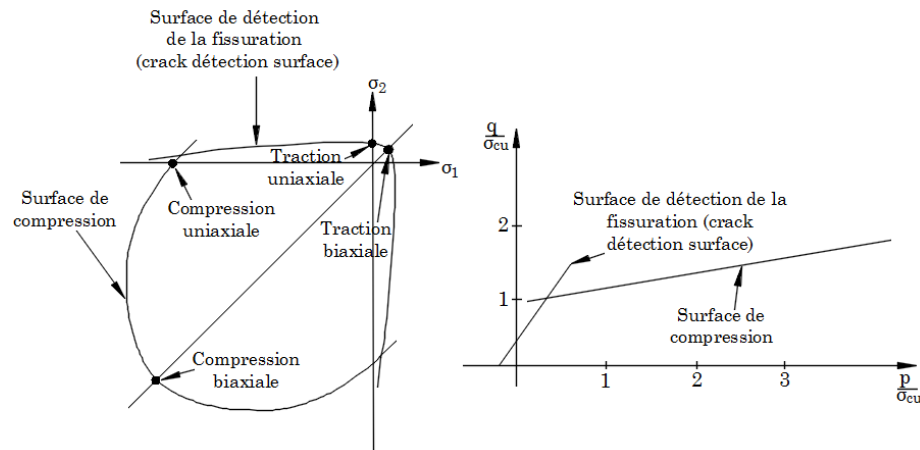
$$F_{crack} = q - \left(3 - b_0 \frac{\sigma_t}{\sigma_t^u}\right)p - \left(2 - \frac{b_0}{3} \frac{\sigma_t}{\sigma_t^u}\right)\sigma_t = 0 \quad (5.2-28)$$

Dans ce modèle, la fissuration est considérée comme l'aspect le plus important du comportement, la modélisation a pour objectifs principaux de représenter la fissuration et le comportement après fissuration. La fissuration est supposée se produire lorsque la contrainte dans l'élément atteint la « surface de détection de fissure (crack détection surface) », c'est-à-dire que l'état de contrainte est principalement de traction. Une fois cette surface atteinte, la fissuration affecte le comportement du béton par un modèle d'endommagement (ABAQUS Version 6.12 2013).

L'autre différence entre le CDP et le CSC est la règle d'écoulement qui est associative pour le CSC et non associative pour le CDP avec la fonction hyperbolique de Drucker Prager comme fonction potentielle d'écoulement comme cela a été vu précédemment. Sur la base de la description de la fonction de charge et du critère d'écoulement dans les deux modèles de béton, on peut conclure que le modèle CDP est celui qui convient à notre étude pour les raisons suivantes :

- Le modèle CDP est plus récent que le modèle CSC. En outre, il peut être utilisé à la fois avec des méthodes de résolution explicites et implicites dans ABAQUS, tandis que le CSC ne peut être utilisé qu'avec une méthode de résolution implicite qui peut présenter parfois des difficultés de convergence que l'on verra dans les prochaines sections.
- La campagne expérimentale a montré que la rupture par cisaillement dans les dalles est une rupture triaxiale. Par ailleurs, L'équation de la surface de charge du modèle CSC n'est pas adaptée aux cas de sollicitations en traction et compression triaxiale en raison de l'omission du troisième invariant du tenseur des contraintes tandis que l'équation de la surface de charge dans le modèle CDP fait intervenir le paramètre  $\gamma$ , qui tient compte de l'influence de contraintes triaxiales.
- Une hypothèse d'écoulement associative, tel est le cas dans le modèle CSC surestime généralement la dilation du béton (ABAQUS Version 6.12 2013). Par ailleurs Park et Kim, (Park and Kim 2005) ont conclu qu'une règle d'écoulement non associative en conjonction avec un modèle de béton élasto-plastique avec endommagement est capable de décrire correctement la dilatation du béton due aux dégradations en compression.

- Lors de l'essai numérique réalisé par Smith (S. H. Smith 1987) sur des éprouvettes cylindriques en béton sous compression uni axiale et triaxiale, pour comparer les deux modèles ; le modèle CDP s'est avéré plus approprié.



**Figure 5-21** (a) Surface de charge dans le plan des contraintes ; (b) Surface de charge dans le plan méridien (p-q).

### 5.2.5 L'analyse quasi-statique dans ABAQUS

Dans une analyse non linéaire, le déplacement (charge) est incrémenté. Entre deux incréments la structure change du fait des différentes non linéarités qui apparaissent pendant le processus de chargement à savoir: les non-linéarités de comportement liés à la plasticité, et à l'endommagement du matériau, les non-linéarités géométriques lié au fait que la configuration initiale du système s'éloigne de celle finale pour cause de petites ou grandes déformations, et enfin des non linéarités de contacts qui peuvent être également observés car les surfaces de contacts imposées au début peuvent changer au cours de la transformation. Une mise à jour des matrices du système doit être envisagée avant de passer au prochain incrément dans l'analyse. Il existe deux principaux algorithmes de résolution des équations régissant le milieu continu et qui permettent de faire une mise à jour des matrices du système à chaque étape du chargement. Il s'agit du schéma de résolution implicite et explicite. Le qualificatif d'implicite ou d'explicite se rapporte au schéma

d'intégration par rapport au temps que l'on détaillera dans les prochaines sections. D'une manière générale, la méthode de résolution explicite est dynamique donc mieux adaptée pour des cas de sollicitation dynamiques, et celle implicite est statique et paraît donc, à première vue, plus adapté pour notre cas de sollicitation statique.

Cependant dans notre étude, les simulations seront réalisées avec la méthode de résolution explicite avec ABAQUS/Explicit bien que le problème soit statique car celle-ci présente un grand avantage par rapport à la méthode implicite du fait de l'absence d'une matrice de rigidité tangentielle globale et des problèmes de convergence Chopra (Chopra 2007). En effet, l'algorithme de résolution dans une méthode implicite réalise le calcul de l'inverse de la matrice de rigidité nécessitant un temps de résolution élevé en raison du grand nombre de calcul requis surtout lorsque de fortes non linéarités sont présentes pouvant également conduire à des divergences. Par conséquent, dans le cas de nos dalles en béton armé sous sollicitation de cisaillement, où la fissuration du béton conduit à une réduction de la rigidité, l'utilisation d'une méthode implicite pourrait causer des problèmes de convergence et un temps de calcul élevé (ABAQUS Version 6.12 2013).

Par ailleurs dans une analyse explicite l'algorithme de résolution fait juste intervenir l'inverse de la matrice de masse qui est diagonale, et dont l'inversion est réalisée simplement en inversant les éléments diagonaux, ce qui conduit à des temps de calculs plus faibles et à moins de difficultés de convergence par rapport aux méthodes implicites. C'est pourquoi une méthode explicite à travers une analyse quasi-statique est plus appropriée dans notre étude. Genikomsou et Polak (Genikomsou and Polak 2015), en utilisant une méthode de résolution quasi-statique et implicite pour modéliser le comportement de dalles en béton armé sous sollicitations de poinçonnement, ont montré qu'une analyse quasi-statique nécessite moins de temps de calcul par rapport à l'analyse implicite et fournit de bons résultats. L'utilisation d'une méthode de résolution quasi-statique nécessite cependant de respecter certaines conditions que l'on présentera dans les prochaines sections.

### 5.2.5.1 ABAQUS/ Implicit (ABAQUS/Standard)

Dans une méthode implicite ; l'état d'un modèle EF est mis à jour à un instant incrémentiel  $t + \Delta t$  sur la base des informations au même instant incrémentiel  $t + \Delta t$ , tandis que dans une méthode explicite l'état du modèle est mis à jour à  $t + \Delta t$  sur la base des informations de



l'instant  $t$  précédent. Il existe une gamme de procédures de résolution utilisées par les solveurs EF implicites. La méthode itérative la plus commune de Newton-Raphson est celle utilisée dans ABAQUS/implicit. Soit :

$$(u) = F_{ext} - F_{int} \quad (5.2-29)$$

$F_{ext}$  est le vecteur des forces extérieures appliquées et  $F_{int}$  le vecteur des forces internes créé par les contraintes dans l'élément. L'état de l'analyse est actualisé de façon incrémentielle du temps  $t$  au temps  $t + \Delta t$  et une estimation du déplacement  $u$  est faite, de sorte que pour l' $i$ ème itération on ait :

$$u_{i+1}^{t+\Delta t} - u_i^{t+\Delta t} = \left[ \frac{\partial F(u_i^{t+\Delta t})}{\partial u} \right]^{-1} F(u_i^{t+\Delta t}) \quad (5.2-30)$$

Où  $u_i^{t+\Delta t}$  est le vecteur des déplacements nodaux pour la  $i$ ème itération à l'incrément de temps  $t + \Delta t$ . La dérivée partielle du côté droit de l'équation est la matrice jacobienne et représente la matrice de rigidité globale  $K(u_i^{t+\Delta t})$ . Les itérations sont répétées à chaque incrément jusqu'à ce que la convergence soit atteinte. L'équation (c) peut être manipulée et inversée pour produire un système d'équations linéaires :

$$F(u_i^{t+\Delta t}) = K(u_i^{t+\Delta t})(u_{i+1}^{t+\Delta t} - u_i^{t+\Delta t}) \quad (5.2-31)$$

Pour obtenir  $(u_{i+1}^{t+\Delta t} - u_i^{t+\Delta t})$  dans l'équation (c), la matrice de rigidité globale  $K(u_i^{t+\Delta t})$  doit être inversée, l'inversion étant très coûteuse en temps de calcul (ABAQUS Version 6.12 2013). Le critère de convergence consiste en la minimalisation de la différence entre les forces internes et externes, couramment nommés : forces résiduelles. Dans le cas où ce critère n'est pas respecté, un rééquilibrage de la variable  $\Delta u$  est réalisé. Si convergence il y a, l'itération suivante est amorcée.

La méthode implicite rencontre des difficultés, quand un modèle tridimensionnel compliqué où la réponse contrainte-déformation du matériau est non linéaire, est considéré. Dans un tel cas, de nombreuses itérations sont habituellement nécessaires pour faire converger un incrément  $i$  ce qui réduit progressivement l'incrément de temps. En pratique, pour de grandes non-

linéarités, la convergence peut être impossible à obtenir. Les instabilités locales rendent également l'équilibre des forces difficile à atteindre selon ReBelo et al. 1992(Rebelo et al. 1992). Cependant, la méthode de Newton-Raphson modifiée est une alternative couramment utilisée pour réduire le temps de calcul et convient à des problèmes non linéaires. Dans cette méthode, la matrice de rigidité globale n'est recalculée qu'occasionnellement et dans les cas où elle est asymétrique, il n'est pas nécessaire de calculer sa valeur exacte. Cette méthode converge très bien en utilisant une estimation symétrique de la matrice de rigidité (ABAQUS Version 6.12 2013).

### 5.3.4.2 ABAQUS/Explicit

La méthode explicite met en œuvre une règle d'intégration explicite en utilisant des matrices de masses diagonales. Dans cette méthode, les vitesses et les accélérations à un instant incrémentiel donné  $t$  sont constantes et sont utilisées pour la résolution à l'instant suivant  $t + \Delta t$ . Pour chaque incrément de temps  $t$ , connaissant le vecteur des forces extérieures appliquées  $F_{ext}$  et celui des forces internes  $F_{int}$ , il est possible de calculer les accélérations nodales :

$$\ddot{u}^t = [M]^{-1} \cdot (F_{ext}^t - F_{int}^t) \quad (5.2-32)$$

Où  $M$  est la matrice de masse modale. Cette matrice est diagonale, et son inversion est triviale comme vu précédemment, contrairement à la matrice de rigidité globale dans la méthode implicite. Par conséquent, le calcul à chaque incrément de temps est une opération peu coûteuse en termes de temps de calcul. En intégrant deux fois cette équation à l'aide de la méthode des différences finies centrées, on retrouve le vecteur des déplacements nodaux :

$$\dot{u}^{t+\frac{\Delta t}{2}} = \dot{u}^{t-\frac{\Delta t}{2}} + \frac{\Delta t^{t+\Delta t} + \Delta t^t}{2} \ddot{u}^t \quad (5.2-33)$$

$$u^{t+\Delta t} = u^t + \Delta t^{t+\Delta t} \dot{u}^{t+\frac{\Delta t}{2}} \quad (5.2-34)$$

Ainsi, connaissant le nombre d'incrément de temps et la durée du calcul pour chaque incrément, il est possible de déterminer d'avance le temps nécessaire pour l'analyse.

Cependant l'algorithme d'intégration explicite est conditionnellement stable, de sorte que les incréments de temps doivent satisfaire :

$$\Delta t \leq \frac{2}{w_{max}} \quad (5.2-35)$$

Où  $w_{max}$  est la fréquence propre maximale du système. Dans le cas de fortes non linéarités, il est quasi-impossible de calculer la fréquence exacte la plus élevée du système. Pour cela, ABAQUS utilise une estimation conservatrice et pratique de  $\Delta t$ . Il suppose que la plus grande fréquence du système global est inférieure à la fréquence maximale associée au plus petit élément qui existe dans le maillage. Ainsi, la formule utilisée dans ABAQUS/Explicit est la suivante :

$$\Delta t = \min\left(\frac{L_e}{C_d}\right) \quad (5.2-36)$$

Où  $L_e$  est la longueur caractéristique du plus petit élément du maillage et  $C_d$  la vitesse de propagation d'onde dans le matériau :

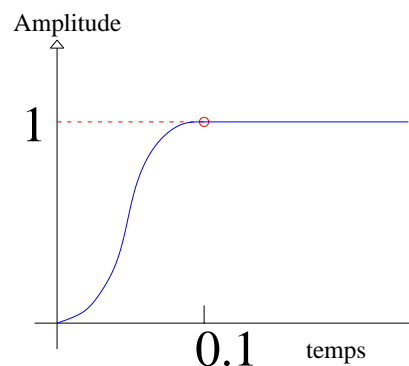
$$C_d = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}} \quad (5.2-37)$$

$\lambda$  et  $\mu$  sont respectivement le premier et le second coefficient de Lamé, et  $\rho$  la densité du matériau. Avant chaque analyse, ABAQUS/Explicit calcule automatiquement  $\Delta t$  et l'utilise durant toute l'analyse. L'utilisateur peut introduire une valeur de  $\Delta t$  à condition qu'elle soit inférieure au  $\Delta t$  calculé par ABAQUS.

En outre, dans le cas explicite, le coût de la solution est proportionnel à la taille du modèle car la taille du modèle varie linéairement avec le temps de calcul ReBelo et al. 1992(Rebello et al. 1992).

### 5.3.5 Conditions d'analyses quasi-statiques

Lors d'une simulation quasi-statique, le temps de chargement doit être très supérieur à la période naturelle fondamentale  $T$  du modèle pour que l'énergie cinétique globale générée par les forces d'inerties soit négligeable devant l'énergie de déformation interne et éviter ainsi que les forces inertielles n'affectent la réponse mécanique et fournissent des résultats dynamiques irréalistes. Kutt et al. 1998(Kutt et al. 1998) recommandent, pour cela, que le rapport entre la durée du chargement et la période naturelle fondamentale du modèle soit supérieur à 5. ABAQUS documentation (ABAQUS Version 6.12 2013) propose d'utiliser une période de chargement plus élevée soit au moins 10 fois la période naturelle fondamentale  $T$  du modèle, de façon à obtenir un ratio : énergie cinétique totale/énergie de déformation interne totale, maximal de 5%. Chung et al. (Chung, Cho, and Belytschko 1998), Kim et al. (J. Kim et al. 2002) ont montré qu'en maintenant le rapport de l'énergie cinétique sur l'énergie de déformation interne totale  $<5\%$ , les effets dynamiques dans le modèle sont négligeables . ABAQUS recommande aussi pour une analyse quasi-statique d'utiliser un profil de chargement lisse (smooth step), fonction progressive de chargement dans le temps permettant de minimiser les efforts dynamiques dans le processus de calcul (**Figure 5-22**).



**Figure 5-22** Profil de chargement lisse (Smooth Step) défini dans ABAQUS

### 5.3.6 Eléments finis pour le béton et les armatures

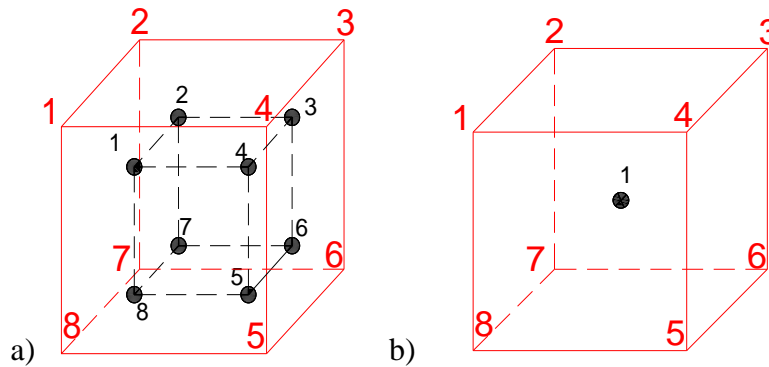
#### 5.3.6.1 Modélisation du béton

Chaque élément doit être décrit suivant son type à partir des nœuds sommets caractérisant sa géométrie. Ceci revient à décrire la structure à partir de points, de lignes, de surfaces ou de volumes, chacune de ces entités géométriques devant être associée à un type d'élément. Dans notre étude, le béton sera représenté à l'aide d'un élément fini volumique du type C3D8R disponible dans ABAQUS/Explicit. L'élément C3D8R est un élément hexaédrique linéaire à huit nœuds avec un seul point d'intégration (C-Continu ; 3D-3 Dimensions ; 8-8noeuds ; R-Intégration Réduit). Son équivalent en intégration complète est le C3D8 (**Figure 5-23**). Nous avons préféré le C3D8R au C3D8 pour éviter les difficultés qui apparaissent, parfois, en utilisant des éléments à intégration complète car une intégration complète de la matrice de rigidité entraîne une surélévation de la raideur du système étudié. Cette surestimation peut s'avérer pénalisante pour les éléments finis discrétisant une structure mince ou élancée et conduire à un véritable verrouillage de l'élément GMÛR (Gmür 1997). Un verrouillage du maillage signifie que les déplacements deviennent infiniment petits lorsque celui-ci est chargé de manière quelconque (comme dans le cas de matériaux incompressibles), ce qui engendre de faux résultats. En outre, selon ABAQUS documentation (ABAQUS Version 6.12 2013), l'élément C3D8 a tendance à être trop rigide en flexion et pourrait mal se comporter pour des matériaux présentant un comportement plastique.

Par application d'une règle de quadrature d'un ordre inférieur, il est possible d'atténuer ces effets indésirables et de corriger l'excès de raideur du modèle. Il s'agit de l'intégration réduite qui est le cas du C3D8R choisi pour notre étude. A cet avantage s'ajoute celui de la diminution du temps de calcul puisque le nombre d'évaluations dans la quadrature réduite est plus faible comparé à l'intégration complète sans diminuer la précision des résultats. Cependant un inconvénient d'une intégration réduite réside dans l'apparition éventuelle de modes de déformation parasites à énergie de déformation nulle. Ces modes artificiels, appelés quelquefois « mécanismes » ou « modes cinématiques » ou encore « mode Hourglass », proviennent de singularités introduites par la technique d'intégration réduite dans la matrice de rigidité et correspondent à des configurations pour lesquelles les éléments infinitésimaux en chacun des points de GAUSS ne subissent aucun déplacement GMÛR (Gmür 1997) donc aucune déformation comme on peut le voir sur la **Figure 5-24**. Ces mécanismes peuvent apparaître même pour des degrés plus élevés d'interpolations.

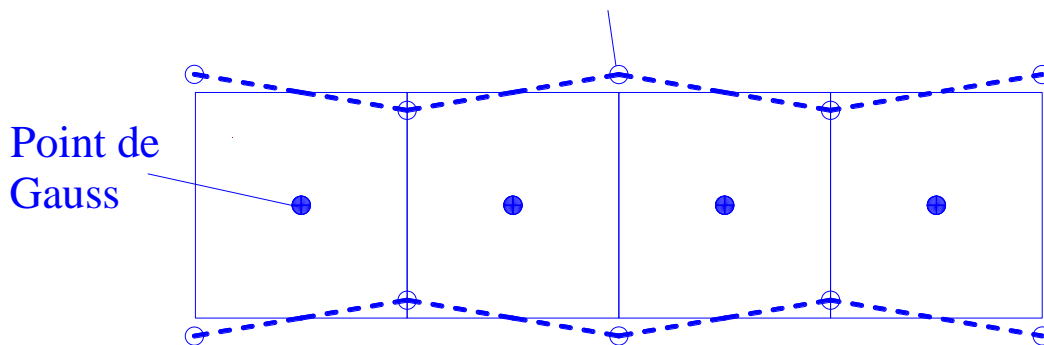
ABAQUS/Explicit offre plusieurs algorithmes de contrôle du « Hourglass » : Relaxed Stiffness, Enhanced, Stiffness, Viscous et combiné Stiffness/Viscous. Le contrôle activé par défaut

est Relaxed Stiffness, et semble le mieux convenir pour les applications avec matériau adoucissant. Le ratio qui définit l'énergie totale consommée par le mode « Hourglass » divisée par l'énergie totale interne de déformation doit être également surveillé et une valeur limite de 5% est considérée comme acceptable. ABAQUS documentation (ABAQUS Version 6.12 2013) montre également que le Hourglass mode peut être résolu si on utilise plusieurs éléments à travers l'épaisseur du modèle.



**Figure 5-23:** (a) C3D8 avec intégration complète ; (b) C3D8R avec intégration réduite

### Noeud



**Figure 5-24 :** Mécanisme de Hourglass, les points d'intégration ne sont soumis à aucun déplacement

### 5.3.6.2 Modélisation de l'armature

#### Elément de poutre (BEAM)

Dans ABAQUS, les armatures peuvent être modélisées comme élément de poutre « beam ». L'élément « beam » est une approximation unidimensionnelle du continuum tridimensionnel. Il n'est utilisable que lorsque les dimensions de la section transversale sont petites par rapport à la direction axiale, ce qui est le cas pour les armatures. ABAQUS dispose de deux variétés de poutres :

- Les éléments de poutre qui sont en accord avec la théorie des poutres d'Euler-Bernoulli avec trois modes de déformation possibles comprenant un étirement axial, une flexion et une torsion dans l'espace 3D. Ces éléments ne tiennent pas compte de la flexibilité au cisaillement (La section droite reste perpendiculaire à l'axe de la poutre après déformation). Parmi ces éléments disponibles dans ABAQUS on peut citer le B23, B33 et B34 qui sont des éléments à 2 nœuds à interpolation cubique (disponibles seulement dans ABAQUS/Standard). D'une manière générale ces éléments sont plus efficaces pour modéliser des structures d'épaisseur relativement minces.
- Les éléments de poutres qui vérifient la théorie des poutres de Timoshenko. Ils sont considérés comme utiles pour modéliser des structures épaisses, dont la flexibilité au cisaillement peut être importante. Au fur et à mesure que la structure devient mince, la théorie de Timoshenko devient proche de celle d'Euler-Bernoulli. Parmi ces éléments disponibles dans ABAQUS on peut citer le B21 et B31 qui sont des éléments à 2 nœuds à interpolation linéaire, puis le B22 et B32 qui sont des éléments à 3 nœuds à interpolation quadratique.

