

Arche

GUIDE DE VALIDATION

SOMMAIRE

1.	INTRODUCTION.....	9
1.1.	Codification des fiches de description des tests.....	9
1.2.	Exemple codification fiche de description de test.....	11
1.3.	Exemple codification fiche de comparaison des résultats	11
1.4.	Marge d'erreur.....	11
1.5.	Fiche synthétique de la version 2010.....	12
2.	DESCRIPTION DETAILLEE DES TESTS.....	15
2.1.	Test n° 01-0070SSLLB_EC2: Poteau sous charge verticale (méthode simplifiée).....	15
2.1.1.	Fiche de description	15
2.1.2.	Présentation	15
2.1.3.	Résultats de référence	16
2.1.4.	Fiche de résultats.....	16
2.2.	Test n° 01-0079SSLLB_B91: Armature d'un poteau en flexion composée	17
2.2.1.	Fiche de description	17
2.2.2.	Présentation	17
2.2.3.	Calcul théorique BAEL	17
2.2.4.	Fiche de résultats.....	18
2.3.	Test n° 01-0080SSLLB_B91: Armature d'un poteau en flexion composée	19
2.3.1.	Fiche de description	19
2.3.2.	Présentation	19
2.3.3.	Calcul théorique BAEL	19
2.3.4.	Fiche de résultats.....	20
2.4.	Test n° 01-0081SSLLB_B91: Pré dimensionnement d'un poteau	21
2.4.1.	Fiche de description	21
2.4.2.	PRESENTATION	21
2.4.3.	Calcul théorique BAEL	21
2.4.4.	Fiche de résultats.....	22
2.5.	Test n° 01-0082SSLLB_B91: Armature d'un poteau soumis a de la compression	23
2.5.1.	Fiche de description	23
2.5.2.	Présentation	23
2.5.3.	Calcul théorique BAEL	23
2.5.4.	Fiche de résultats.....	23
2.6.	Test n° 01-0083SSLLB_B91: Armature d'un poteau soumis a de la compression	24
2.6.1.	Fiche de description	24
2.6.2.	Présentation	24
2.6.3.	Calcul théorique BAEL	24
2.6.4.	Fiche de résultats.....	24
2.7.	Test n° 02-0107SSLLB_B91: Poteau en compression avec charge accidentelle	25
2.7.1.	Fiche de description	25
2.7.2.	Présentation	25
2.7.3.	Calcul théorique BAEL	25
2.7.4.	Fiche de résultats.....	25
2.8.	Test n° 02-0113SSLSG : DDC et métré dans Ossature via la méthode traditionnelle	26
2.9.	Test n° 02-0114SSLSG: DDC: et métré dans Ossature via la méthode traditionnelle.....	27
2.10.	Test n° 02-0116SSLSG : DDC et métré dans Ossature via la méthode tradi + EF	28
2.11.	Test n° 02-0117SSLSG_MEF: DDC et métré dans Ossature via la méthode EF	29
2.12.	Test n° 02-0118SSLLG : DDC et métré dans Ossature via la méthode traditionnelle	30

2.13.	Test n° 02-0119SSLLG_MEF: DDC et métré dans Ossature via la méthode EF	31
2.14.	Test n° 02-0120SSLLG_B91: Dalle sur appuis élastiques dans Arche Plaque	32
2.15.	Test n° 02-0121SSLLG_B91: Plaque sur appuis ponctuels et linéaires	33
2.16.	Test n° 02-0122SSLLG_B91: Dalle avec balcons dans Arche Plaque	34
2.17.	Test n° 02-0124SSLLG_B91: Poteau en flexion composée - Méthode forfaitaire.....	35
2.18.	Test n° 02-0126SSLLG_B91: Poteau rectangulaire - Méthode simplifiée.....	36
2.19.	Test n° 02-0127SSLLG_B91: Poteau circulaire - Méthode simplifiée	37
2.20.	Test n° 02-0128SSLLG_B91: Poteau carré - Méthode simplifiée	38
2.21.	Test n° 02-0129SSLLG_B91: Poutre avec un décaissé en fibre inférieure à droite	39
2.22.	Test n° 02-0130SSLLG_B91: Poutre avec un décaissé en fibre inférieure à droite	40
2.23.	Test n° 02-0131SSLLG_B91: Poutre à 2 travées avec talon préfabriqué	41
2.24.	Test n° 02-0133SSLLG_B91: Poutre