### **Élément de barre (TRUSS)**

Dans ABAQUS, les armatures peuvent être également modélisées comme élément de barre ou élément de treillis « Truss » qui ne peuvent reprendre que des efforts de traction ou de compression. Ils n'ont pas de résistance à la flexion et sont utiles pour la modélisation de cadres ou épingles. L'élément de barre T3D2 a 2 nœuds et l'interpolation linéaire est disponible dans ABAQUS. Dans le cas présent de l'étude les armatures longitudinales, transversales et épingles ont été modélisées selon le profil BEAM, de type B31 pour l'avantage qu'ils présentent dans la modélisation

## **5.3 Synthèse du chapitre**

Ce chapitre rassemble l'état de l'art actuel concernant la modélisation numérique des structures en béton armé et présente en particulier :

- La modélisation du béton suivant ses lois de comportements.
- La description détaillée du modèle Concrete Damage Plasticity et les raisons de son adéquation avec l'étude des dalles épaisses avec et sans épingles.

Pour modéliser le comportement du béton, deux approches principales ont été énoncées ; l'approche discontinue et l'approche continue.

L'approche discontinue consiste à introduire un modèle de macro-fissure et de simuler sa propagation (modèles de Griffith, 1921 (Alan A. Griffith 1921) et Kirwin, 1957(IRWIN 1957)) ou d'introduire une zone de microfissuration en pointe de fissure (modèle de Hillerborg et al. 1976(Arne Hillerborg, Modéer, and Petersson 1976)). Utiliser l'approche discontinue nécessite de connaître parfaitement la zone d'initiation de la fissure ainsi que son chemin de propagation. L'approche continue est une technique aux Eléments Finis adaptée. La première difficulté de la modélisation du comportement du béton, suivant cette approche réside dans le choix du modèle de comportement mécanique du béton capable de simuler correctement la rupture des dalles en cisaillement, tels que les modèles d'endommagement, de plasticité et le modèle élasto-plastique couplé à l'endommagement. La deuxième difficulté, caractéristique des matériaux adoucissants, est liée aux instabilités numériques lors de l'analyse des problèmes de localisation des déformations et de l'endommagement dans une zone réduite du matériau. Ces instabilités montrent la forte dépendance des résultats numériques vis-à-vis de la taille des éléments et de leur orientation. Différentes techniques de régularisation sont présentées afin d'obtenir des résultats numériques objectifs vis-à-vis du maillage EF. Cependant, de telles approches nécessitent des développements numériques très lourds.

Le modèle élasto-plastique avec endommagement (CDP-Concrete Damage Plasticity) est choisi pour décrire le comportement mécanique du béton du fait de sa simplicité et de son efficacité par rapport au Smearred Cracking model (CSC) également disponible dans Abaqus. Une approche isotrope est utilisée pour la plasticité et l'endommagement. Les dégradations de la rigidité du béton sont caractérisées par deux variables d'endommagement scalaires  $d_t$  et  $d_c$  pouvant varier de 0 à 1.

Les paramètres variables  $K_c$ ,  $\psi$ ,  $\epsilon$  et  $\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}}$  contrôlent les résultats numériques :



- $K_c$  définit la forme de la surface de charge dans la section transversale déviatorique, ce paramètre varie de 0.5 à 1.0. Il est en général pris autour de 2/3.
- L'angle de dilatation  $\psi$  mesuré dans le plan méridien  $\bar{p} - \bar{q}$  comme angle d'inclinaison de la fonction potentielle d'écoulement plastique, pour une pression de confinement élevée, de nombreux auteurs l'ont situé entre  $30^\circ$  et  $41^\circ$ .
- L'excentricité  $\varepsilon$  qui permet d'ajuster la forme de la fonction potentielle hyperbolique dans le plan méridien. Il exprime le taux d'approche de cette fonction de son asymptote. Dans le modèle CDP,  $\varepsilon = 0.1$  par défaut.
- Le ratio  $\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$ , rapport entre la résistance du béton en compression biaxiale sur celle uni axiale, qui par défaut vaut 1.16 dans le modèle CDP sur la base des résultats expérimentaux fiables de Kupfer et al. (H. Kupfer, Hilsdorf, and Rusch 1969).

Pour ce qui est du comportement du béton en compression uni-axiale, le modèle contrainte/déformation de Feenstra et De Borst (Peter H. Feenstra and de Borst 1995) est utilisé. Pour la traction, la relation exponentielle contrainte/ouverture de fissure de Cornelissen et al. (Cornelissen, Hordijk, and Reinhardt 1986) est adoptée. Des approches différentes pour déterminer l'énergie de rupture du béton  $G_f$  sont présentées : l'approche du CEB-FIB Model Code (CEB-FIB Model Code 1990) où l'énergie de rupture dépend à la fois de la résistance en compression du béton et de la taille des granulats et celle du CEB-FIB Model Code (CEB-FIB-model Code 2010) où elle dépend uniquement de la résistance en compression du béton. Pour ce qui est du comportement de l'acier, une loi élastique plastique avec écrouissage est utilisée conformément aux résultats de l'essai de caractérisation. Le modèle proposé est combiné à une analyse quasi-statique à schéma de résolution explicite bien que le problème soit statique. L'existence d'éventuelles difficultés de convergence et du temps de calcul relativement élevé dans une méthode traditionnelle implicite justifie le choix d'une méthode explicite. Le choix des types d'éléments discrétisant la structure est également discuté. Pour le béton, l'élément hexaédrique linéaire à huit nœuds avec un point d'intégration est préféré à l'élément C3D8 à intégration complète pour éviter la surestimation de la raideur du système étudié. Les modes de déformation parasites à énergie de déformation nulle « mode Hourglass » qui peuvent apparaître dans une intégration réduite sont contrôlés dans Abaqus. Pour les armatures l'élément poutre B31 est préféré. Son aptitude flexionnelle (flexibilité par rapport au

cisaillement transverse aussi, théorie de Timoshenko) par rapport à un élément de barre justifie son choix.

## Chapitre 6: Résultats numériques

Cette partie résume les résultats issus des calculs numériques réalisés pour les dalles S2, S4, S5, S14, S24, S15, S25, S26 et S27 (**Tableau 6-1**). L'objectif de la modélisation est de pouvoir comparer les essais expérimentaux à la modélisation en éléments finis basée sur le modèle CDP du logiciel ABAQUS Explicit/6.12.

Une modélisation implicite a par ailleurs été tentée, cependant un temps de calculs excessivement long (plusieurs semaines), l'exigence d'un processeur performant et la possibilité de non convergence, ont eu raison du projet.

Les paramètres de rentrée seront explicités et décrits en lien avec l'étude bibliographique de manière à les justifier proprement. Le calibrage s'est d'abord fait en se basant sur le modèle de la dalle S2, afin d'assurer la continuité avec le chapitre expérimental. Il s'effectue sur la charge maximale obtenue et non sur le déplacement en raison du caractère fragile des ruptures en cisaillement. Aussi, cela permet de comparer les résultats numériques à ceux analytiques qui se contentent d'un calcul à la charge ultime.

Les résultats obtenus traduisent les courbes charges-flèches et modes de ruptures ainsi que le profil de déformation du ferrailage de flexion (aciers longitudinaux et transversaux) et les armatures d'effort tranchant (épingles).

**Tableau 6-1** Tableau récapitulatif des caractéristiques expérimentales de chaque dalle modélisée

Epingles	Dalle	$\rho_l$ (%)	$\rho_t$ (%)	dl [mm]	dt [mm]	av/dl	fcm,cyl [MPa]	fctm, cyl [MPa ]	Module de Young [GPa]	Age du béton [days]
Sans épingles	S2	1.223	1.106	267.5	242.5	2.1	30.92	2.87	31.75	46
	S4	0.991	0.837	0.991	0.837	2.1	23.88	2.87	27.1	39
	S5	1.157	0.837	1.157	0.837	2.1	34.55	3.51	33.12	33
Φ6	S14	1.223	1.106	267.5	242.5	2.1	28.0	2.87	30.8	70
	S24	0.991	0.837	267.5	245	2.1	31.48	2.77	33.19	41
	S26	1.157	0.837	270	250	2.1	31.78	3.17	32.5	43
Φ8	S15	1.223	1.106	267.5	242.5	2.1	31.7	3.22	33.75	46

## Résultats Numériques

S25	0.991	0.837	267.5	245	2.1	26.83	2.96	30.9	42
S27	1.157	0.837	267.5	250	2.1	29.76	3.39	27.15	108

---

### 6.1 Calibrage du modèle

#### 6.1.1 Béton

Pour le béton, l'élément de discrétisation du maillage est le C3D8R. C'est un élément hexaédrique (à 8 nœuds) linéaire à intégration réduite, évitant ainsi le souci d'une intégration complète gourmande en taille de mémoire et susceptible de connaître des verrouillages d'éléments caractérisés par des déplacements infiniment petits (Banabic 2007).

Les lois de comportement du béton sont celles décrites précédemment, basée sur le modèle CDP (couplage de l'endommagement et de la plasticité) avec une loi pour la traction et une seconde pour la compression.

#### 6.1.2 Aciers

Les aciers longitudinaux, transversaux et épingles ont été modélisés sous la fonctionnalité « Wire » d'Abaqus en raison de leur faible section par rapport à la longueur. L'élément utilisé pour les discrétiser est le B31 de type beam. Une loi de comportement élasto-plastique avec écrouissage a été sélectionnée car elle définit de manière fiable l'évolution des déformations et contraintes des aciers.

La liaison entre le béton et les aciers a été réalisée à l'aide de la technique « Embedded elements » qui est utilisé pour spécifier qu'un élément ou un groupe d'éléments incorporés dans un groupe d'éléments hôtes dont la réponse sera utilisée pour contraindre les degrés de liberté des nœuds incorporés (c'est-à-dire, les nœuds d'éléments incorporés) (Manuel d'utilisation Abaqus(Abaqus Analysis User's Manual (6.12)))

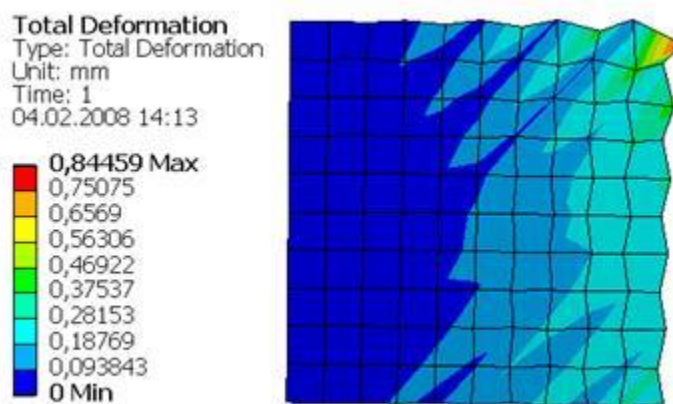
#### 6.1.3 Récapitulatif des paramètres

Le choix du maillage est un processus délicat qui nécessite la prise en compte de deux facteurs :

- Le maillage doit rester supérieur à la taille maximal des granulats ( $D_{max} = 11.2mm$ ) sans quoi l'échelle macroscopique d'un béton homogène n'est plus valable Wittman (Folker H. Wittmann 1983).

## Résultats Numériques

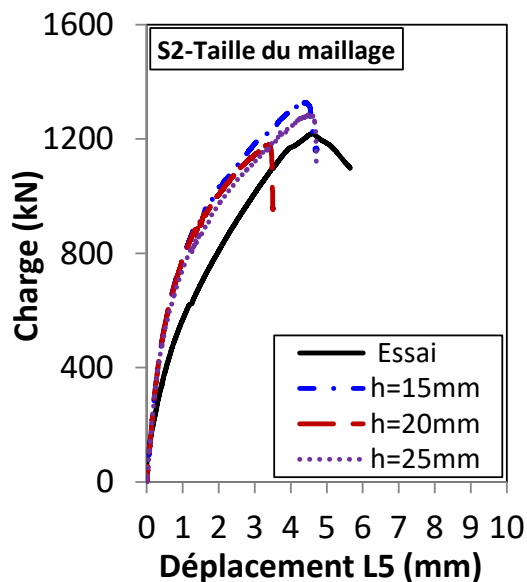
- Le maillage doit rester suffisamment fin pour obtenir des résultats précis mais aussi principalement pour éviter le mode du sablier ou « Hourglass ». Il s'agit essentiellement d'un mode de déformation parasite d'un maillage d'éléments fins, résultant de l'excitation de degrés de liberté à énergie nulle. Il se manifeste généralement par un patchwork de formes d'éléments en zig-zag ou en sablier (**Figure 6-1**), où les éléments individuels sont fortement déformés, tandis que la section maillée globale n'est pas déformée. Cela se produit sur les éléments de coque 3D tétraédriques, les éléments solides 2D hexaédriques et les éléments d'intégration réduite 3D (C3D8R qui l'élément considéré dans l'étude présente).



**Figure 6-1** Mode Hourglass visualisé sur les déformations

Ainsi, il apparaît clairement que la taille du maillage doit être supérieure à 11.2mm, c'est pour cela que 3 modèles numériques ont été réalisés avec 3 différentes tailles de maillage :

$h = 15mm$ ,  $h = 20mm$  et  $h = 25mm$ , dans objectif principal de déterminer le maillage qui se rapproche le plus de la solution expérimentale (**Figure 6-2**). Il s'avère que la charge ultime est sensible au choix du maillage, cependant cette variation n'est pas uniforme. En effet, la taille de maillage  $h = 20mm$  présente la solution la plus proche du résultat expérimental avec  $\frac{P_{u(exp)}}{P_{u(num)}} = 1.03$  (avec  $P_u$  la charge maximale obtenue). Ainsi le choix du maillage s'est porté sur  $h = 20mm$

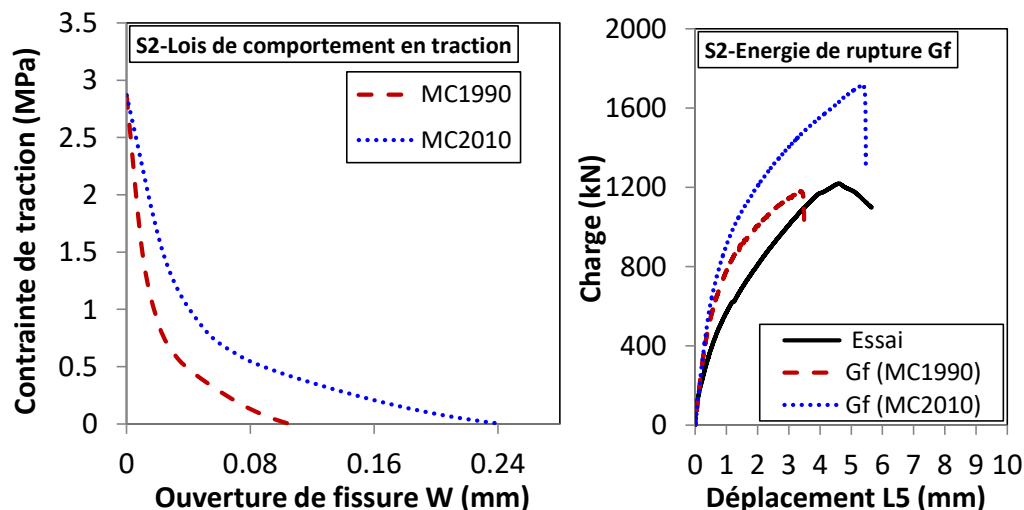


**Figure 6-2** Courbe Charge-déplacements en fonction de la taille du maillage (Nana (NANA 2017))

$K_c$  représente la forme de la surface de charge (séparant le domaine élastique du domaine plastique) dans le plan déviatorique. Une valeur par défaut de  $K_c = \frac{2}{3}$  a été assignée comme recommandé dans les modèles CDP en général.

Le paramètre  $G_f$  correspond à l'énergie de fissuration : le CEB-FIP Model Code 2010 (Sigrist et al., n.d.) le définit comme dépendant de la résistance en compression et de la taille des granulats tandis que la version précédente de ce modèle analytique (CEB-FIP Model Code 1996) ne prend en compte que la résistance en compression. Une étude du  $G_f$  a été réalisée par Serge NANA (NANA 2017) dans le but de définir la meilleure option. Les résultats démontrent la pertinence du modèle le plus ancien (**Figure 6-3**), comme il démontre également l'influence incontestable de ce paramètre sur la résistance au cisaillement du modèle : plus la valeur de l'énergie de fissuration est élevée plus la charge de rupture augmente, avec de surcroît, une augmentation de la rigidité.

Les valeurs du  $G_f$  utilisées pour chaque dalle sont mentionnées dans le **Tableau 6-3**.



**Figure 6-3** Dalle S2 : Résultat expérimental et numérique avec les valeurs d'énergie de rupture du CEB-FIB Model Code, (*Ceb-Fib Model Code 1990 1993*) et CEB-FIB Model Code, 2010 (*NANA 2017*)

En ce qui concerne l'angle de dilatation  $\psi$ , le modèle CDP a été jugé sensible à ce paramètre (Genikomosou (Genikomsou Aikaterini S. and Polak Maria Anna 2016), (Genikomsou and Polak 2017)). Il est d'ailleurs, conseillé de le choisir dans cette gamme :  $20 \leq \psi \leq 45$ . En choisissant S2 comme dalle de référence, la valeur qui permettait de se rapprocher des résultats expérimentaux est d'environ  $37^\circ$ .

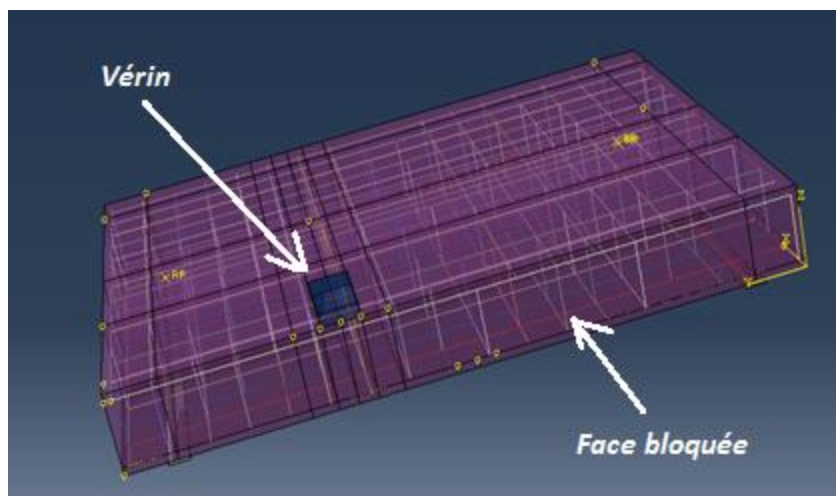
Ci-dessous un tableau récapitulatif des paramètres de modélisation du comportement du béton (**Tableau 6-2**)

**Tableau 6-2** Paramètres de loi de comportement du béton

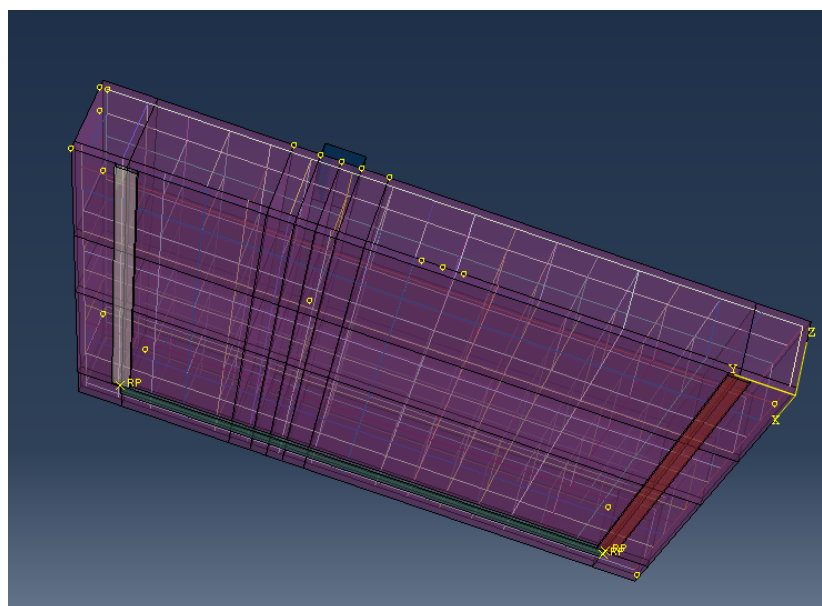
Paramètre	Description	Valeur
$\Psi$	Angle de dilatation (Figure 5-18)	37
$\epsilon$	Excentricité (Figure 5-20)	0.1
$\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$	Rapport de la limite initial de contrainte en compression équi-biaxiale par rapport à la limite initial de contrainte en compression uni-axiale. (Figure 5-16)	1.16
Kc	Rapport de la deuxième contrainte invariante sur le méridien de traction à celle de la méridienne de compression au seuil d'écoulement initial pour une valeur donnée de la pression invariable de sorte que la contrainte principale maximale soit négative (Figure 5-16)	0.6667

## Résultats Numériques

La modélisation est réalisée selon un chargement lisse (smooth step) qui se rapproche de l'analyse quasi-statique de l'étude. L'application de la charge s'effectue à l'aide d'un vérin. Etant donné que la dalle et son chargement présente une symétrie suivant l'axe transversal, seule la moitié du spécimen a été modélisée afin de réduire le temps de calcul. (**Figure 6-4**).

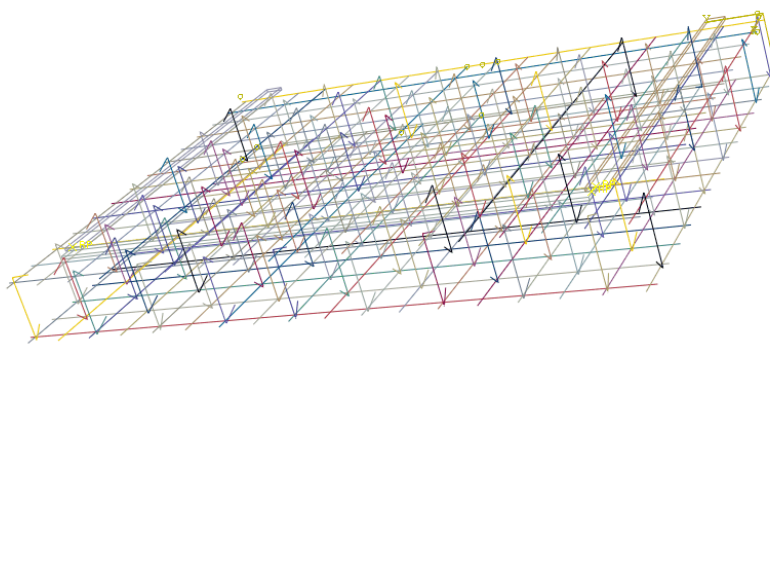


**Figure 6-4** Vue de dessus du modèle numérique de la dalle S14



**Figure 6-5** Vue du système d'appui de la dalle S14





**Figure 6-6** Ferrailage de la moitié de dalle S14

#### 6.1.4 Etalonnage de l'angle de dilatation $\psi$

Toutes les dalles ont été testées suivant le modèle de la dalle S2. Cependant, il a vite été remarqué que pour le cas des dalles avec épingles, conserver le calibrage sur cette dalle avec épingles s'avérait trompeur. En effet, comme cela est clairement mis en évidence dans le (**Tableau 6-3**).

Les dalles contenant des armatures d'effort tranchant ont une résistance au cisaillement sous-estimée. Ceci s'explique par une mauvaise considération de la résistance des épingles qui peut être calibrée en modifiant l'angle de dilatation.

Ainsi, en moyenne le rapport  $\frac{P_u(exp)}{P_u(num)}$  pour des dalles sans épingles donne 0.99 tandis que l'écart s'élève à 1.15 lorsqu'il s'agit des dalles avec épingles. Une modélisation de la dalle S2' (dalle fictive similaire à S2 mais avec épingles  $\Phi 6$ ) ne permet qu'un gain de 4%. Expérimentalement, une augmentation de 27% est observée pour la dalle S14 par rapport à S2. Ces écarts ont entraîné un recalibrage des dalles avec épingles. Pour atteindre cela, la compréhension du ou des paramètres qui peuvent entraîner cette modification est nécessaire.

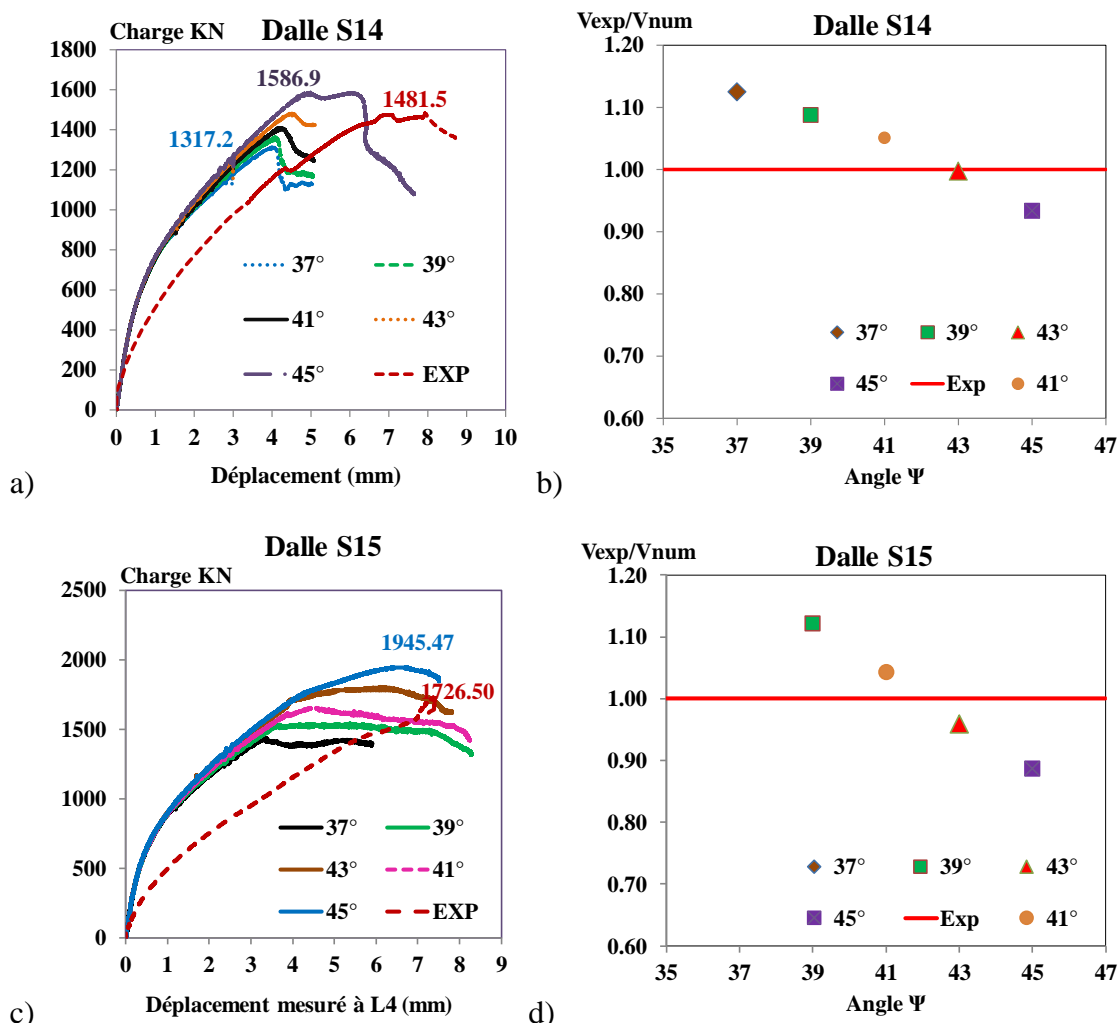
**Tableau 6-3** Résultats de la modélisation en utilisant le calibrage de S2

Dalle	$P_u(exp)$ [kN]	$P_u(num)$ [kN]	$\frac{P_u(exp)}{P_u(num)}$	Épingles	$Gf$ $\left(\frac{N}{mm^2}\right)$
S2	1219.50	1294.80	0.94	Sans	0.0588
S14	1494.01	1236.41	1.21	Φ6	0.0549
S15	1726.52	1400.30	1.23	Φ8	0.0599
S4	1049.20	972.10	1.079	Sans	0.0491
S24	1443.75	1373.98	1.05	Φ6	0.0595
S25	1478.27	1322.89	1.12	Φ8	0.0532
S5	1308.45	1303.12	0.964	Sans	0.0491

Dans le cadre d'une analyse non linéaire d'un béton confiné dans un tube métallique, soumis à un effort axial, Haghinejada [306] a effectué une étude paramétrique sur l'angle de dilatation  $\psi$ . Le comportement en compression du béton confiné indique que le meilleur accord avec les résultats expérimentaux est atteint pour un angle de dilatation compris en 20° et 40°. Il est à noter que les faibles valeurs de l'angle de la dilatation produisent un comportement fragile tandis que des valeurs plus élevées entraînent un comportement plus ductile. Par conséquent, une valeur plus élevée de l'angle de la dilatation. Dans le cas présent, les épingles apportent cet aspect de confinement du béton comme cela a été démontré précédemment (2.3.1.3). En pratique, le confinement du béton qui régit l'angle de dilatation dépend de sa capacité à augmenter de volume sous chargement. Ainsi, un béton plus poreux aura un angle de dilatation plus faible. Le confinement est augmenté artificiellement par la compression et par la présence d'armatures (Fernandes, Chavant, and Chambon 2008).

Une seconde récente étude réalisée par Genikomsou (Genikomsou, Milligan, and Polak 2018), où il modélise des dalles sous sollicitations de poinçonnement a été réalisée. Il prouve que lorsque l'angle de la dilatation est augmenté, la capacité prévue et le déplacement/rotation de la structure à la rupture augmente. Selon cette analyse un angle de dilatation de 42 ou 45 degrés montre une bonne concordance entre l'expérience et les résultats numériques en termes de réponse charge-rotation. De ce fait, augmenter l'angle de dilatation peut à la fois améliorer les performances des dalles en termes de charge de rupture, et contribuer à une ductilité plus élevée.

A cette fin, une étude du paramètre est réalisée sur les dalles S14 et S15.



**Figure 6-7** Courbes Charges-Flèches avec différents angles de dilatation des dalles S14 et S15

La Figure 6-7 présente les résultats numériques de la modélisation des dalles S14 et S15 selon différents angles de dilatation variant de  $37^\circ$  à  $45^\circ$  (dans la littérature, les angles de dilatation sont supposés varier entre  $20^\circ$  et  $55^\circ$ ). La valeur de la rupture finale de la dalle S14 varie entre 1317.2 kN et 1586.84 kN, celle de la dalle S15 entre 1436.43 kN et 1945.47 kN.

Plus la valeur de l'angle de dilatation est élevée plus la valeur de la rupture finale est importante. L'angle de dilatation est en lien avec la résistance en traction du béton. Cette dernière est responsable de la résistance au cisaillement du béton (2.4.1). De ce fait, l'amélioration de la charge maximale est clairement impactée par la valeur de l'angle de dilatation.

D'autre part, une valeur plus élevée de l'angle de dilatation accroît la ductilité de la dalle, phénomène qui s'apparente également à l'ajout d'épingles. Dans l'étude numérique précédente qui

## Résultats Numériques

étudie les dalles sans épingles, la valeur adéquate se situait plutôt autour de 37-38°. Un angle de 41-43° semble, dans le cas des dalles avec épingles comme S14 et S15, le plus adapté. Cela signifie, que le calcul numérique en éléments finis à l'aide d'ABAQUS nécessite un recalibrage de l'angle de dilatation dans le cas particulier des dalles avec épingles.

### 6.2 Résultats

#### 6.2.1 Charge ultime

Le choix de l'angle de dilatation pour les dalles avec épingles s'est donc porté sur l'angle 41° afin d'obtenir des résultats plus précis. Pour les dalles sans épingles, l'angle de dilatation de 37° sera conservé.

**Tableau 6-4** Récapitulatif des charges ultimes des dalles modélisées

Dalle	$P_u$ (num) [kN]	$V_N$ (num) [S.I.]	$P_u$ (exp) [kN]	$V_N$ (exp) [S.I.]	Exp/Model	Angle de dilatation	Épingles
S2	1294.816	1342.441	1219.530	1425.315	0.942	37	Sans
S14	1453.310	1523.109	1481.518	1713.150	1.019	41	φ6
S15	1574.200	1710.326	1726.523	1875.821	1.097	41	φ8
S4	972.096	1217.627	1049.201	1314.207	1.079	37	Sans
S24	1449.788	1577.065	1443.750	1575.060	0.996	41	φ6
S25	1426.588	1685.818	1478.272	1746.893	1.036	41	φ8
S5	1303.123	1357.012	1256.494	1308.454	0.964	37	Sans
S26	1502.967	1631.905	1486.513	1631.905	0.989	41	φ6
S27	1648.290	1824.939	1660.340	1862.957	1.007	41	φ8
					AVG	1.014	
					STD	0.050	

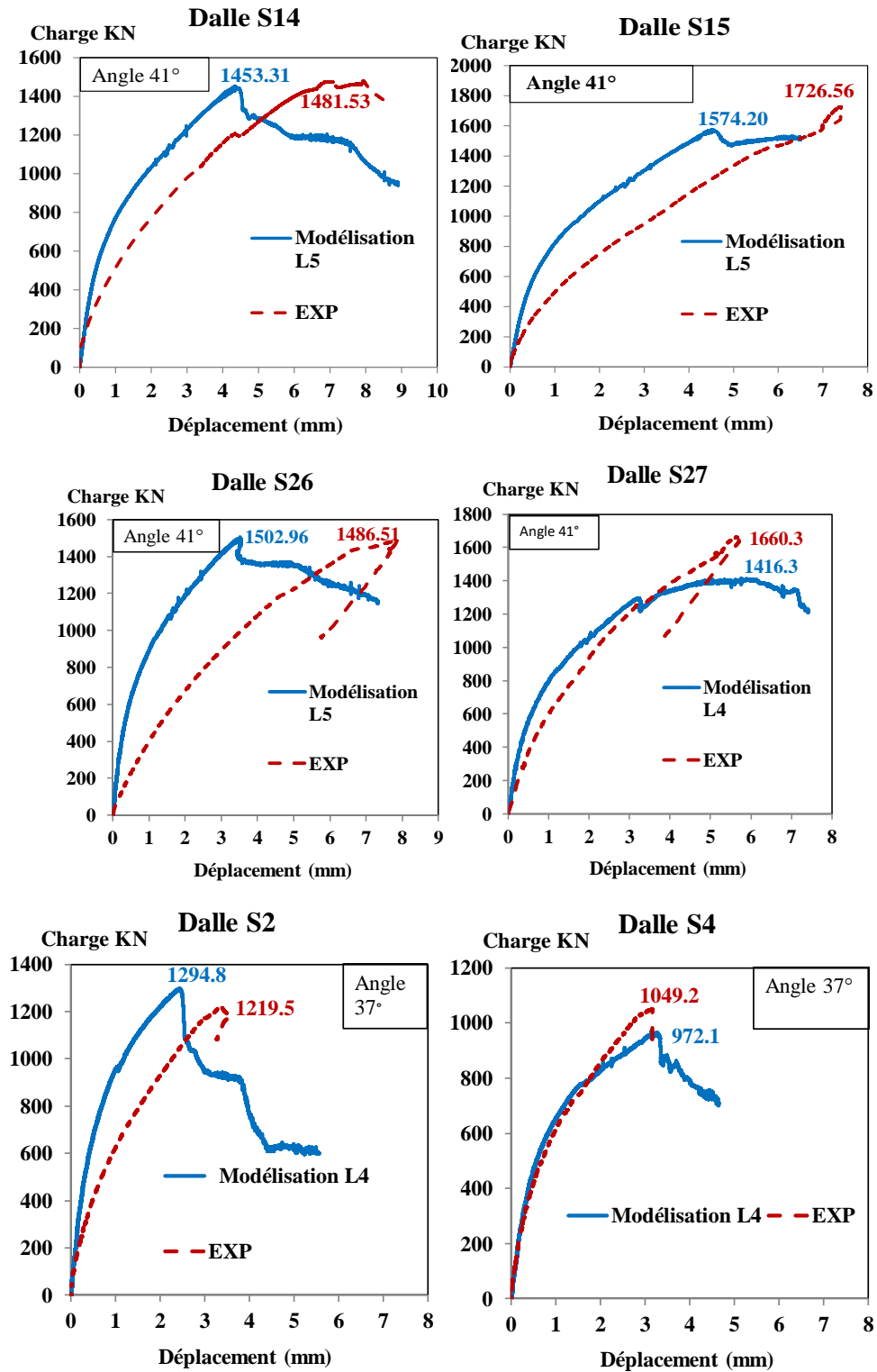


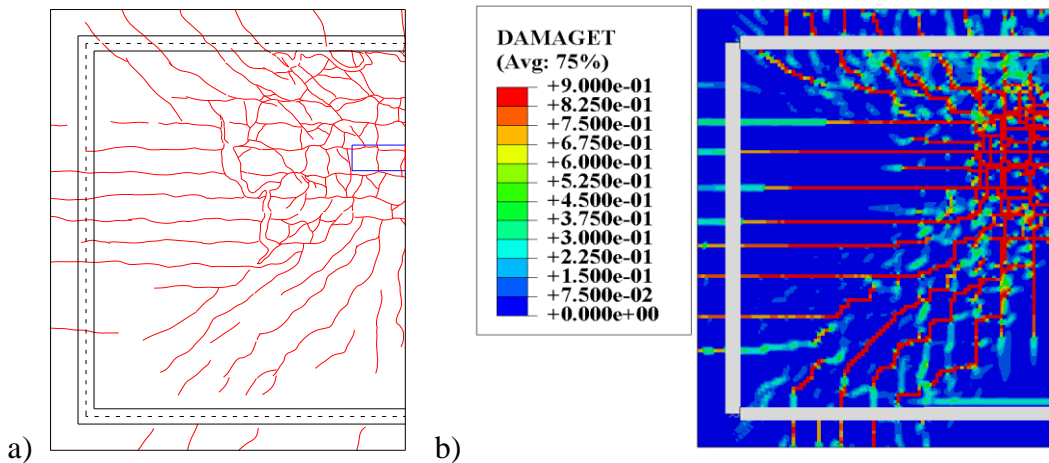
Figure 6-8 Courbes Charges flèches de modélisations numériques des dalles : S2, S4, S14, S15, S26 et

S27

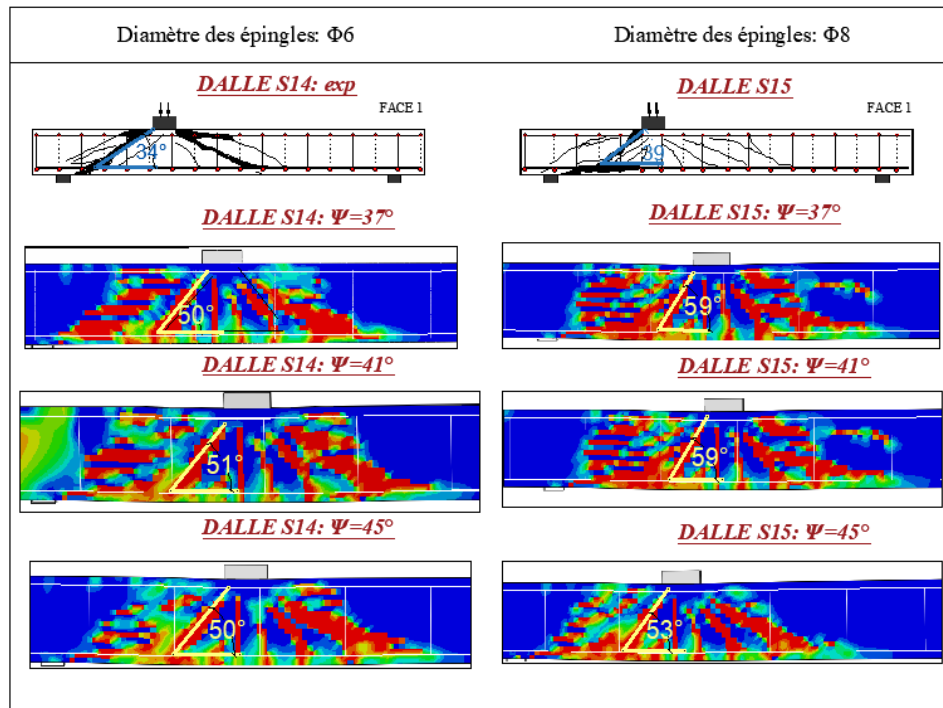
La **Figure 6-8** illustre les courbes charge-déplacements de certaines dalles modélisées. L'écart des charges maximales est relativement faible. Le modèle numérique parvient à décrire convenablement la résistance au cisaillement des dalles en fonction des paramètres précédemment étudiés. Cependant, il apparaît que la plupart des dalles ont une rigidité initiale inférieure à celle obtenue numériquement. Il est possible que cet écart de rigidité soit causé par le tassement des appuis lors des essais. Les appuis dans le modèle aux EF sont considérés infiniment rigides. En ce qui concerne la ductilité, augmenter l'angle de dilatation pour les dalles avec épingles a permis de se rapprocher du comportement ductile des dalles expérimentales renforcées en armatures d'effort tranchant.

### 6.2.2 Mode de rupture

Le mode de rupture général numérique est similaire au mode de rupture expérimental. Ainsi, des fissures horizontales et verticales sont observées sur la face inférieure résultant de la flexion, d'autres entourant la zone de charge similaire à des fissures de cisaillement bidirectionnel (**Figure 6-9**), et enfin une fissure 3D représentée par une ligne de fissuration observée à proximité du support. Cette fissure principale de rupture a une largeur supérieure à celle des fissures de flexion. Seules les dalles S14 et S15 ont été sciées, elles sont donc les seules à pouvoir illustrer cette fissure principale (**Figure 6-10**). Les fissures numériques sont représentées par l'état d'endommagement atteint qui varie entre 0 et 0.9. Elles peuvent sembler moins étendues que sur le modèle expérimental, ceci est dû à l'échelle d'endommagement représenté par la couleur rouge sur ABAQUS. En effet, des fissures moindres, représentées par un endommagement plus faible (cyan) sont aussi présentes à la périphérie.



**Figure 6-9** Faciès de fissuration de la face inférieure de la dalle S27 : a) expérimental b) numérique



**Figure 6-10** Profils de fissuration des dalles S14 et S15 issus des tests expérimentaux et des modélisations avec différentes valeurs de l'angle de dilatation  $\psi$

Dans la **Figure 6-10**, les profils de fissuration des dalles sciées S14 et S15 sont tracés. Bien qu'il existe le même type de fissure (3D diagonale qui lie la zone de charge aux appuis), l'angle d'inclinaison de la fissure expérimental demeure bien en deçà de la version numérique. Du point

## Résultats Numériques

de vue de la charge de rupture de la dalle S15 par exemple, l'angle de dilatation de  $41^\circ$  est le plus adéquat. Cet angle correspond à un angle de la fissure d'environ  $59^\circ$ . Expérimentalement l'angle de la fissure est uniquement de  $39-40^\circ$ . Un angle d'inclinaison réduit signifie que le nombre d'épingles activé pour reprendre les contraintes de cisaillement est plus important permettant ainsi une meilleure résistance au cisaillement. Cela fait défaut aux modèles numériques en comparaison avec l'expérimental.

En modifiant l'angle de dilatation, l'angle d'inclinaison des fissures des différents modèles ne semble pas varier beaucoup : en raison de la largeur des zones de fort endommagement, les sensibles variations ne peuvent pas être interprétées.

L'endommagement est plus important des modèles numériques que dans les résultats expérimentaux parce que lors de l'essai le chargement est arrêté quelques instants après l'atteinte de la résistance maximale.

### 6.2.3 Déformation des aciers longitudinaux, transversaux et aciers d'effort tranchant

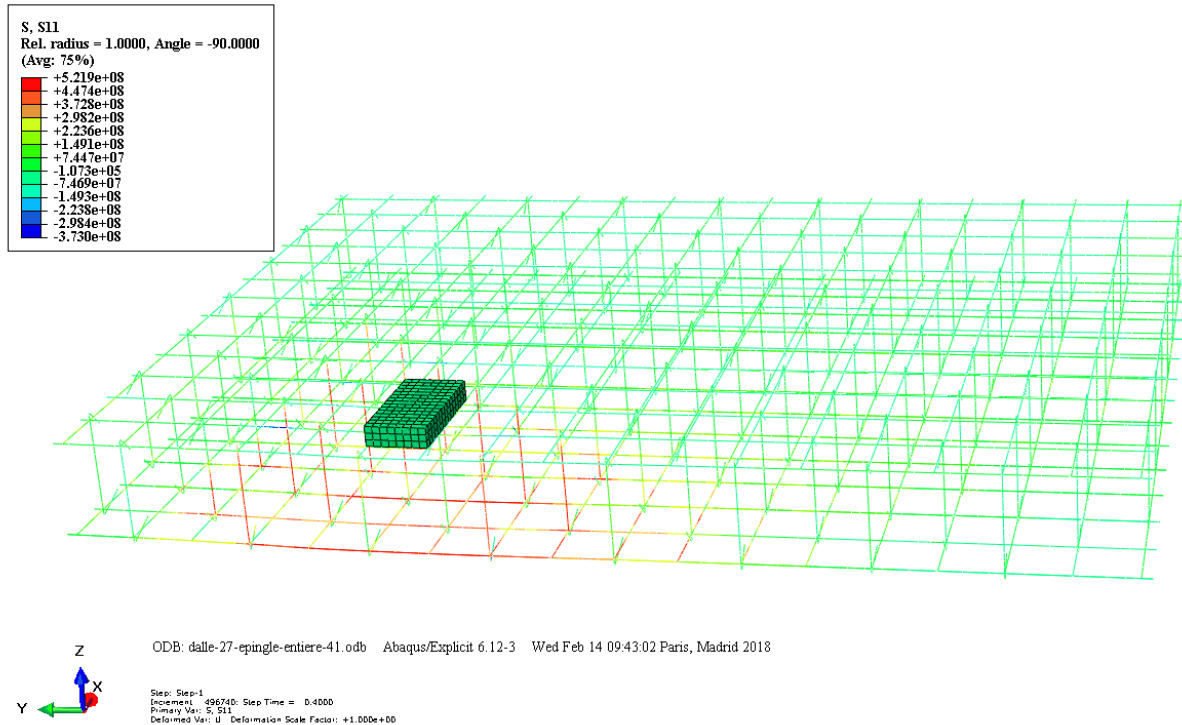


Figure 6-11 Contraintes  $\sigma_{11}$  au niveau des aciers longitudinaux, transversaux (dalle S27)



## Résultats Numériques

Les contraintes de traction mesurées sur les armatures longitudinales et transversales montrent un début de plastification des aciers puisque les contraintes dépassent 500 MPa autour de la zone de charge. Les essais de traction effectués sur ces aciers donnaient une limite d'élasticité inférieure à 500MPa. Les résultats sont conformes aux courbes charges-déformations obtenues sur les dalles avec épingles. Effectivement, toutes les dalles avec épingles connaissent une plastification des aciers longitudinaux dans leurs modèles numériques respectifs. Elles tendent ainsi à confirmer les résultats de la campagne expérimentale où les déformations relevées sur certains aciers longitudinaux ont dépassé 0.2% (équivalent de la limite élastique).

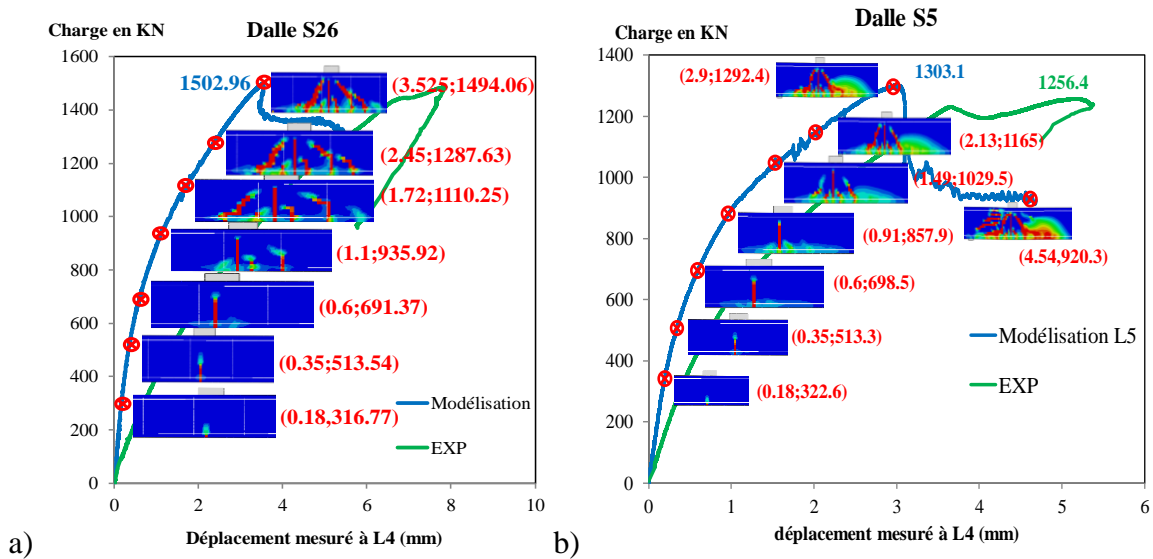
Pour les dalles sans épingles, les résultats montrent qu'il n'y a pas atteinte de la limite élastique des aciers longitudinaux et transversaux

La rupture des dalles avec épingles par cisaillement suppose deux modes de ruine : soit par écrasement des bielles de compression du béton, soit par traction excessive des armatures d'effort tranchant. Il est admis que la plastification des armatures d'effort tranchant ne peut avoir lieu que si la résistance à la compression des bielles n'a pas été atteinte ( Roux (Roux 2011b)). Par conséquent, il est intéressant d'étudier les déformations dans les épingles pour identifier de manière sans équivoque le mode de ruine qu'ont connu ces dalles :

Comme le montre la **Figure 6-11** les contraintes normales des épingles situées près de la zone de charge dépassent 500 MPa, ce qui traduit également leur plastification par traction excessive, de ce fait la ruine ne se fait pas par l'écrasement des bielles de compression de béton mais bien par plastification des aciers d'effort tranchant. Il est intéressant néanmoins de remarquer que les déformations plastiques sont très localisées, elles n'ont eu lieu que dans un diamètre d'environ 60 cm du centre de la charge. Par conséquent, il serait judicieux de réduire les diamètres des épingles situées au-delà de ce périmètre et/ou d'augmenter leur espacement.

### 6.2.4 Evolution de la fissuration au cours du chargement

Le modèle numérique offre la fabuleuse possibilité d'observer l'évolution des fissures en fonction de la charge appliqué, ce qui n'est malheureusement pas facilement étudiable à travers les essais.



**Figure 6-12** Courbe charge/flèche du capteur L4 avec évolution des fissures de : a) dalle S26 (épingles  $\Phi 6$ ) b) dalle S5 (Sans épingles)

La **Figure 6-12** présente l'évolution des fissures (endommagement) sur la dalle S5 (**Figure 6-12 b**) sans épingles) et de la dalle S26 (**Figure 6-12 a**) avec épingles  $\Phi 6$ ) d'un point de vue numérique. Au départ l'apparition des fissures de flexion est engendrée par les contraintes de traction dans la fibre inférieure de chaque dalle. Autour de 70-75% de la charge ultime, les fissures diagonales causées par les contraintes de cisaillement commencent à se développer et les fissures de flexions évoluent sur leurs parties supérieures en fissures de cisaillement. Après la rupture les fissures se développent le long de l'armature longitudinale par le mécanisme de goujon comme cela est visible sur la **Figure 6-12 b**) ainsi que des fissures horizontales sur la fibre supérieure indiquant l'écrasement des bielles de compression.

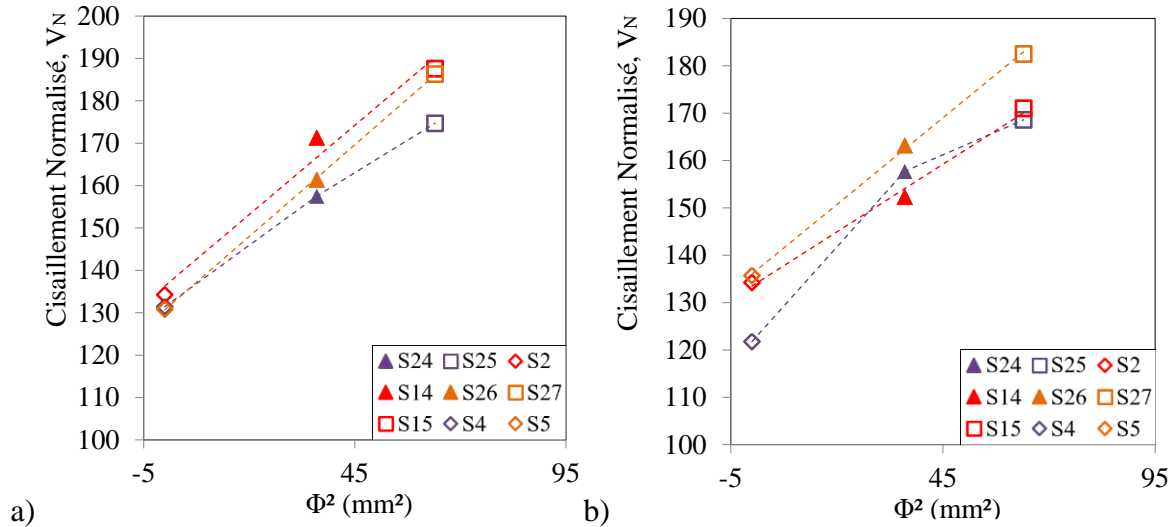
### 6.2.5 Influence des épingles

Expérimentalement, deux points ont pu être démontrés :

- ✓ Les épingles augmentent la résistance au cisaillement des dalles. Quantitativement, celle-ci est proportionnelle à la section de ces armatures d'effort tranchant.
- ✓ Il y a interaction entre les armatures longitudinales et les armatures d'effort tranchant de telle sorte que l'augmentation du taux d'épingles améliore l'effet bénéfique de l'accroissement du taux d'armatures longitudinales.

Pour vérifier la conformité du modèle numérique quant aux résultats expérimentaux la charge ultime de cisaillement normalisée a été tracée en fonction de  $\phi^2$  :

## Résultats Numériques

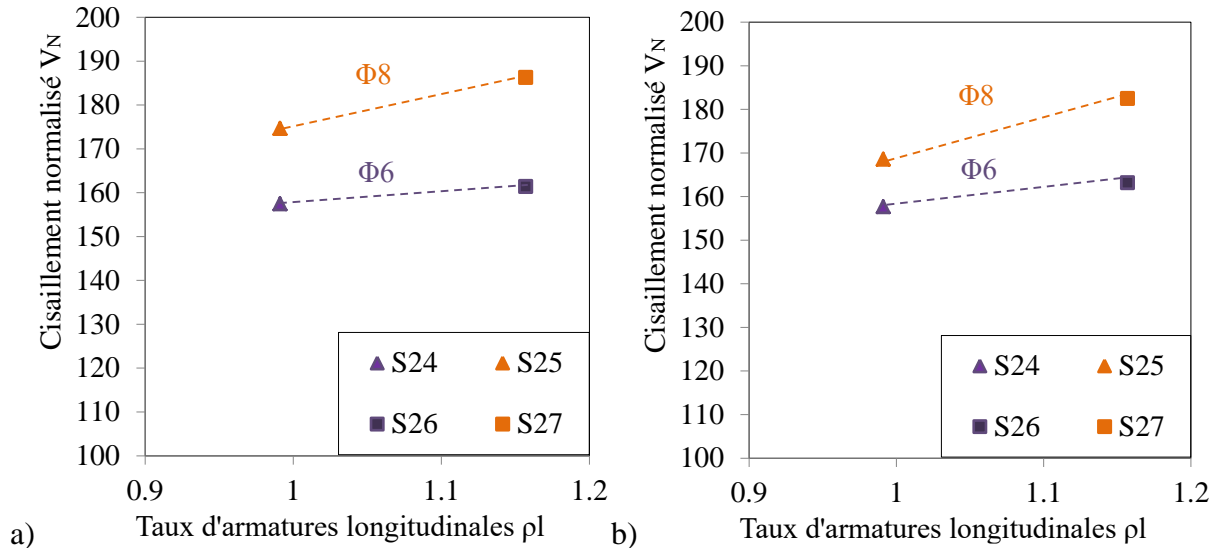


**Figure 6-13** Cisaillement normalisé des dalles S2, S4, S5, S14, S15, S24, S25, S26 et S27 en fonction de  $\phi^2$  : a) résultats de la campagne expérimentale b) résultats numériques

La **Figure 6-13 b)** montre que globalement, le modèle numérique respecte la relation linéaire qui existe entre le taux d'épingles (à travers la section de ceux-ci) et la résistance au cisaillement normalisée, sauf pour la dalle S4 (sans épingles) où la résistance au cisaillement est sous-estimée par rapport à la réalité expérimentale. Par conséquent, le modèle numérique, tout comme les codes analytiques et les résultats expérimentaux confirme que la résistance au cisaillement est proportionnelle au taux d'épingles.

La **Figure 6-14** illustre l'éventuelle existence de l'interaction entre les aciers longitudinaux et les épingles :

## Résultats Numériques



**Figure 6-14** Cisaillement normalisé des dalles S24, S25, S26 et S27 en fonction de  $\rho_l$  : a) résultats de la campagne expérimentale b) résultats numériques

La **Figure 6-14 a)** et la **Figure 6-14 b)** sont très similaires, ce qui signifie que le modèle numérique retranscrit fidèlement l'interaction entre les armatures longitudinales et les épingles. En effet, le gain de cisaillement est d'environ 3% pour les dalles équipées d'épingles  $\phi 6$  lorsque le taux d'armatures longitudinal est augmenté, tandis qu'il est de plus de 8% lorsque les dalles sont renforcées avec des épingles de type  $\phi 8$ . Ainsi l'effet bénéfique des épingles sur le mécanisme de goujon est retrouvé dans le cadre de la modélisation avec ABAQUS Explicit.

### 6.2.6 Comparaison des résultats analytiques, numériques et expérimentaux

Dans cette partie les résultats analytiques de l'EC2, l'ACI 318-14, le fib Model Code 2010 et numériques issus de la modélisation d'ABAQUS Explicit 6.12 sont comparés.

**Tableau 6-5** Résultats analytiques en comparaison avec les résultats numériques

Test	V avec fcm,cyl									
	$V_{EC2}$ [kN]	$\frac{V_{exp}}{V_{EC2}}$	$V_{ANF}$ [kN]	$\frac{V_{exp}}{V_{ANF}}$	$V_{ACI}$ [kN]	$\frac{V_{exp}}{V_{ACI}}$	$V_{fib}$ [kN]	$\frac{V_{exp}}{V_{fib}}$	$V_{num}$ [kN]	$\frac{V_{exp}}{V_{num}}$
S2	632.92	1.18	708.44	1.05	531.02	1.41	691.83	1.08	1425.31	0.942
S4	541.31	1.19	621.38	1.03	466.67	1.38	594.97	1.08	1713.15	1.019
S5	713.11	1.08	749.44	1.03	561.33	1.37	801.73	0.96	1875.82	1.097
S14	777.67	1.18	839.10	1.09	670.69	1.36	764.58	1.20	1314.21	1.079
S24	758.72	1.16	880.10	1.00	700.99	1.26	746.44	1.18	1575.06	0.996
S26	858.70	1.06	883.55	1.03	703.54	1.29	883.33	1.03	1746.89	1.036
S15	932.13	1.13	1011.57	1.04	831.68	1.27	886.35	1.19	1308.45	0.964
S25	856.40	1.06	952.90	0.95	788.32	1.15	826.54	1.09	1631.91	0.989
S27	972.16	1.05	988.50	1.03	814.63	1.25	955.51	1.06	1862.96	1.007
<b>Moyenne</b>		<b>1.13</b>		<b>1.04</b>		<b>1.31</b>		<b>1.19</b>		<b>1.01</b>
<b>Ecart type</b>		<b>0.05</b>		<b>0.03</b>		<b>0.08</b>		<b>0.26</b>		<b>0.050</b>
<b>5<sup>ème</sup> centile</b>		<b>1.054</b>		<b>0.97</b>		<b>1.19</b>		<b>0.99</b>		<b>0.95</b>

Dans les résultats analytiques (**Tableau 6-5**), l'ANF présente les meilleurs résultats avec une moyenne de 1.04 et un écart type de 0.03. Les autres méthodes de calcul sont plus conservatives en particulier l'ACI 318-14 avec une moyenne de 1.31. Néanmoins, elles sont toutes considérées valides avec un 5<sup>ème</sup> centile toujours supérieur à 0.85.

La modélisation numérique est clairement l'approche la plus pertinente avec une excellente moyenne  $AVG = 1.014$ , un écart type  $STD = 0.05$ , et puis un 5<sup>ème</sup> centile de 0.95. Ces résultats sont conditionnés par l'utilisation d'un angle de dilatation de 37° pour les dalles sans épingles et de 41° pour les dalles avec épingles, sans quoi la moyenne chute à 0.93. En revanche, il est nécessaire d'utiliser un coefficient de sécurité minimal de 1.1 pour garantir la sûreté d'un éventuel dimensionnement. En effet, dans le modèle numérique près de 4 dalles sur 9 présentent un rapport  $\frac{V_{exp}}{V_{num}} < 1$  (**Figure 6-15**). L'utilisation d'un modèle numérique basé sur l'approche CDP

d'ABAQUS Explicit offre l'avantage d'une meilleure compréhension des résultats analytiques qui ne permettent après tout que de prévoir la charge ultime (ou de service) que peut supporter ce type de structures. Le modèle numérique, apporte une approximation des déplacements et des zones de fort endommagement (fissuration) et leur évolution.

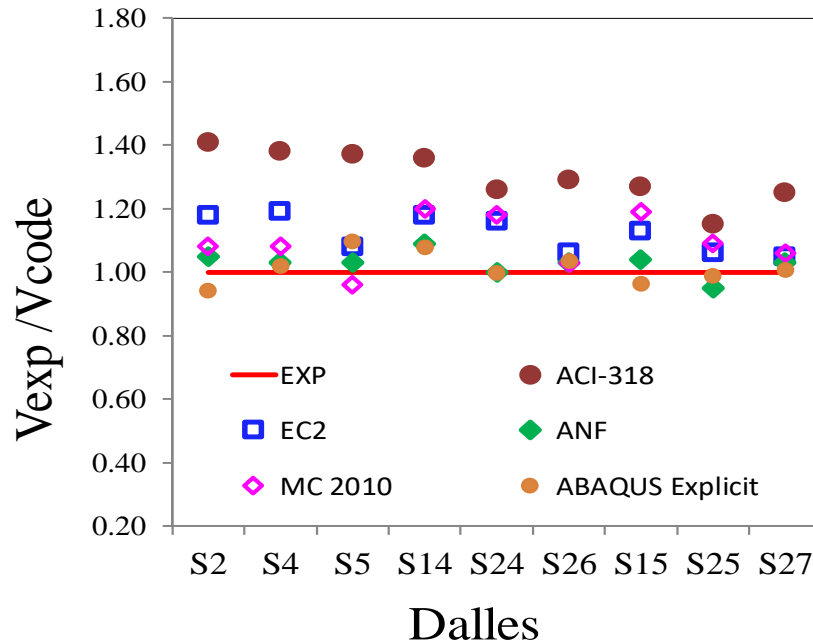


Figure 6-15 Distribution des rapports  $\frac{V_{exp}}{V_{code}}$  suivant les codes numériques et analytiques

### 6.2.7 Synthèse des résultats numériques

Dans ce chapitre, sont présentés les résultats issus de la modélisation de 9 dalles dont 3 dalles sans épingles, 3 dalles équipées d'épingles de diamètre Ø6 et dalles équipées d'épingles de diamètre Ø8 ; en utilisant le modèle ABAQUS CDP. L'élément choisi pour la discrétisation du maillage du béton, est le C3D8R. Les lois de comportement du béton sont basées sur le couplage de l'endommagement et de la plasticité, dans le cadre du modèle CDP, avec une loi pour la traction et une autre pour la compression.

Les aciers longitudinaux, transversaux et les épingles ont été modélisés sous la fonction « Wire » d'ABAQUS et discrétisés à l'aide de l'élément B31 linéaire. La taille de la maille est de 20 mm car cette dimension donne les résultats numériques les plus proches des résultats expérimentaux.

## Résultats Numériques

Les autres paramètres (angle de dilatation  $\Psi$ , excentricité  $\varepsilon$ ,  $\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}}$  et  $K_c$ ) ont été choisis sur la base de recommandations d'études précédentes notamment celle réalisée dans le cadre de la thèse de Serge Auguste Nana.

La valeur adéquate de l'angle de dilatation  $\Psi$  se situe autour de 37-38 ° pour l'étude numérique de dalles dépourvues d'épingles et autour de 41-43° pour les dalles équipées d'épingles.

La comparaison des résultats expérimentaux et des simulations de la charge ultime et de l'effort tranchant donne des différences relatives aux charges ultimes expérimentales, respectivement de 3,1 à 3,3 % pour les dalles sans épingles, de 0,3 à 4,4 % pour les dalles équipées d'épingles de diamètre  $\varnothing 6$  et de 4,3 à 4,8 % pour les dalles équipées d'épingles de diamètre  $\varnothing 8$ . Par ailleurs l'amélioration de la charge ultime donnée par la simulation numérique est de 23,4 % et celle observée expérimentalement est de 25 % pour les dalles équipées d'épingles de diamètre  $\varnothing 6$ . Cette amélioration pour la valeur simulée et la valeur observée expérimentalement est respectivement de 20,8 % et de 21,5 %, dans le cas de l'effort tranchant.

Cette amélioration, pour la valeur simulée et observée, devient respectivement 30 % et 38 % en ce qui concerne la charge ultime et 33,2 % et 35,5 % en ce qui concerne l'effort tranchant.

Le mode de rupture numérique est similaire au mode de rupture expérimental. Les fissures horizontales et verticales résultant de la flexion sont observées sur la face inférieure ainsi qu'une fissure 3D représentée par une ligne de fissuration, à proximité du support. Cependant l'angle de la fissure de la version numérique est d'environ 59 ° alors que l'angle de la fissure observée expérimentalement n'est que de 39-40°.

Toutes les dalles avec épingles, subissant des efforts de traction, connaissent une plastification des aciers longitudinaux dans leurs modèles respectifs ce qui est conforme aux mesures expérimentales car les contraintes de traction mesurées sur les armatures longitudinales et transversales ont montré un début de plastification. Le même phénomène est observé pour les épingles. En revanche, il s'avère que les armatures situées à l'extérieur d'un rayon de 60 cm de la charge ne connaissent que de légères déformations.

Les différentes étapes de l'évolution de la fissuration peuvent être bien suivies grâce à la modélisation.

Vers 70 à 75 % de la charge ultime, des fissures diagonales causées par les contraintes de cisaillement se développent et les fissures de flexion évoluent dans leurs parties supérieures en

## Résultats Numériques

fissures de cisaillement. Pour ce qui est de l'influence des épingles, le modèle numérique retranscrit fidèlement l'interaction entre les armatures longitudinales et les épingles.

Ainsi, le gain de 3 % pour les dalles équipées d'épingles de diamètre  $\varnothing 6$  lorsque l'on augmente le taux d'armatures longitudinales et qui passe à 8 % pour les mêmes dalles équipées d'épingles de diamètre  $\varnothing 8$ , observé expérimentalement est retrouvé dans les simulations numériques.

La comparaison des résultats analytiques obtenus avec l'EC2, l'ACI 318-14, le Fib Model Code et l'ABAQUS Explicit 6.12 montre que l'ANF et le CDP ABAQUS Explicit donnent tous deux de bons résultats ; la meilleure moyenne du rapport « Effort tranchant expérimental/ Effort tranchant numérique » (1,014) étant obtenue avec le CDP et le meilleur écart-type (0,03) avec l'ANF.

Le modèle CDP d'ABAQUS Explicit offre l'avantage de pouvoir prévoir la charge ultime et l'effort tranchant que peut supporter une structure avec une très bonne approximation, ce qui reste le principal objectif d'un modèle de simulation du comportement de structures en béton armé.



## Chapitre 7: Conclusions et perspectives

### 7.1 Conclusions

La thèse présentée, s'intéresse à la problématique actuelle du cisaillement des dalles épaisses avec épingles des bâtiments nucléaires. Le récent événement qui date de Mars 2016, où un générateur de plus de 400 tonnes s'est effondré sur la dalle du bâtiment réacteur de la centrale de Paluel en Seine-Maritime a mis en évidence la nécessité d'identifier les comportements de ces structures sous sollicitation de cisaillement.

En effet une attention particulière doit être portée à ce type d'effort, caractérisé par une rupture fragile survenant sans laisser d'indice préalable (déformations, fissures ...). La brusquerie du phénomène s'oppose ainsi à la ruine par flexion excessive qui se passe avec moins de brutalité.

En raison de l'occurrence élevée d'événements en liaison avec des sollicitations d'effort tranchant et de leur dangerosité, le cisaillement des éléments en béton armé a plutôt bien été documenté depuis le début des années soixante (effondrement de l'entrepôt d'Air Force aux USA).

Rapidement, il a été démontré à travers diverses campagnes expérimentales que les principaux paramètres qui définissent le cisaillement sont :

- La résistance caractéristique du béton en compression auquel le cisaillement est très sensible pour des valeurs inférieures à 20 MPa.
- Le taux d'armatures longitudinales à travers le mécanisme de goujon (2.3.1.5).
- Les armatures d'effort tranchant.
- Le rapport  $\frac{a}{d}$  ou élancement du spécimen où interviennent successivement les mécanismes poutres et effet d'arche (2.2.4).
- L'existence d'un éventuel effort normal ou précontrainte (2.6).

L'influence de ces paramètres a été discutée à la lumière de l'état de l'art actuel dans la partie bibliographique, qui a démontré en outre, que la majorité des travaux de recherches sur le cisaillement se sont focalisées sur des structures poutres. Ceci a permis malgré tout de comprendre à la fois la distinction qu'il existe entre les différents mécanismes (goujon, engrènement des

## Références

granulats, résistance propre du béton, transfert de la traction résiduelle à travers les fissures...), mais également les possibles interactions qui peuvent exister entre ces actions (2.3.2.1).

C'est au niveau de ce point spécifique qu'intervient la problématique de cette thèse dans la mesure où il y a consensus sur le calcul au cisaillement des codes analytiques comme l'EC2 et son annexe française ou l'ACI 318-14 : la valeur de la résistance au cisaillement conférée par ces éléments est simplement superposée à celle du béton seul ce qui ne correspond pas à la bibliographie actuelle (2.8.4) qui admet l'effet bénéfique des épingles sur des mécanismes comme l'engrènement des granulats et le mécanisme de goujon.

Les armatures d'effort tranchant améliorent le confinement du béton. Cette propriété est d'ailleurs indissociable du rôle des fissures qui transmettent les contraintes de cisaillement. Elle accroît par cette occasion l'effet de goujon des armatures longitudinales et granulats.

Concernant l'étude des dalles, les travaux récents de Lantsoght (Lantsoght et al. 2014) se distinguent. En effet, l'auteur de plusieurs textes scientifiques a mis en évidence les singularités des dalles en comparaison avec les poutres, notamment l'existence d'une redistribution transversale de la charge concentrée à proximité de l'appui (2.5.1). Elle a également discuté le concept de la largeur efficace puisqu'elle varie selon les approches (française, néerlandaise, fib MC 2010).

L'effort normal en combinaison avec le cisaillement a été peu abordé dans la littérature. Néanmoins, il y a consensus sur l'effet positif de la compression sur la résistance au cisaillement des dalles et celle négative de la traction. Pour ce qui est des épingles, l'effet bénéfique des épingles est mentionné pour les dalles soumises) un effort de compression mais les avis concernant la traction divergeaient.

En s'armant des résultats de la littérature, la campagne expérimentale a été menée. Les trente dalles ont été proprement équipées pour obtenir les informations nécessaires à l'interprétation (jauges de déformation au niveau du ferrailage, positionnement de capteurs déplacement, dispositif d'application de compression ou de traction etc...).

A la fin des tests, le mode caractéristique de rupture en cisaillement a été clairement établi avec 3 types de fissures caractéristiques retrouvées dans toutes dalles, dont il faut distinguer en particulier la fissure de rupture en 3D seulement visible pour les dalles qui ont été sciées. Il a également été prouvé qu'un effort normal de traction augmente la verticalité des fissures diagonales augmentant ainsi l'angle d'inclinaison par rapport à l'horizontale. Par ailleurs, l'ajout d'épingles (1934.7).

## Références

L'étude des résultats s'est axée sur l'analyse de la variation des paramètres que sont le taux d'armatures longitudinales, le taux d'épingles, le diamètre maximal des granulats et l'effort normal. Les dalles ont par ailleurs été conçues de manière à isoler l'influence de chacun de ces facteurs (3.1).

Les courbes charge-déplacements (dalles de la série I) et charge-déformations ont non seulement permis d'illustrer le gain de cisaillement obtenu grâce à l'ajout d'épingles ( $\Phi 6$  ou  $\Phi 8$ ) mais elles ont également montré leur pourcentage d'effort ultime auquel la reprise de charge a lieu. D'autre part, ces courbes mettent en évidence l'influence méliorative des aciers d'effort tranchant sur la ductilité des dalles et le comportement post-pic (4.3.2).

La variation du taux d'armatures longitudinaux (série II) affecte la résistance ultime au cisaillement. Cela a clairement été démontré dans la littérature et dans l'étude de Serge Nana sur les dalles sans épingles. En revanche, observer un gain de cisaillement plus important lorsque le taux d'épingles est élevé n'a pas été mis en évidence dans la littérature et prouve que contrairement à certains énoncés scientifiques (2.3.2.4), cette influence n'est pas négligeable et mérite d'être mise en évidence (4.9.4).

Cependant, l'interaction des épingles avec la traction (série III) est moins évidente, si dans ses essais Collins (Bhide and Collins 1989b) démontre que les épingles réduisent l'effet de la traction sur la résistance au cisaillement, tandis que l'effet inverse est relevé dans le cas de la campagne expérimentale.

Pour cette raison il est possible d'avancer que l'interaction des paramètres est du moins négligeable (2.2.1).

Dans le cas de la compression, en revanche l'interaction est bien réelle avec de nouveau un effet amplificateur des épingles. Les dalles contenant des armatures d'effort tranchant observent un meilleur gain de cisaillement lors de l'application d'un effort normal de compression (4.8). Il s'avère ainsi que le comportement des structures en béton armé avec épingles n'est pas symétrique que l'on se positionne du côté d'un effort normal de compression ou de traction.

Dans la série IV, il a été démontré que contrairement au cas des dalles sans épingles, augmenter le diamètre des granulats n'a aucun impact sur la résistance au cisaillement des dalles avec épingles. Les aciers d'effort tranchant se substituent au squelette granulaire dans le contrôle et la réorientation des fissures (4.8).

## Références

Les résultats expérimentaux, en plus de fournir un moyen de mieux comprendre le cisaillement sont aussi un outil formidable pour juger de la qualité des codes analytiques qu'ils soient empiriques ou mécaniques. Ils placent l'Annexe Nationale Française et fib Model Code 2010 en tête des modèles les plus précis même s'ils peuvent s'avérer hasardeux lorsque la résistance au cisaillement est légèrement sous-estimée. Ce défaut minime peut être palier avec un coefficient de sécurité. L'EC2 présente des résultats assez similaires. La norme américaine ACI 318-14 est la plus conservatrice et ne présente d'avantage que sa sûreté, il est donc recommandé pour les ingénieurs d'utiliser la norme de l'ANF ou du fib Model Code 2010, en utilisant bien sûr un coefficient de sécurité minimal de 1.1.

Les codes analytiques sont aussi le moyen d'évaluer l'angle des bielles de compression. Le choix par défaut de  $45^\circ$  semble très pertinent et sûr contrairement à un angle de  $22^\circ$  qui réduit l'aspect conservatif et rend ces modèles incertains.

La dernière possibilité qui permet de décrire les dalles épaisses avec épingle sous cisaillement est de réaliser un modèle numérique. Pour cela un inventaire rapide des solutions numériques a mis en exergue l'avantage du modèle de couplage d'endommagement et de plasticité car c'est une approche continue (fissuration diffuse, nul besoin de localiser précisément le lieu de naissance de la fissure...). Le schéma explicite permet quant à lui de s'affranchir de

L'efficacité du modèle CDP est démontrée à travers des résultats numériques très proches de ceux de la campagne expérimentale. En revanche, il a été nécessaire de distinguer l'angle de dilatation des dalles avec épingle ( $\psi = 41^\circ$ ) de l'angle de dilatation des spécimens sans épingle ( $\psi = 37^\circ$ ), la raison étant : augmenter l'angle de dilatation entraîne un confinement qui accroît la charge ultime et la ductilité post-pic.

Le modèle CDP traduit les fissures par un niveau d'endommagement. Bien que le mode de rupture global soit illustré, l'inclinaison des fissures diagonales l'est moins. L'efficacité des épingle est sensible au chemin de fissuration.

Contrairement aux modèles analytiques, l'amplification du mécanisme de goujon est bien observée lorsque des dalles avec épingle sont utilisées ce qui explique la précision obtenue pour les dalles avec épingle par le modèle numérique.

En résumé, les résultats expérimentaux, leur comparaison avec les modèles analytiques et numériques ont mis en évidence les mécanismes du cisaillement des dalles épaisses avec épingle,

et comment ils sont appréhendés dans chaque cas. Néanmoins, il est primordial de reconnaître les points de perspective et de développement de la thèse.

### 7.2 Perspectives

Ci-dessous quelques points qui peuvent être sujet au développement en ce qui concerne l'étude du comportement des dalles avec armatures d'effort tranchant (épingles) soumises au cisaillement :

- Varier l'angle d'inclinaison des épingles, leur espacement et leur positionnement pour analyser expérimentalement, la sensibilité des spécimens aux chemins de fissuration.
- Multiplier les tests similaires dans cette même perspective afin de réaliser une étude statistique et d'établir un intervalle de confiance, sans quoi la validité d'un essai est plus difficilement confirmable.
- Modéliser une chute d'objet lourd sur la dalle pour se rapprocher de l'incident de la centrale de Paluel et comprendre le comportement dynamique des dalles épaisses sous sollicitation de cisaillement.
- Introduire un modèle discret permettrait de reproduire de manière plus conforme le cisaillement. Ors et al (Ors, Okail, and Zaher 2016) dans une modélisation du comportement des poutres avec épingles soumises au cisaillement obtient des résultats pertinents (charge ultime, rigidité, ductilité...) en mixant le modèle CSC (concrete smeared crack) et l'approche discrète impliquant la représentation physique de la fissure de rupture. L'ombre dans le tableau est sans doute l'obligation d'utiliser un schéma implicite qui s'avère excessivement lourd en temps computationnel et en mémoire de calcul.
- Etudier des spécimens contenant d'autres types d'armatures d'effort tranchant y compris les fibres métalliques qui représentent un réel potentiel de développement du génie civil, en témoignent la diversité des travaux scientifiques récents qui s'intéressent au sujet.
- Un modèle numérique robuste pour les cas de cisaillement couplé/effet de charge axiale devrait être proposé. Sur la base de ce modèle numérique, de nombreuses simulations peuvent être réalisées. Ces résultats numériques pourraient être

## Références

combinés avec une simulation de Monte Carlo pour quantifier l'augmentation ou la perte de capacité de cisaillement dans les dalles en raison de la charge axiale de compression ou de tension appliquée.

## Références

- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. 2008. Fourth edition with 2008 interim revisions. Washington, D.C. : American Association of State Highway and Transportation Officials, [2008] ©2007. <https://search.library.wisc.edu/catalog/9910071548102121>.
- “Abaqus Analysis User’s Manual (6.12).” n.d. Accessed September 15, 2018. <http://abaqus.software.polimi.it/v6.12/books/usb/default.htm?startat=pt08ch34s04aus132.html>.
- ABAQUS Version 6.12. 2013. *Documentation*.
- ACI Committee 318. 2014. *318-14: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. American Concrete Institute. <https://www.concrete.org/store/productdetail.aspx?ItemID=31814&Language=English>.
- Adebar, Perry, and Michael P. Collins. 1996. “Shear Strength of Members without Transverse Reinforcement.” *Canadian Journal of Civil Engineering* 23 (1): 30–41.
- Albuquerque, Nivea G. B., Guilherme S. Melo, and Robert L. Vollum. 2016. “Punching Shear Strength of Flat Slab-Edge Column Connections with Outward Eccentricity of Loading.” *Structural Journal* 113 (5): 1117–29. <https://doi.org/10.14359/51689156>.
- Anderson, J.L. 1963. “Punching of Concrete Slabs with Shear Reinforcement.” *Bulletin No. 212*, 1963, Royal Institute of Technology edition.
- Anderson, Neal S., and Julio A. Ramirez. 1989. “Detailing of Stirrup Reinforcement.” *Structural Journal* 86 (5): 507–15. <https://doi.org/10.14359/3005>.
- ANDRADE, JLS de. 2000. “Estudo Experimental Da Inclinação de Estribos Abertos Em Lajes Cogumelo de Concreto Armado.” Dissertação de Mestrado, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília 2000.
- Angelakos, Dino, Evan C. Bentz, and Michael P. Collins. 2001. “Effect of Concrete Strength and Minimum Stirrups on Shear Strength of Large Members.” *Structural Journal* 98 (3): 291–300. <https://doi.org/10.14359/10220>.
- ASCE-ACI Committee 445. 1998. “Recent Approaches to Shear Design of Structural Concrete.” *Journal of Structural Engineering* 124 (12): 1375–1417. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1998\)124:12\(1375\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1998)124:12(1375)).
- Ashour, Ashraf F. 1997. “Tests of Reinforced Concrete Continuous Deep Beams.” *Structural Journal* 94 (1): 3–12. <https://doi.org/10.14359/455>.
- Ashwell, Emily. n.d. “Technical Cause of Airport Car Park Collapse Revealed.” *New Civil Engineer*. Accessed March 26, 2018. <https://www.newcivilengineer.com/technical-cause-of-airport-car-park-collapse-revealed/10023737.article>.

- Askes, H., and L. J. Sluys. 2002. "Explicit and Implicit Gradient Series in Damage Mechanics." *European Journal of Mechanics-A/Solids* 21 (3): 379–390.
- Attard, M. M., and S. Setunge. 1996. "Stress-Strain Relationship of Confined and Unconfined Concrete." *Materials Journal* 93 (5): 432–442.
- Baldwin, J. W., Jr, and I. M. Viest. 1958. "Effect of Axial Compression on Shear Strength of Reinforced Concrete Frame Members\*." *Journal Proceedings* 55 (11): 635–54. <https://doi.org/10.14359/11379>.
- Banabic, Dorel. 2007. *Advanced Methods in Material Forming*. Springer Science & Business Media.
- Bažant, Zdeněk P. 1976. "Instability, Ductility, and Size Effect in Strain-Softening Concrete." *Journal of the Engineering Mechanics Division* 102 (2): 331–344.
- Bažant Zdeněk P. 1984. "Size Effect in Blunt Fracture: Concrete, Rock, Metal." *Journal of Engineering Mechanics* 110 (4): 518–35. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1984\)110:4\(518\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1984)110:4(518)).
- Bazant, Zdenek P., and Zhiping Cao. 1987. "Size Effect in Punching Shear Failure of Slabs." *Structural Journal* 84 (1): 44–53. <https://doi.org/10.14359/2785>.
- Bažant, Zdeněk P., and Mohammad T. Kazemi. 1991. "Size Dependence of Concrete Fracture Energy Determined by RILEM Work-of-Fracture Method." *International Journal of Fracture* 51 (2): 121–138.
- Bazant, Zdenek P., and Jin-Keun Kim. 1984. "Size Effect in Shear Failure of Longitudinally Reinforced Beams." *Journal Proceedings* 81 (5): 456–68. <https://doi.org/10.14359/10696>.
- Bažant, Zdeněk P., and Byung H. Oh. 1983. "Crack Band Theory for Fracture of Concrete." *Materials and Structures* 16 (3): 155–177.
- Bažant, Zdeněk P., and Gilles Pijaudier-Cabot. 1989. "Measurement of Characteristic Length of Nonlocal Continuum." *Journal of Engineering Mechanics* 115 (4): 755–767.
- Bazant, Zdenek P., and Hsu-Huei Sun. 1987. "Size Effect in Diagonal Shear Failure: Influence of Aggregate Size and Stirrups." *Materials Journal* 84 (4): 259–72. <https://doi.org/10.14359/1614>.
- Bažant, Zdeněk P., and Qiang Yu. 2005. "Designing against Size Effect on Shear Strength of Reinforced Concrete Beams without Stirrups: I. Formulation." *Journal of Structural Engineering* 131 (12): 1877–85.
- Benallal, A., R. Billardon, and G. Geymonat. 1993. "Bifurcation and Localization in Rate-Independent Materials. Some General Considerations." In *Bifurcation and Stability of Dissipative Systems*, 1–44. Springer. [http://traffichlight.bitdefender.com/info?url=http%3A//link.springer.com/chapter/10.1007/978-3-7091-2712-4\\_1&language=en\\_US](http://traffichlight.bitdefender.com/info?url=http%3A//link.springer.com/chapter/10.1007/978-3-7091-2712-4_1&language=en_US).
- Benallal, Ahmed, René Billardon, and Issam Doghri. 1988. "An Integration Algorithm and the Corresponding Consistent Tangent Operator for Fully Coupled Elastoplastic and Damage Equations." *Communications in Applied Numerical Methods* 4 (6): 731–740.
- Bentz, Evan C. 2000. *Sectional Analysis of Reinforced Concrete Members*. University of Toronto Toronto.
- Bentz, Evan C., Frank J. Vecchio, and Michael P. Collins. 2006. "Simplified Modified Compression Field Theory for Calculating Shear Strength of Reinforced Concrete Elements." *Structural Journal* 103 (4): 614–24. <https://doi.org/10.14359/16438>.
- Berg, F. J. Van Den. 1962. "Shear Strength of Reinforced Concrete Beams Without Web Reinforcement." *Journal Proceedings* 59 (11): 1587–1600. <https://doi.org/10.14359/7966>.

- Berriaud, C., A. Sokolovsky, R. Gueraud, J. Dulac, and R. Labrot. 1978. “Comportement Local Des Enceintes En Beton Sous l’impact d’un Projectile Rigide: Local Behaviour of Reinforced Concrete Walls under Missile Impact.” *Nuclear Engineering and Design* 45 (2): 457–69.
- Berriaud, C., P. Verpeaux, A. Hoffmann, P. Jamet, and R. Avet-Flancard. 1979. “Test and Calculation of the Local Behaviour of Concrete Structures under Missile Impact.” CEA Centre d’Etudes Nucleaires de Fontenay-aux-Roses.
- Bhattacharjee, Sudip Sankar. 1994. *Smearred Fracture Analysis of Concrete Gravity Dams for Static and Seismic Loads*. McGill University. [http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=http%3A//digitool.library.mcgill.ca/webclient/DeliveryManager%3Fpid%3D129603%26custom\\_att\\_2%3Ddirect&language=en\\_US](http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=http%3A//digitool.library.mcgill.ca/webclient/DeliveryManager%3Fpid%3D129603%26custom_att_2%3Ddirect&language=en_US).
- Bhide, Shrinivas B., and Michael P. Collins. 1989a. “Influence of Axial Tension on the Shear Capacity of Reinforced Concrete Members.” *Structural Journal* 86 (5): 570–81. <https://doi.org/10.14359/3013>.
- . 1989b. “Influence of Axial Tension on the Shear Capacity of Reinforced Concrete Members.” *Structural Journal* 86 (5): 570–81. <https://doi.org/10.14359/3013>.
- Birrcer, David B., Robin G. Tuchscherer, Matt Huizinga, and Oguzhan Bayrak. 2014. “Depth Effect in Deep Beams.” *Structural Journal* 111 (4): 731–40. <https://doi.org/10.14359/51687002>.
- Björnström, Jonas, Tomas Ekström, and Manouchehr Hassanzadeh. 2006. “Dammsäkerhet: Spruckna Betongdammar: Översikt Och Beräkningsmetoder.” *Elforsk Rapport* 6 (29). [http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=http%3A//lup.lub.lu.se/record/1678656&language=en\\_US](http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=http%3A//lup.lub.lu.se/record/1678656&language=en_US).
- Bower, John E., and Ivan M. Viest. 1960. “Shear Strength of Restrained Concrete Beams Without Web Reinforcement.” *Journal Proceedings* 57 (7): 73–98. <https://doi.org/10.14359/8012>.
- Brandes, Klaus, Ernst Limberger, and Jürgen Herter. 1985. “Experimental Verification of Punching Shear Failure of RC Slabs Subjected to Aircraft Impact Loads.”
- Bresler, Boris, and J. G. MacGregor. 1967. “Review of Concrete Beams Failing in Shear.” *Journal of the Structural Division* 93 (1): 343–72.
- Bresler, Boris, and A. C. Scordelis. 1963. “Shear Strength of Reinforced Concrete Beams.” *Journal Proceedings* 60 (1): 51–74. <https://doi.org/10.14359/7842>.
- Brian Watt Associates, Inc. 1981. “Experimental Work on Punching Shear Resistance of Concrete Structures For the Arctic.” *AOGA Project No. 152*, November 1981.
- Broms, Carl Erik. 2000. “Elimination of Flat Plate Punching Failure Mode.” *Structural Journal* 97 (1): 94–101. <https://doi.org/10.14359/838>.
- Brown, I. C., and S. H. Perry. 1982. “An Experimental Method to Investigate Impact on Concrete Slabs.”
- Canadian Standards Association. 2004. *Design of Concrete Structures: CAN/CSA-A23.3-04 : A National Standard of Canada (Approved July 2007), (Reaffirmed 2010)*. Mississauga, Ont.: Canadian Standard Association.
- CEB-FIP Model Code 1990. 1993. “Design Code.” *Comité Euro-International Du Béton, Thomas Telford, London*.
- Ceb-Fip Model Code 1990*. 1993. Thomas Telford Publishing. <https://doi.org/10.1680/ceb-fipmc1990.35430>.
- CEB-FIP-model Code 2010. 2010. “Comité Euro-International Du Béton.” *Lausanne, Switzerland*.



- Chambon, René, Denis Caillerie, and Takashi Matsuchima. 2001. "Plastic Continuum with Microstructure, Local Second Gradient Theories for Geomaterials: Localization Studies." *International Journal of Solids and Structures* 38 (46): 8503–8527.
- Chana, P. S. 1981. "SOME ASPECTS OF MODELLING THE BEHAVIOUR OF REINFORCED CONCRETE UNDER SHEAR LOADING." *Cement and Concrete Association Technical Report*, no. 543 (July). <https://trid.trb.org/view/179888>.
- . 1987. "Investigation of the Mechanism of Shear Failure of Reinforced Concrete Beams." *Magazine of Concrete Research* 39 (141): 196–204. <https://doi.org/10.1680/mac.1987.39.141.196>.
- . 1988. "ANALYTICAL AND EXPERIMENTAL STUDIES OF SHEAR FAILURES IN REINFORCED CONCRETE BEAMS." In . Vol. 85. <https://trid.trb.org/view/300995>.
- Chen, Wai-Fah, and Da-Jian Han. 1988. *Plasticity for Structural Engineers*. Springer-Verlag, New York, N.Y. [http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=https%3A//books.google.fr/books%3Fhl%3Dfr%26lr%3D%26id%3DvejRCgAAQBAJ%26oi%3Dfnd%26pg%3DPR5%26dq%3DPlasticity+for+structural+engineering%26ots%3DPWP3ox27hD%26sig%3D9VKtbz7hwIF5N9TB7mip0lw0bCU&language=en\\_US](http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=https%3A//books.google.fr/books%3Fhl%3Dfr%26lr%3D%26id%3DvejRCgAAQBAJ%26oi%3Dfnd%26pg%3DPR5%26dq%3DPlasticity+for+structural+engineering%26ots%3DPWP3ox27hD%26sig%3D9VKtbz7hwIF5N9TB7mip0lw0bCU&language=en_US).
- Cheung, K. C., H. L. Gotschall, and T. C. Liu. 1975. "Ultimate Strength of Prestressed Concrete Reactor Vessel End Slabs." GA-A--13057. General Atomic Co. [http://inis.iaea.org/Search/search.aspx?orig\\_q=RN:6210467](http://inis.iaea.org/Search/search.aspx?orig_q=RN:6210467).
- Chi, Yin, Min Yu, Le Huang, and Lihua Xu. 2017. "Finite Element Modeling of Steel-Polypropylene Hybrid Fiber Reinforced Concrete Using Modified Concrete Damaged Plasticity." *Engineering Structures* 148 (October): 23–35. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.06.039>.
- Chopra, Anil K. 2007. *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. 2007. Prentice-Hall.
- Chung, W. J., J. W. Cho, and T. Belytschko. 1998. "On the Dynamic Effects of Explicit FEM in Sheet Metal Forming Analysis." *Engineering Computations* 15 (6): 750–776.
- Cifuentes, H., M. Alcalde, and F. Medina. 2013. "Measuring the Size-Independent Fracture Energy of Concrete." *Strain* 49 (1): 54–59.
- CIMbéton. 2008. "G12. Collection Technique Cimbéton - Fiches Techniques. Bétons : durabilité, dimensionnement et esthétique." December 2008. <http://www.infociments.fr/publications/ciments-betons/collection-technique-cimbeton/ct-g12>.
- Clark, Arthur P. 1951. "Diagonal Tension in Reinforced Concrete Beams." *Journal Proceedings* 48 (10): 145–56. <https://doi.org/10.14359/11876>.
- Code, S. I. A. 2003. "262 for Concrete Structures." *Swiss Society of Engineers and Architects, Zürich, Switzerland*, 94.
- Collins, Michael P. 2001. "Evaluation of Shear Design Procedures for Concrete Structures." Ottawa, Canada: CSA Technical Committee on Reinforced Concrete Design.
- Collins, Michael P, Evan C Bentz, and Edward G Sherwood. 2008. "Where Is Shear Reinforcement Required? Review of Research Results and Design Procedures." *ACI STRUCTURAL JOURNAL*, October 2008, ACI STRUCTURAL JOURNAL edition.
- Collins, Michael P., and Daniel Kuchma. 1999. "How Safe Are Our Large, Lightly Reinforced Concrete Beams, Slabs, and Footings?" *Structural Journal* 96 (4): 482–90. <https://doi.org/10.14359/684>.

## Références

- Collins, Michael P, Denis Mitchell, Perry Adebar, and Frank J. Vecchio. 1996. "A General Shear Design Method." *ACI STRUCTURAL JOURNAL*, February 1996, ACI STRUCTURAL JOURNAL edition.
- Committee 318, A. C. I., and American Concrete Institute. 2002. *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (ACI 318R-02)*. American Concrete Institute.
- . 2008. *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary*. American Concrete Institute.
- Committee 326, Aci-Asce. 1962. "Shear and Diagonal Tension." *Journal Proceedings* 59 (3): 353–96. <https://doi.org/10.14359/7921>.
- Committee 426, Aci-Asce. 1973. "The Shear Strength of Reinforced Concrete Members." *Journal Proceedings* 70 (7): 1091–1187. <https://doi.org/10.14359/11224>.
- Conforti, Antonio, Fausto Minelli, and Giovanni A. Plizzari. 2017. "Influence of Width-to-Effective Depth Ratio on Shear Strength of Reinforced Concrete Elements without Web Reinforcement." *Structural Journal* 114 (4): 995–1006. <https://doi.org/10.14359/51689681>.
- Cornelissen, H. A. W., D. A. Hordijk, and H. W. Reinhardt. 1986. "Experimental Determination of Crack Softening Characteristics of Normalweight and Lightweight Concrete." *Heron* 31 (2): 45–56.
- Cosserat, Eugene Maurice P., and F. Cosserat. 1909. "Théorie Des Corps Déformables." [http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=http%3A//cds.cern.ch/record/441051&language=en\\_US](http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=http%3A//cds.cern.ch/record/441051&language=en_US).
- Cossio, Roger Diaz De, and Chester P. Siess. 1960. "Behavior and Strength in Shear of Beams and Frames Without Web Reinforcement." *Journal Proceedings* 56 (2): 695–736. <https://doi.org/10.14359/8118>.
- Cucchiara, Calogero, Lidia La Mendola, and Maurizio Papia. 2004. "Effectiveness of Stirrups and Steel Fibres as Shear Reinforcement." *Cement and Concrete Composites* 26 (7): 777–86. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2003.07.001>.
- Deng, Qing, Wei-Jian Yi, and Fu-Jian Tang. 2017. "Effect of Coarse Aggregate Size on Shear Behavior of Beams without Shear Reinforcement." *Structural Journal* 114 (5): 1131–42. <https://doi.org/10.14359/51689720>.
- Desmorat, Rodrigue, Fabrice Gatuingt, and Frédéric Ragueneau. 2007. "Nonlocal Anisotropic Damage Model and Related Computational Aspects for Quasi-Brittle Materials." *Engineering Fracture Mechanics* 74 (10): 1539–1560.
- Dilger, Walter H. 2017. "Inclined Stirrups and Inclined Stud Shear Reinforcement in Zones of High Shear." *Special Publication* 321 (September): 10.1-10.14.
- Drucker, Daniel Charles, and William Prager. 1952. "Soil Mechanics and Plastic Analysis or Limit Design." *Quarterly of Applied Mathematics* 10 (2): 157–165.
- Dulac, J., and J. P. Giraud. 1981. "Impact Testing of Reinforced Concrete Slabs." In *Structural Mechanics in Reactor Technology. Vol. J (B)*.
- Einpaul, Jürgen, Carlos E. Ospina, Miguel Fernández Ruiz, and Aurelio Muttoni. 2016. "Punching Shear Capacity of Continuous Slabs." *Structural Journal* 113 (4): 861–72. <https://doi.org/10.14359/51688758>.
- Elstner, R. C., K. G. Moody, I. M. Viest, and E. Hognestad. 1955. "Shear Strength of Reinforced Concrete Beams Part 3-Tests of Restrained Beams With Web Reinforcement." *Journal Proceedings* 51 (2): 525–39. <https://doi.org/10.14359/11693>.

- Elstner, Richard C., and Eivind Hognestad. 1956. "Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs." *Journal Proceedings* 53 (7): 29–58. <https://doi.org/10.14359/11501>.
- Eric J. Tompos and Robert J. Frosch. 2002. "Influence of Beam Size, Longitudinal Reinforcement, and Stirrup Effectiveness on Concrete Shear Strength." *Structural Journal* 99 (5). <https://doi.org/10.14359/12295>.
- European Concrete Platform ASBL. 2008. "COMMENTARY EUROCODE 2." *European Concrete Platform ASBL*, June 2008.
- "Failures Due to Shear | Strength Of Materials | Reinforced Concrete." n.d. Scribd. Accessed March 26, 2018. <https://www.scribd.com/doc/45572768/Failures-Due-to-Shear>.
- Feenstra, P. H. 1993. "Computational Aspects of Biaxial Stress in Plain and Reinforced Concrete." Delft: Delft University Press. [http://traffilight.bitdefender.com/info?url=http%3A//library.wur.nl/WebQuery/clc/598104&language=en\\_US](http://traffilight.bitdefender.com/info?url=http%3A//library.wur.nl/WebQuery/clc/598104&language=en_US).
- Feenstra, Peter H., and René de Borst. 1995. "Constitutive Model for Reinforced Concrete." *Journal of Engineering Mechanics* 121 (5): 587–595.
- Fenwick, R. C., and Thomas Pauley. 1968. "Mechanism of Shear Resistance of Concrete Beams." *Journal of the Structural Division* 94 (10): 2325–50.
- Fernandes, Roméo, Clément Chavant, and René Chambon. 2008. "A Simplified Second Gradient Model for Dilatant Materials: Theory and Numerical Implementation." *International Journal of Solids and Structures* 45 (20): 5289–5307.
- Ferreira, Maurício P., Rafael N. M. Barros, Pereira Filho, Manoel J. M, Luamim S. Tapajós, Felipe S. Quaresma, Maurício P. Ferreira, et al. 2016. "One-Way Shear Resistance of RC Members with Unconnected Stirrups." *Latin American Journal of Solids and Structures* 13 (15): 2970–90. <https://doi.org/10.1590/1679-78252872>.
- fib, Fédération internationale du béton. 2010. *Shear and Punching Shear in RC and FRC Elements: Technical Report: Proceedings of a Workshop Held on 15-16 October 2010, in Salò, Lake Garda, Italy*. fib Fédération internationale du béton.
- Frosch, Robert J. 2000. "Behavior of Large-Scale Reinforced Concrete Beams with Minimum Shear Reinforcement." *Structural Journal* 97 (6): 814–20. <https://doi.org/10.14359/9626>.
- Furuuchi, Hitoshi, Yoshihiro Takahashi, Tamon Ueda, and Yoshio Kakuta. 1998. "Effective Width for Shear Failure of RC Deep Slabs" 20 (January): 209–16.
- Gastbled, Olivier J., and Ian M. May. 2001. "Fracture Mechanics Model Applied to Shear Failure of Reinforced Concrete Beams Without Stirrups." *Structural Journal* 98 (2): 184–90. <https://doi.org/10.14359/10186>.
- Gayed, Ramez B., and Amin Ghali. 2004. "Double-Head Studs as Shear Reinforcement in Concrete I-Beams." *Structural Journal* 101 (4): 549–57. <https://doi.org/10.14359/13341>.
- Genikomsou, Aikaterini S., Graeme J. Milligan, and Maria Anna Polak. 2018. "Modeling Parameters in Punching Shear Finite Element Analysis of Concrete Slabs." *Special Publication* 328 (September): 12.1-12.24.
- Genikomsou, Aikaterini S., and Maria Anna Polak. 2015. "Finite Element Analysis of Punching Shear of Concrete Slabs Using Damaged Plasticity Model in ABAQUS." *Engineering Structures* 98: 38–48.
- Genikomsou Aikaterini S., and Polak Maria Anna. 2016. "Finite-Element Analysis of Reinforced Concrete Slabs with Punching Shear Reinforcement." *Journal of Structural Engineering* 142 (12): 04016129. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001603](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001603).

## Références

- Genikomsou, Aikaterini S., and Maria Anna Polak. 2017. "Effect of Openings on Punching Shear Strength of Reinforced Concrete Slabs—Finite Element Investigation." *Structural Journal* 114 (5): 1249–61. <https://doi.org/10.14359/51689871>.
- Gérard, Bruno. 1996. "Contribution Des Couplages Mécanique-Chimie-Transfert Dans La Tenue à Long Terme Des Ouvrages de Stockage de Déchets Radioactifs." [http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=http%3A//cat.inist.fr/%3FaModele%3DafficheN%26cpsidt%3D193429&language=en\\_US](http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=http%3A//cat.inist.fr/%3FaModele%3DafficheN%26cpsidt%3D193429&language=en_US).
- Ghali, Amin. 1989. "An Efficient Solution to Punching of Slabs." *Concrete International* 11 (6): 50–54.
- Gingold, Robert A., and Joseph J. Monaghan. 1977. "Smoothed Particle Hydrodynamics: Theory and Application to Non-Spherical Stars." *Monthly Notices of the Royal Astronomical Society* 181 (3): 375–389.
- Gmür, Thomas. 1997. *Dynamique Des Structures: Analyse Modale Numérique*. PPUR presses polytechniques. [http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=https%3A//books.google.fr/books%3Fhl%3Dfr%26lr%3D%26id%3D4f37ZfoBcGgC%26oi%3Dfnd%26pg%3DPR7%26ots%3DQKS2iM1DNG%26sig%3DGMjEEbiw4zX7ODUuJ5kyLFZqM&language=en\\_US](http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=https%3A//books.google.fr/books%3Fhl%3Dfr%26lr%3D%26id%3D4f37ZfoBcGgC%26oi%3Dfnd%26pg%3DPR7%26ots%3DQKS2iM1DNG%26sig%3DGMjEEbiw4zX7ODUuJ5kyLFZqM&language=en_US).
- Goldbeck, A. T. 1917. "The Influence of Total Width of the Effective Width of Reinforced-Concrete Slabs Subjected to Central Concentrated Loading." *Journal Proceedings* 13 (2): 78–88. <https://doi.org/10.14359/15865>.
- Graf, O. 1938. "Versuche Über Die Widerstandsfähigkeit von Allseitig Aufliegenden Dicken Eisenbetonplatten Unter Einzellasten." *Deutscher Ausschus Für Eisenbeton*, 1938.
- Grandić, Davor, Paulo Šćulac, and Ivana Štimac Grandić. 2015. "Shear Resistance of Reinforced Concrete Beams in Dependence on Concrete Strength in Compressive Struts." *Tehnički Vjesnik* 22 (4): 925, 925–34, 934. <https://doi.org/10.17559/TV-20140708125658>.
- Grassl, Peter, and Milan Jirásek. 2006. "Damage-Plastic Model for Concrete Failure." *International Journal of Solids and Structures* 43 (22): 7166–7196.
- Grassl, Peter, Dimitrios Xenos, Ulrika Nyström, Rasmus Rempling, and Kent Gylltoft. 2013. "CDPM2: A Damage-Plasticity Approach to Modelling the Failure of Concrete." *International Journal of Solids and Structures* 50 (24): 3805–3816.
- Griffith, A. 1924. "The Theory of Rupture." In *First Int. Cong. Appl. Mech.*, 55–63.
- Griffith, Alan A. 1921. "The Phenomena of Rupture and Flow in Solids." *Philosophical Transactions of the Royal Society of London. Series A, Containing Papers of a Mathematical or Physical Character* 221: 163–198.
- Griffith, Alan Arnold. 1921. "VI. The Phenomena of Rupture and Flow in Solids." *Phil. Trans. R. Soc. Lond. A* 221 (582–593): 163–98. <https://doi.org/10.1098/rsta.1921.0006>.
- Guo, X. H., and R. I. Gilbert. 2000. "The Effect of Specimen Size on the Fracture Energy and Softening Function of Concrete." *Materials and Structures* 33 (5): 309–316.
- Gurutzeaga, Mikel, Eva Oller, Carlos Ribas, Antoni Cladera, and A Mari. 2015. "Influence of the Longitudinal Reinforcement on the Shear Strength of One-Way Concrete Slabs." *Materials and Structures* 48 (June): 2597–2612. <https://doi.org/10.1617/s11527-014-0340-5>.
- Haddadin, Munther J., Sheu-Tien Hong, and Alan H. Mattock. 1971. "Stirrup Effectiveness in Reinforced Concrete Beams with Axial Force." *Journal of the Structural Division* 97 (9): 2277–97.
- Haghinejada, Akbar, Mahdi Nematzadeh, Akbar Haghinejada, and Mahdi Nematzadeh. 2016. "Three-Dimensional Finite Element Analysis of Compressive Behavior of Circular Steel

## Références

- Tube-Confined Concrete Stub Columns by New Confinement Relationships.” *Latin American Journal of Solids and Structures* 13 (5): 916–44. <https://doi.org/10.1590/1679-78252631>.
- Hansen, N. R., and H. L. Schreyer. 1992. “Thermodynamically Consistent Theories for Elastoplasticity Coupled with Damage.” Sandia National Labs., Albuquerque, NM (United States).  
[http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=http%3A//www.osti.gov/scitech/biblio/7030728&language=en\\_US](http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=http%3A//www.osti.gov/scitech/biblio/7030728&language=en_US).
- Hawkins, N. M. 1974. “Shear Strength of Slabs With Shear Reinforcement.” *Special Publication* 42 (January): 785–816. <https://doi.org/10.14359/17310>.
- Hawkins, Neil M., Daniel A. Kuchma, Robert F. Mast, M. Lee Marsh, and Karl-Heinz Reineck. 2005. “Simplified Shear Design of Structural Concrete Members.”
- Hillerborg, A., M. Modéer, and P. -E. Petersson. 1976. “Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements.” *Cement and Concrete Research* 6 (6): 773–81. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(76\)90007-7](https://doi.org/10.1016/0008-8846(76)90007-7).
- Hillerborg, Arne, Mats Modéer, and P.-E. Petersson. 1976. “Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements.” *Cement and Concrete Research* 6 (6): 773–781.
- “Hong Kong Completes Investigation into Balcony Collapse.” n.d. Accessed March 28, 2018. <https://www.theconstructionindex.co.uk/news/view/hong-kong-completes-investigation-into-balcony-collapse>.
- HORDIJK, PA. 1991. “Local Approach to Fatigue of Concrete.” *Doctoral Thesis, Delft University of Technology* 210.  
[http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=http%3A//ci.nii.ac.jp/naid/10003067329/&language=en\\_US](http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=http%3A//ci.nii.ac.jp/naid/10003067329/&language=en_US).
- Hsiung, Wayne, and Gregory C. Frantz. 1985. “Transverse Stirrup Spacing in R/C Beams.” *Journal of Structural Engineering* 111 (2): 353–62. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1985\)111:2\(353\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1985)111:2(353)).
- Husain, Mohamed, and Ahmed Eisa. 2017. “Alternatives to Enhance Flat Slab Ductility.” *International Journal of Concrete Structures and Materials*, March 2017. <https://www.concrete.org/publications/internationalconcreteabstractsportal.aspx?m=details&i=51701313>.
- Imran, I., and S. J. Pantazopoulou. 1996. “Experimental Study of Plain Concrete under Triaxial Stress.” *ACI Materials Journal-American Concrete Institute* 93 (6): 589–601.
- Ince, Ragip, Erhan Yalcin, and Abdussamet Arslan. 2007. “Size-Dependent Response of Dowel Action in R.C. Members.” *Engineering Structures* 29 (6): 955–61. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2006.07.006>.
- Indian Standards Institution. 1965. *Code of Practice for Plain and Reinforced Concrete: IS*. Indian Standards Institution.
- Ingraffea, A. R., and V. Saouma. 1985. “Numerical Modeling of Discrete Crack Propagation in Reinforced and Plain Concrete.” In *Fracture Mechanics of Concrete: Structural Application and Numerical Calculation*, 171–225. Springer. [http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=http%3A//link.springer.com/chapter/10.1007/978-94-009-6152-4\\_4&language=en\\_US](http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=http%3A//link.springer.com/chapter/10.1007/978-94-009-6152-4_4&language=en_US).
- IRWIN, GR. 1957. “Analysis of Stresses and Strains near the End of a Crack Travelling a Plane.” *J. Appl. Mech.* 24: 361–364.

## Références

- Ismail, Kamaran S., Maurizio Guadagnini, and Kypros Pilakoutas. 2017. "Shear Behavior of Reinforced Concrete Deep Beams." *Structural Journal* 114 (1): 87–99. <https://doi.org/10.14359/51689151>.
- Jamet, P., Alain Millard, and G. Nahas. 1984. "Triaxial Behaviour of a Micro-Concrete Complete Stress-Strain Curves for Confining Pressures Ranging from 0 to 100 MPa." CEA Centre d'Etudes Nucleaires de Saclay. [http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=https%3A//inis.iaea.org/search/search.aspx%3Forig\\_q%3DRN%3A16009791&language=en\\_US](http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=https%3A//inis.iaea.org/search/search.aspx%3Forig_q%3DRN%3A16009791&language=en_US).
- Jankowiak, Tomasz, and Tomasz Lodygowski. 2005. "Identification of Parameters of Concrete Damage Plasticity Constitutive Model." *Foundations of Civil and Environmental Engineering* 6 (1): 53–69.
- Jansen, Daniel C., and Surendra P. Shah. 1997. "Effect of Length on Compressive Strain Softening of Concrete." *Journal of Engineering Mechanics* 123 (1): 25–35.
- Jason, Ludovic, Antonio Huerta, Gilles Pijaudier-Cabot, and Shahrokh Ghavamian. 2006. "An Elastic Plastic Damage Formulation for Concrete: Application to Elementary Tests and Comparison with an Isotropic Damage Model." *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 195 (52): 7077–7092.
- Jenq, Y. S., and S. P. Shah. 1990. "Shear Resistance of Reinforced Concrete Beams--A Fracture Mechanics Approach." *Special Publication* 118 (January): 237–58. <https://doi.org/10.14359/2973>.
- Johnson, M. K., and Ramirez, J. A. 2011. "Minimum Shear Reinforcement in Beams with Higher Strength Concrete." *318Reference* 11 (10).
- Jose J. Rodriguez, Albert C. Bianchini, Ivan M. Viest, and Clyde E. Kesler. 1959. "Shear Strength of Two-Span Continuous Reinforced Concrete Beams." *Journal Proceedings* 55 (4). <https://doi.org/10.14359/11409>.
- Ju, J. W. 1989. "Energy-Based Coupled Elastoplastic Damage Models at Finite Strains." *Journal of Engineering Mechanics* 115 (11): 2507–2525.
- Kani, G. N. J. 1967. "How Safe Are Our Large Reinforced Concrete Beams?" *Journal Proceedings* 64 (3): 128–41. <https://doi.org/10.14359/7549>.
- . 1969. "A Rational Theory for the Function of Web Reinforcement." *Journal Proceedings* 66 (3): 185–97. <https://doi.org/10.14359/7354>.
- Kani, Gaspar. 1979. *Kani on Shear in Reinforced Concrete*. Department of Civil Engineering, University of Toronto.
- Kani, MW, MW Huggins, and RR Wittkopp. 1979. "Kani on Shear in Reinforced Concrete." *Department of Civil Engineering, University of Toronto, Canada, 1979*.
- Kaufmann, Walter Hans Jakob. 1998. "Strength and Deformations of Structural Concrete Subjected to In-Plane Shear and Normal Forces." [http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=http%3A//e-collection.library.ethz.ch/view/eth%3A22651&language=en\\_US](http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=http%3A//e-collection.library.ethz.ch/view/eth%3A22651&language=en_US).
- Keller, Thomas, Albin Kenel, and Robert Koppitz. 2013. "Carbon Fiber-Reinforced Polymer Punching Reinforcement and Strengthening of Concrete Flat Slabs." *Structural Journal* 110 (6): 919–28. <https://doi.org/10.14359/51686148>.
- Kim Daejoong, Kim Woo, and White Richard N. 1998. "Prediction of Reinforcement Tension Produced by Arch Action in RC Beams." *Journal of Structural Engineering* 124 (6): 611–22. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1998\)124:6\(611\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1998)124:6(611)).

## Références

- Kim, Daejoong, Woo Kim, and Richard N. White. 1999. "Arch Action in Reinforced Concrete Beams—A Rational Prediction of Shear Strength." *Structural Journal* 96 (4): 586–93. <https://doi.org/10.14359/695>.
- Kim, J., Y.-H. Kang, H.-H. Choi, S.-M. Hwang, and B.-S. Kang. 2002. "Comparison of Implicit and Explicit Finite-Element Methods for the Hydroforming Process of an Automobile Lower Arm." *Int J Adv Manuf Technol* 20: 407–413.
- Kim, Woo, and Richard N. White. 1991. "Initiation of Shear Cracking in Reinforced Concrete Beams with No Web Reinforcement." *Structural Journal* 88 (3): 301–14. <https://doi.org/10.14359/9447>.
- Kong, Fung-Kew, Peter J. Robins, and David F. Cole. 1970. "Web Reinforcement Effects on Deep Beams." *Journal Proceedings* 67 (12): 1010–18. <https://doi.org/10.14359/7336>.
- König, G., and J. Fischer. 1995. "Model Uncertainties Concerning Design Equations for the Shear Capacity of Concrete Members without Shear Reinforcement." *CEB Bulletin* 224: 49–100.
- Kotronis, Panagiotis, René Chambon, Jacky Mazars, and Frédéric Collin. 2005. "Local Second Gradient Models and Damage Mechanics: Application to Concrete." In *11th International Conference on Fracture*. [http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=https%3A//hal.archives-ouvertes.fr/hal-01008385/&language=en\\_US](http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=https%3A//hal.archives-ouvertes.fr/hal-01008385/&language=en_US).
- Kuchma, Daniel A., Neil M. Hawkins, Sang-Ho Kim, Shaoyun Sun, and Kang Su Kim. 2008. "Simplified Shear Provisions of the AASHTO LRFD Bridge Design Specifications." *PCI Journal* 53 (3).
- Kupfer, Helmut B., and Kurt H. Gerstle. 1973. "Behavior of Concrete under Biaxial Stresses." *Journal of the Engineering Mechanics Division* 99 (4): 853–866.
- Kupfer, Helmut, Hubert K. Hilsdorf, and Hubert Rusch. 1969. "Behavior of Concrete under Biaxial Stresses." In *Journal Proceedings*, 66:656–666. [http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=https%3A//www.concrete.org/publications/internationalconcreteabstractsportal.aspx%3Fm%3Ddetails%26ID%3D7388&language=en\\_US](http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=https%3A//www.concrete.org/publications/internationalconcreteabstractsportal.aspx%3Fm%3Ddetails%26ID%3D7388&language=en_US).
- Kutt, Lembit M., Allan B. Pifko, Jerrell A. Nardiello, and John M. Papazian. 1998. "Slow-Dynamic Finite Element Simulation of Manufacturing Processes." *Computers & Structures* 66 (1): 1–17.
- La Borderie, Christian. 1991. "Phénomènes Unilatéraux Dans Un Matériau Endommageable: Modélisation et Application à l'analyse de Structures En Béton." [http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=http%3A//cat.inist.fr/%3FaModele%3DafficheN%26cpsidt%3D147086&language=en\\_US](http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=http%3A//cat.inist.fr/%3FaModele%3DafficheN%26cpsidt%3D147086&language=en_US).
- Langan, D., and F. K. Garas. 1970. "BEHAVIOR OF END SLABS IN CYLINDRICAL PRESTRESSED CONCRETE PRESSURE VESSELS." *Pp H3/4.1-40 of Structural Mechanics in Reactor Technology. Vol. 3, Pt. H. /Jaeger, Thomas A. (Comp). Luxemburg Commission of the European Communities (1971).*, January. <https://www.osti.gov/biblio/4749054-behavior-end-slabs-cylindrical-prestressed-concrete-pressure-vessels>.
- Lantsoght Eva O. L., van der Veen Cor, Walraven Joost C., and Boer Ane de. 2016. "Case Study on Aggregate Interlock Capacity for the Shear Assessment of Cracked Reinforced-Concrete Bridge Cross Sections." *Journal of Bridge Engineering* 21 (5): 04016004. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0000847](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000847).

## Références

- Lantsoght, Eva O. L., Cor van der Veen, Ane de Boer, and Joost C. Walraven. 2014. "Influence of Width on Shear Capacity of Reinforced Concrete Members." *Structural Journal* 111 (6): 1441–50. <https://doi.org/10.14359/51687322>.
- Lantsoght, Eva O. L., Cor van der Veen, and Joost C. Walraven. 2012. "Shear Capacity of Slabs and Slab Strips Loaded Close to the Support." *Special Publication* 287 (May): 1–18. <https://doi.org/10.14359/51683859>.
- . 2013. "Shear in One-Way Slabs under Concentrated Load Close to Support." *Structural Journal* 110 (2): 275–84. <https://doi.org/10.14359/51684407>.
- Lee, Jeeho, and Gregory L. Fenves. 1998. "Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures." *Journal of Engineering Mechanics* 124 (8): 892–900.
- Lee, Sang-Keun, Young-Chul Song, and Sang-Hoon Han. 2004. "Biaxial Behavior of Plain Concrete of Nuclear Containment Building." *Nuclear Engineering and Design* 227 (2): 143–153.
- Lemaitre, J., and Jean-Louis CHABOCHE. 1978. "Aspect Phénoménologique de La Rupture Par Endommagement." *J Méc Appl* 2 (3). [http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=https%3A//trid.trb.org/view.aspx%3Fid%3D1048150&language=en\\_US](http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=https%3A//trid.trb.org/view.aspx%3Fid%3D1048150&language=en_US).
- Leonhardt, Fritz. 1962. *The Stuttgart Shear Tests, 1961: Contributions to the Treatment of the Problems of Shear in Reinforced Concrete Construction*. London: Cement and Concrete Association.
- Leonhardt, Fritz, and René Walther. 1962. *Schubversuche an Einfeldrigen Stahlbetonbalken Mit Und Ohne Schubbewehrung Zur Ermittlung Der Schubtragfähigkeit Und Der Oberen Schubspannungsgrenze*. Ernst.
- Leonhardt, Fritz, and Rene walther. 1962. "Beiträge Zur Behandlung Der Schubprobleme Im Stahlbetonbau." *Beton Und Stahlbetonbau*, March 1962.
- Liu, Jian, and Boyan I. Mihaylov. 2016. "A Comparative Study of Models for Shear Strength of Reinforced Concrete Deep Beams." *Engineering Structures* 112 (April): 81–89. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.01.012>.
- López, Juan. 2017. "CHARACTERISATION OF THE TENSILE BEHAVIOUR OF UHPFRC BY MEANS OF FOUR-POINT BENDING TESTS." <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.11442.40640>.
- Lubell Adam S., Bentz Evan C., and Collins Michael P. 2009. "Influence of Longitudinal Reinforcement on One-Way Shear in Slabs and Wide Beams." *Journal of Structural Engineering* 135 (1): 78–87. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2009\)135:1\(78\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2009)135:1(78)).
- Lubell, Adam S., Evan C. Bentz, and Michael P. Collins. 2009. "Shear Reinforcement Spacing in Wide Members." *Structural Journal* 106 (2): 205–14. <https://doi.org/10.14359/56359>.
- Lubell, Adam S, T Sherwood, Evan C Bentz, and Michael P Collins. 2004. "Safe Shear Design of Large Wide Beams." *Concrete International*, January 1, 2004.
- Lubliner, J., J. Oliver, Sand Oller, and E. Onate. 1989. "A Plastic-Damage Model for Concrete." *International Journal of Solids and Structures* 25 (3): 299–326.
- Lucy, Leon B. 1977. "A Numerical Approach to the Testing of the Fission Hypothesis." *The Astronomical Journal* 82: 1013–1024.
- MACHIDA, Atsuhiko, and Khairy H ABDELKAREEM. n.d. "EFFECT OF SHEAR REINFORCEMENT ON FAILURE MODE OF RC BRIDGE PIERS SUBJECTED TO STRONG EARTHQUAKE MOTIONS," 8.



## Références

- Malm, Richard. 2006. "Shear Cracks in Concrete Structures Subjected to In-Plane Stresses." KTH. [http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=http%3A//www.diva-portal.org/smash/record.jsf%3Fpid%3Ddiva2%3A11277&language=en\\_US](http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=http%3A//www.diva-portal.org/smash/record.jsf%3Fpid%3Ddiva2%3A11277&language=en_US).
- Mari, A, A Cladera, J Bairan, E Oller, and C Ribas. 2016. "Proposal for Shear Provisions Based on a Mechanical Model\_v8, Presented at CEN TC250." In . SC2/WG1/TG4 meeting in Copenhagen.
- Mari, Antonio, Antoni Cladera, Jesús Bairán, Eva Oller, and Carlos Ribas. 2014. "Shear-Flexural Strength Mechanical Model for the Design and Assessment of Reinforced Concrete Beams Subjected to Point or Distributed Loads." *Frontiers of Structural and Civil Engineering* 8 (4): 337–53.
- Markeset, Gro, and Arne Hillerborg. 1995. "Softening of Concrete in Compression—Localization and Size Effects." *Cement and Concrete Research* 25 (4): 702–708.
- Markovič, M., M. Saje, I. Planinc, and S. Bratina. 2012. "On Strain Softening in Finite Element Analysis of RC Planar Frames Subjected to Fire." *Engineering Structures* 45: 349–361.
- Mattock, Alan H. 1969. "Diagonal Tension Cracking in Concrete Beams with Axial Forces." *Journal of the Structural Division* 95 (9): 1887–1900.
- Mattock, Alan H., and Zuhua Wang. 1984. "Shear Strength of Reinforced Concrete Members Subject to High Axial Compressive Stress." *Journal Proceedings* 81 (3): 287–98. <https://doi.org/10.14359/10685>.
- Maturana, P., J. Planas, and M. Elices. 1990. "Evolution of Fracture Behaviour of Saturated Concrete in the Low Temperature Range." *Engineering Fracture Mechanics* 35 (4–5): 827–834.
- Mazars, J., Y. Berthaud, and S. Ramtani. 1990. "The Unilateral Behaviour of Damaged Concrete." *Engineering Fracture Mechanics* 35 (4–5): 629–635.
- Mazars, Jacky. 1984. "Application de La Mécanique de l'endommagement Au Comportement Non Linéaire et à La Rupture Du Béton de Structure." [http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=http%3A//cat.inist.fr/%3FaModele%3DafficheN%26cpsidt%3D9153637&language=en\\_US](http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=http%3A//cat.inist.fr/%3FaModele%3DafficheN%26cpsidt%3D9153637&language=en_US).
- Mazars, Jacky, and Gilles Pijaudier-Cabot. 1989. "Continuum Damage Theory—Application to Concrete." *Journal of Engineering Mechanics* 115 (2): 345–365.
- Melo, G. S., A. E. G. Coelho, and D. R. C. Oliveira. 2000. "Reinforced Concrete Flat Slabs with Inclined Stirrups as Shear Reinforcement." *Trita-BKN. Bulletin* 57: 155–62.
- Metwally, Ibrahim M. 2012. "Evaluate the Capability and Accuracy of Response-2000 Program in Prediction of the Shear Capacities of Reinforced and Prestressed Concrete Members." *HBRC Journal* 8 (2): 99–106. <https://doi.org/10.1016/j.hbrj.2012.09.005>.
- Mier, Jan GM van. 2008. "Framework for a Generalized Four-Stage Fracture Model of Cement-Based Materials." *Engineering Fracture Mechanics* 75 (18): 5072–5086.
- Millard, S. G., and R. P. Johnson. 1984. "Shear Transfer across Cracks in Reinforced Concrete Due to Aggregate Interlock and to Dowel Action." *Magazine of Concrete Research* 36 (126): 9–21. <https://doi.org/10.1680/mac.1984.36.126.9>.
- Mills, Laddie L., and Roger M. Zimmerman. 1970. "Compressive Strength of Plain Concrete under Multiaxial Loading Conditions." In *Journal Proceedings*, 67:802–807. [http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=https%3A//www.concrete.org/publications/internationalconcreteabstractsportal.aspx%3Fm%3Ddetails%26ID%3D7310&language=en\\_US](http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=https%3A//www.concrete.org/publications/internationalconcreteabstractsportal.aspx%3Fm%3Ddetails%26ID%3D7310&language=en_US).

## Références

- Moës, Nicolas, John Dolbow, and Ted Belytschko. 1999. "A Finite Element Method for Crack Growth without Remeshing." *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 46: 131–150.
- Mohammadyan-Yasouj, S. E., A. K. Marsono, R. Abdullah, and M. Moghadasi. 2015. "Wide Beam Shear Behavior with Diverse Types of Reinforcement." *Structural Journal* 112 (2): 199–208. <https://doi.org/10.14359/51687299>.
- Montabroud, Yves, and Ali Limam. 2005. "Shear Experiments on Reinforced Concrete Slabs – the First Series."
- Moody, K. G., and I. M. Viest. 1955. "Shear Strength of Reinforced Concrete Beams Part 4- Analytical Studies." *Journal Proceedings* 51 (3): 697–730. <https://doi.org/10.14359/11699>.
- Moody, K. G., I. M. Viest, R. C. Elstner, and E. Hognestad. 1954. "Shear Strength of Reinforced Concrete Beams Part 1 -Tests of Simple Beams." *Journal Proceedings* 51 (12): 317–32. <https://doi.org/10.14359/11680>.
- . 1955. "Shear Strength of Reinforced Concrete Beams Part 2-Tests of Restrained Beams Without Web Reinforcement." *Journal Proceedings* 51 (1): 417–34. <https://doi.org/10.14359/11686>.
- Moretto, Oreste. 1945. "An Investigation of the Strength of Welded Stirrups in Reinforced Concrete Beams." *Journal Proceedings* 42 (11): 141–64. <https://doi.org/10.14359/8707>.
- Morrow, JoDean, and I. M. Viest. 1957. "Shear Strength of Reinforced Concrete Frame Members Without Web Reinforcement." *Journal Proceedings* 53 (3): 833–69. <https://doi.org/10.14359/11558>.
- Mörsch, Emil. 1908. *Der Eisenbetonbau, seine Theorie und Anwendung*. Stuttgart, K. Wittwer. <http://archive.org/details/dereisenbetonba00aggoog>.
- Mphonde, Andrew G. 1989. "Use of Stirrup Effectiveness in Shear Design of Concrete Beams." *Structural Journal* 86 (5): 541–45. <https://doi.org/10.14359/3250>.
- Mphonde, Andrew G., and Gregory C. Frantz. 1984. "Shear Tests of High- and Low-Strength Concrete Beams Without Stirrups." *Journal Proceedings* 81 (4): 350–57. <https://doi.org/10.14359/10690>.
- Musielak, Marion. 2012. "Etude numérique et expérimentale des transferts de Composés Organiques Volatils du sol à l'air ambiant, en passant au travers du béton," 345.
- Muttoni, Aurelio, and Miguel Fernández Ruiz. 2008a. "Shear Strength in One-and Two-Way Slabs According to the Critical Shear Crack Theory." In *Fib Symposium, Amsterdam 2008*. fib Symposium, Amsterdam 2008.
- . 2008b. "Shear strength of members without transverse reinforcement as function of critical shear crack width." *ACI Structural Journal* 2: 163–72.
- Muttoni, Aurelio, and Joseph Schwartz. 1991. "Behavior of Beams and Punching in Slabs without Shear Reinforcement." *IABSE Colloquium* 62: 703–8.
- Mylrea, T. D. 1934. "Tests Of Reinforced Concrete T-Beams." *Journal Proceedings* 30 (5): 448–64. <https://doi.org/10.14359/8328>.
- N. Pavlović, M, Michael Kotsovos, and I Jeli. 1999. "Study of Dowel Action in Reinforced Concrete Beams." *Magazine of Concrete Research - MAG CONCR RES* 51 (January): 131–41. <https://doi.org/10.1680/macr.1999.51.2.131>.
- NANA, Wendpanga, Serge, Auguste. 2017. "Etudes expérimentales et numériques du comportement des dalles épaisses en béton armé sous chargement de cisaillement et interaction cisaillement/effet de membrane : Application aux bâtiments nucléaires." INSA Lyon.

## Références

- Narayanan, R., and I. Y. S. Darwish. 1987a. "Use of Steel Fibers as Shear Reinforcement." *Structural Journal* 84 (3): 216–27. <https://doi.org/10.14359/2654>.
- Narayanan, R., and IYS Darwish. 1987b. "Use of Steel Fibers as Shear Reinforcement." *ACI STRUCTURAL JOURNAL*, 1987.
- NEN Committee 351001. 1995. "Technische Grondslagen Voor Bouwvoorschriften, Voorschriften Beton TGB 1990–Constructieve Eisen En Rekenmethoden (VBC 1995)." *NEN 6720:1995*, 1995, Dutch Normalization Institute edition.
- Ngo, D., and A. C. Scordelis. 1967. "Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams." In *Journal Proceedings*, 64:152–163. [http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=https%3A//www.concrete.org/publications/internationalconcreteabstractsportal/m/details/id/7551&language=en\\_US](http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=https%3A//www.concrete.org/publications/internationalconcreteabstractsportal/m/details/id/7551&language=en_US).
- Nguyen, V. -D., F. Lani, T. Pardoën, X. P. Morelle, and L. Noels. 2016. "A Large Strain Hyperelastic Viscoelastic-Viscoplastic-Damage Constitutive Model Based on a Multi-Mechanism Non-Local Damage Continuum for Amorphous Glassy Polymers." *International Journal of Solids and Structures* 96 (October): 192–216. <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2016.06.008>.
- Ockleston, A.J. 1958. "Arching Action In Reinforced Concrete Slabs." *The Institution of Structural Engineers*, 1958.
- Olesen, S. E.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P. 2008. "Investigation of Prestressed Reinforced Concrete for Highway Bridges, Part IV: Strength in Shear of Beams with Web Reinforcement." *318Reference* 11 (28).
- Ors, Dina Muhammad Fathi, Hussein Osama Okail, and Amr Hussein Zaher. 2016. "Modeling of Shear Deficient Beams by the Mixed Smeared/Discrete Cracking Approach." *HBRC Journal* 12 (2): 123–36. <https://doi.org/10.1016/j.hbrj.2014.11.002>.
- P Gupta. 1995. "Shear Behavior of Reinforced Concrete Beams Subjected to High Axial Compression." Toronto, Canada: University of Toronto.
- Pachalla, Sameer Kumar Sarma, and S. Suriya Prakash. 2017. "Experimental Evaluation on Effect of Openings on Behavior of Prestressed Precast Hollow-Core Slabs." *Structural Journal* 114 (2): 427–36. <https://doi.org/10.14359/51689155>.
- Panda, Sushree Sangeeta, and Appa Rao Gangolu. 2017. "Study of Dowel Action in Reinforced Concrete Beam by Factorial Design of Experiment." *Structural Journal* 114 (6): 1495–1505. <https://doi.org/10.14359/51700831>.
- Pankaj, P. 2010. *Real Structural Behavior and Its Analysis - Material Nonlinearity. Lecture Note*.
- Park, Honggun, and Jae-Yo Kim. 2005. "Plasticity Model Using Multiple Failure Criteria for Concrete in Compression." *International Journal of Solids and Structures* 42 (8): 2303–2322.
- Paul, S. L., Alan Zimmer, H. L. Gotschall, R. H. Matson, B. I. Karlsson, Bijan Mohraz, and M. A. Sozen. 1969. "Strength and Behavior of Prestressed Concrete Vessels for Nuclear Reactors-Volume II." University of Illinois Engineering Experiment Station. College of Engineering. University of Illinois at Urbana-Champaign.
- Paulay, T., R. Park, and M. H. Phillips. 1974. "Horizontal Construction Joints in Cast-In-Place Reinforced Concrete." *Special Publication* 42 (January): 599–616. <https://doi.org/10.14359/17303>.
- PEERLINGS, RHJ, R. DE BORST, WAM BREKELMANS, and JHP DE VREE. 1996. "GRADIENT ENHANCED DAMAGE FOR QUASI-BRITTLE MATERIALS." *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 39 (19): 3391–3403.

## Références

- Perdikaris, Philip C., and Alberto Romeo. 1995. "Size Effect on Fracture Energy of Concrete and Stability Issues in Three-Point Bending Fracture Toughness Testing." *Materials Journal* 92 (5): 483–96. <https://doi.org/10.14359/900>.
- Pijaudier-Cabot, Gilles, and Zdeněk P. Bažant. 1987. "Nonlocal Damage Theory." *Journal of Engineering Mechanics* 113 (10): 1512–1533.
- Polak, Maria Anna. 1998. "Modeling Punching Shear of Reinforced Concrete Slabs Using Layered Finite Elements." *Structural Journal* 95 (1): 71–80. <https://doi.org/10.14359/528>.
- Poli, Sandro Dei, Marco Di Prisco, and Pietro G. Gambarova. 1993. "Cover and Stirrup Effects on the Shear Response of Dowel Bar Embedded in Concrete." *Structural Journal* 90 (4): 441–50. <https://doi.org/10.14359/3962>.
- Rajagopalan, K. S., and Phil M. Ferguson. 1968. "Exploratory Shear Tests Emphasizing Percentage of Longitudinal Steel." *Journal Proceedings* 65 (8): 634–38. <https://doi.org/10.14359/7501>.
- Ramtani, Salah. 1990. "Contribution à La Modélisation Du Comportement Multiaxial Du Béton Endommagé Avec Description Du Caractère Unilatéral." Paris 6. [http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=http%3A//www.theses.fr/1990PA066286&language=en\\_US](http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=http%3A//www.theses.fr/1990PA066286&language=en_US).
- Rao, G Appa, and SS Injaganeri. 2013. "Evaluation of Minimum Shear Reinforcement in Reinforced Concrete Beams."
- Rebelo, N., J. C. Nagtegaal, L. M. Taylor, and R. Passman. 1992. "Comparison of Implicit and Explicit Finite Element Methods in the Simulation of Metal Forming Processes." In *ABAQUS Users Conf., Newport, RI*.
- Regan, P. 1999. "Basic Designs for Moment, Shear and Torsion." *Basis of Design, International Federation for Structural Concrete (Fib), Lausanne*, 141–223.
- Regan, P.E., and H Rezai-Jorabi. 1988. "SHEAR RESISTANCE OF ONE-WAY SLABS UNDER CONCENTRATED LOADS." *ACI Structural Journal* 85 (March): 150–57.
- Reineck, Karl-Heinz, Evan C. Bentz, Birol Fitik, Daniel A. Kuchma, and Oguzhan Bayrak. 2013. "ACI-DAfStb Database of Shear Tests on Slender Reinforced Concrete Beams without Stirrups." *Structural Journal* 110 (5): 867–76. <https://doi.org/10.14359/51685839>.
- Reineck, Karl-Heinz, Evan Bentz, Birol Fitik, Daniel A. Kuchma, and Oguzhan Bayrak. 2014. "ACI-DAfStb Databases for Shear Tests on Slender Reinforced Concrete Beams with Stirrups (with Appendix)." *Structural Journal* 111 (5): 1147–56. <https://doi.org/10.14359/51686819>.
- Reinhardt, Hans W. 1981. "Size Effect on Shear Tests in the Light of Fracture Mechanics." *Beton-Und Stahlbetonbau* 76 (1): 19–21.
- Reissen, K., and J. Hegger. 2013. "Numerical Investigations on the Shear Capacity of Reinforced Concrete Slabs under Concentrated Loads." In *Research and Applications in Structural Engineering, Mechanics and Computation, CRC Press*, 1507–12.
- Richart, Frank E. 1948. "Reinforced Concrete Wall and Column Footings." *Journal Proceedings* 45 (10): 97–127. <https://doi.org/10.14359/12107>.
- Richart, Frank Erwin, Anton Brandtzaeg, and Rex Leno Brown. 1928. "A Study of the Failure of Concrete under Combined Compressive Stresses." University of Illinois at Urbana Champaign, College of Engineering. Engineering Experiment Station. [http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=http%3A//www.ideals.illinois.edu/handle/2142/4277&language=en\\_US](http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=http%3A//www.ideals.illinois.edu/handle/2142/4277&language=en_US).
- Rogula, Dominik. 1982. "Introduction to Nonlocal Theory of Material Media." In *Nonlocal Theory of Material Media*, 123–222. Springer.

## Références

- [http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=http%3A//link.springer.com/content/pdf/10.1007/978-3-7091-2890-9\\_3.pdf&language=en\\_US](http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=http%3A//link.springer.com/content/pdf/10.1007/978-3-7091-2890-9_3.pdf&language=en_US).
- Roller, J. J., and Russell, H. G. 2005. "Shear Strength of High-Strength Concrete Beams with Web Reinforcement." *318Reference* 11 (9).
- Rots, Jan Gerrit. 1988. "Computational Modeling of Concrete Fracture." *Thèse de Doctorat, Université Delft, Delft, Pays-Bas*.  
[http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=http%3A//repository.tudelft.nl/assets/uuid%3A06985d0d-1230-4a08-924a-2553a171f08f/TR%2520diss%25201663%281%29.PDF&language=en\\_US](http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=http%3A//repository.tudelft.nl/assets/uuid%3A06985d0d-1230-4a08-924a-2553a171f08f/TR%2520diss%25201663%281%29.PDF&language=en_US).
- Roux, Jean. 2011a. *Maîtrise de l'Eurocode 2: Guide d'application*. Editions Eyrolles.
- . 2011b. *Pratique de l'eurocode 2: Guide d'application*. Editions Eyrolles.
- Russo, Gaetano, and Giovanni Puleri. 1997. "Stirrup Effectiveness in Reinforced Concrete Beams under Flexure and Shear." *Structural Journal* 94 (3): 227–38. <https://doi.org/10.14359/475>.
- Saarenheimo, Arja, Markku Tuomala, and Kim Calonius. 2015. "Shear Punching Studies on an Impact Loaded Reinforced Concrete Slab." *Nuclear Engineering and Design* 295 (December): 730–46. <https://doi.org/10.1016/j.nucengdes.2015.04.018>.
- Said, M., and T. M. Elrakib. 2013. "Enhancement of Shear Strength and Ductility for Reinforced Concrete Wide Beams Due to Web Reinforcement." *HBRC Journal* 9 (3): 235–42. <https://doi.org/10.1016/j.hbrj.2013.05.011>.
- Sarsam, Kaiss F., and Janan M. S. Al-Musawi. 1992. "Shear Design of High- and Normal Strength Concrete Beams with Web Reinforcement." *Structural Journal* 89 (6): 658–64. <https://doi.org/10.14359/9644>.
- Schickert, Gerald, and Helmut Winkler. 1977. *Versuchsergebnisse Zur Festigkeit Und Verformung von Beton Bei Mehraxialer Druckbeanspruchung*. 277.  
[http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=https%3A//trid.trb.org/view.aspx%3Fid%3D1052176&language=en\\_US](http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=https%3A//trid.trb.org/view.aspx%3Fid%3D1052176&language=en_US).
- Seible, Frieder, Amin Ghali, and Walter H. Dilger. 1980. "Preassembled Shear Reinforcing Units for Flat Plates." *Journal Proceedings* 77 (1): 28–35. <https://doi.org/10.14359/6988>.
- Serna-Ros, P, M.A Fernandez-Prada, P Miguel-Sosa, and Debb. 2002. "Influence of Stirrups Distribution and Support Width on the Shear Strength of Reinforced Concrete Wide Beams." *Magazine of Concrete Research*, June 3, 2002.
- Sewell, John Stephen. 1911. "The Web Reinforcement of Concrete Beams." *Journal Proceedings* 7 (12): 222–47. <https://doi.org/10.14359/16215>.
- Sfer, Domingo, Ignacio Carol, Ravindra Gettu, and Guillermo Etse. 2002. "Study of the Behavior of Concrete under Triaxial Compression." *Journal of Engineering Mechanics* 128 (2): 156–163.
- Sherwood, Edward G., Evan C. Bentz, and Michael P. Collins. 2007. "Effect of Aggregate Size on Beam-Shear Strength of Thick Slabs." *Structural Journal* 104 (2): 180–90. <https://doi.org/10.14359/18530>.
- Sherwood, Edward G, Adam S Lubell, Evan C Bentz, and Michael P Collins. 2006. "One-Way Shear Strength of Thick Slabs and Wide Beams." *ACI STRUCTURAL JOURNAL*, December 2006, American Concrete Institute edition.
- Sigrist, Viktor, Evan Bentz, Miguel Fernández Ruiz, Stephen Foster, and Aurelio Muttoni. n.d. "Background to the Fib Model Code 2010 Shear Provisions – Part I: Beams and Slabs." *Structural Concrete* 14 (3): 195–203. <https://doi.org/10.1002/suco.201200066>.

## Références

- Simo, J. C., and J. W. Ju. 1987. "Strain-and Stress-Based Continuum Damage Models—I. Formulation." *International Journal of Solids and Structures* 23 (7): 821–840.
- Simone, A., H. Askes, R. H. J. Peerlings, and L. J. Sluys. 2004. "Interpolation Requirements for Implicit Gradient-Enhanced Continuum Damage Models." *International Journal for Numerical Methods in Biomedical Engineering* 20 (2): 163–165.
- Sliter, G. E., B. B. Chu, and M. K. Ravindra. 1983. "EPRI Research on Turbine Missile Effects in Nuclear Power Plants." In *Transactions of the 7. International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology. Vol. J.*
- Smith, K. N., and A. S. Vantsiotis. 1982. "Shear Strength of Deep Beams." *Journal Proceedings* 79 (3): 201–13. <https://doi.org/10.14359/10899>.
- Smith, S. H. 1987. "One Fundamental Aspects of Concrete Behaviours." Master thesis, University of Colorado at Boulder.
- Sneed, Lesley H. 2016. "CRC 85: Interface Shear Transfer of Lightweight Aggregate Concretes with Different Lightweight Aggregates." May 2016. <https://www.concrete.org/publications/internationalconcreteabstractsportal.aspx?m=detail&i=51702078>.
- Sneed, Lesley H., and Julio A. Ramirez. 2010. "Influence of Effective Depth on Shear Strength of Concrete Beams—Experimental Study." *Structural Journal* 107 (5): 554–62. <https://doi.org/10.14359/51663906>.
- Soltani, Mahmoodreza, Shreyas Indurkar, and Brandon E. Ross. 2016. "Stud Rail Systems as Shear Reinforcement in Beams and One-Way Slabs." *Structural Journal* 113 (3): 587–94. <https://doi.org/10.14359/51688627>.
- Song, Junho, Won-Hee Kang, Kang Kim, and Sungmoon Jung. 2010. "Probabilistic Shear Strength Models for Reinforced Concrete Beams without Shear Reinforcement." *Structural Engineering & Mechanics* 34 (January): 15–38. <https://doi.org/10.12989/sem.2010.34.1.015>.
- Standard, British. 1985. "8110: Part 1, Structural Use of Concrete—Code of Practice for Design and Construction." *British Standards Institute, London UK*, 3–8.
- Swamy, R. N., and A. D. Andriopoulos. 1974. "Contribution of Aggregate Interlock and Dowel Forces to the Shear Resistance of Reinforced Beams with Web Reinforcement." *Special Publication* 42 (January): 129–68. <https://doi.org/10.14359/17282>.
- Talbot, A. N. (Arthur Newell). 1906. "Tests of Concrete: I, Shear; II, Bond." *Engineering Experiment Station*, 1906, sec. Bulletin No. 8.
- . 1909. *Tests of Reinforced Concrete Beams: Resistance to Web Stresses. Series of 1907 and 1908.* Urbana, Ill., The University. <http://archive.org/details/testreinconbeam00talbrich>.
- Talbot, Arthur N. 1904. "Tests of Reinforced Concrete Beams." *Special Publication* 52: 123–90. <https://doi.org/10.14359/17627>.
- Talboys, Laura N., and Adam S. Lubell. 2014. "Shear In SFRC Slabs Reinforced With High Strength Steel." *Structural Journal* 111 (6): 1431–40. <https://doi.org/10.14359/51687103>.
- Tan, K. H., and H. Y. Lu. 1999. "Shear Behavior of Large Reinforced Concrete Deep Beams and Code Comparisons." *Structural Journal* 96 (5): 836–46. <https://doi.org/10.14359/738>.
- Taylor, Howard P. J. 1972. "Shear Strength of Large Beams." *Journal of the Structural Division* 98 (11): 2473–90.

- Teng, Susanto, Khatthanam Chanthabouala, Darren T. Y. Lim, and Rhahmadatul Hidayat. 2018. "Punching Shear Strength of Slabs and Influence of Low Reinforcement Ratio." *Structural Journal* 115 (1): 139–50. <https://doi.org/10.14359/51701089>.
- "Tensile Properties." n.d. Accessed May 24, 2018. <https://www.nde-ed.org/EducationResources/CommunityCollege/Materials/Mechanical/Tensile.php>.
- Terrien, M. 1980. "Emission Acoustique et" Comportement Mecanique Post-Critique" d'un Beton Sollicite En Traction." *BULL LIAISON LAB PONTS CHAUSS*, no. 105. [http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=https%3A//trid.trb.org/view.aspx%3Fid%3D1047837&language=en\\_US](http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=https%3A//trid.trb.org/view.aspx%3Fid%3D1047837&language=en_US).
- Torrenti, J. M., E. H. Benaija, and C. Boulay. 1993. "Influence of Boundary Conditions on Strain Softening in Concrete Compression Test." *Journal of Engineering Mechanics* 119 (12): 2369–2384.
- Trautwein, L. M. 2001. "Punção Em Lajes Cogumelo de Concreto Armado Com Armadura de Cisalhamento Tipo 'Stud Interno' e Tipo 'Estribo Inclinado.'" *Brasília: Departamento de Engenharia Civil e Ambiental/UnB*.
- Tureyen, A. Koray, and Robert J. Frosch. 2003. "Concrete Shear Strength: Another Perspective." *Structural Journal* 100 (5): 609–15. <https://doi.org/10.14359/12802>.
- Van Geel, Erik. 1998. *Concrete Behaviour in Multiaxial Compression: Experimental Research*. Technische Universiteit Eindhoven, Faculteit Bouwkunde. [http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=https%3A//pure.tue.nl/ws/files/1451663/515170.pdf&language=en\\_US](http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=https%3A//pure.tue.nl/ws/files/1451663/515170.pdf&language=en_US).
- Van Mier, Jan GM, Erik Schlangen, and Adri Vervuurt. 1996. "Tensile Cracking in Concrete and Sandstone: Part 2—Effect of Boundary Rotations." *Materials and Structures* 29 (2): 87–96.
- Van Mier, Johannes Gerardus Maria. 1984. "Strain-Softening of Concrete under Multiaxial Loading Conditions." *Technische Hogeschool Eindhoven*, 32–39.
- Vecchio, Frank J., and Michael P. Collins. 1986. "The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear." *Journal Proceedings* 83 (2): 219–31. <https://doi.org/10.14359/10416>.
- Voyiadjis, George Z., and Ziad N. Taqieddin. 2009. "Elastic Plastic and Damage Model for Concrete Materials: Part I-Theoretical Formulation." *The International Journal of Structural Changes in Solids* 1 (1): 31–59.
- Walraven, J. C. 1978a. "Mechanisms of Shear Transfer in Cracks in Concrete: A Survey of Literature." *Report Stevin Laboratory, Concrete Structures* 5-78-12. <http://resolver.tudelft.nl/uuid:bd0e09e0-fd8f-48d0-a213-22ab911fa757>.
- . 1978b. *The Influence of Depth on the Shear Strength of Lightweight Concrete Beams Without Shear Reinforcement*. Delft University of Technology.
- Walraven, J. C., and N. Al-Zubi. 1995. "Shear Capacity of Lightweight Concrete Beams with Shear Reinforcement." *Proceedings Symposium on Lightweight Aggregate Concrete* 1: 91–104.
- Walraven, Joost C. 1980. "Aggregate Interlock: A Theoretical and Experimental Analysis." Pays bas: Delft University of Technology.
- . 1981. "Fundamental Analysis of Aggregate Interlock." *Journal of the Structural Division* 107 (11): 2245–70.
- Walravena, Joost, and Norbert Lehwalter. 1994. "Size Effects in Short Beams Loaded in Shear." *Structural Journal* 91 (5): 585–93. <https://doi.org/10.14359/4177>.

- Watstein, D., and R. G. Mathey. 1958. "Strains in Beams Having Diagonal Cracks." *Journal Proceedings* 55 (12): 717–28. <https://doi.org/10.14359/11384>.
- William, K. J., and E. P. Warnke. 1975. "Constitutive Model for the Triaxial Behavior of Concrete." *IABSE Seminar on Concrete Structures Subjected to Triaxial Stresses, ISMES, IABSE Proceedings, 19, Bergamo, Italy*. [http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=http%3A//en.journals.sid.ir/ViewPaper.aspx%3FID%3D298707&language=en\\_US](http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=http%3A//en.journals.sid.ir/ViewPaper.aspx%3FID%3D298707&language=en_US).
- Wittmann, F. H., and T. Boulahdour. 1981. "Variability of Resistance of Concrete Slabs under Impact Load." In *Structural Mechanics in Reactor Technology. Vol. J (B)*.
- Wittmann, Folker H. 1983. *Fracture Mechanics of Concrete*. Elsevier. Distributors for the US and Canada, Elsevier Science Pub. Co. [http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=http%3A//www.bcin.ca/Interface/openbcin.cgi%3Fsubmit%3Dsubmit%26Chinkey%3D120367&language=en\\_US](http://trafficlight.bitdefender.com/info?url=http%3A//www.bcin.ca/Interface/openbcin.cgi%3Fsubmit%3Dsubmit%26Chinkey%3D120367&language=en_US).
- Woodfin, R. L., and G. E. Sliter. 1981. "Results of Full-Scale Turbine Missile Concrete Impact Experiments." Sandia National Labs.
- Wu, Jian Ying, Jie Li, and Rui Faria. 2006. "An Energy Release Rate-Based Plastic-Damage Model for Concrete." *International Journal of Solids and Structures* 43 (3): 583–612.
- Wu Yu-Fei, and Hu Biao. 2017. "Shear Strength Components in Reinforced Concrete Members." *Journal of Structural Engineering* 143 (9): 04017092. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001832](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001832).
- Xenos, D, and P Grassl. 2014. "Computational Modelling of Concrete Structures." *Edited by Nenad Bicanic, Herbert Mang, Günther Meschke, and René de Borst. CRC Press*, 513–520.
- Xenos, Dimitrios, and Peter Grassl. 2016. "Modelling the Failure of Reinforced Concrete with Nonlocal and Crack Band Approaches Using the Damage-Plasticity Model CDPM2." *Finite Elements in Analysis and Design* 117: 11–20.
- Xie, Yuliang, Shuaib H. Ahmad, Tiejun Yu, S. Hino, and W. Chung. 1994. "Shear Ductility of Reinforced Concrete Beams of Normal and High-Strength Concrete." *Structural Journal* 91 (2): 140–49. <https://doi.org/10.14359/4592>.
- Xu, Shilang, Xiufang Zhang, and Hans W. Reinhardt. 2012. "Shear Capacity Prediction of Reinforced Concrete Beams without Stirrups Using Fracture Mechanics Approach." *Structural Journal* 109 (5): 705–14. <https://doi.org/10.14359/51684048>.
- Yang, Keun-Hyeok, Heon-Soo Chung, and Ashraf F. Ashour. 2007. "Influence of Shear Reinforcement on Reinforced Concrete Continuous Deep Beams." *Structural Journal* 104 (4): 420–29. <https://doi.org/10.14359/18772>.
- Yoon, Young-Soo, William D. Cook, and Denis Mitchell. 1996. "Minimum Shear Reinforcement in Normal, Medium, and High-Strength Concrete Beams." *Structural Journal* 93 (5): 576–84. <https://doi.org/10.14359/9716>.
- ZAKARIA, Mohamed. 2009. "Shear Cracking Behavior in Concrete Beams with Shear Reinforcement," 6.
- Zakaria, Mohamed, Tamon Ueda, Zhimin Wu, and Liang Meng. 2009. "Experimental Investigation on Shear Cracking Behavior in Reinforced Concrete Beams with Shear Reinforcement." *Journal of Advanced Concrete Technology* 7 (1): 79–96. <https://doi.org/10.3151/jact.7.79>.
- Zararis, Prodromos D., and Ioannis P. Zararis. 2009. "Shear Strength of Reinforced Concrete Slender Beams with or without Axial Forces-A Generalized Theory." *Structural Journal* 106 (6): 782–89. <https://doi.org/10.14359/51663179>.



## Références

- Zdenek, P, and Mohammed T. Kazemi. 1991. "Size Effect on Diagonal Shear Failure of Beams without Stirrups." *ACI STRUCTURAL JOURNAL*, June 3, 1991, V.88 No.3 edition.
- Zhang Tao, Visintin Phillip, and Oehlers Deric John. 2016. "Shear Strength of RC Beams with Steel Stirrups." *Journal of Structural Engineering* 142 (2): 04015135. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001404](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001404).
- Zsutty, Theodore. 1971. "Shear Strength Prediction for Separate Categories of Simple Beam Tests." *Journal Proceedings* 68 (2): 138–43. <https://doi.org/10.14359/11300>.
- Zwoyer, E. M., and C. P. Siess. 1954. "Ultimate Strength in Shear of Simply-Supported Prestressed Concrete Beams Without Web Reinforcement." *Journal Proceedings* 51 (10): 181–200. <https://doi.org/10.14359/11673>.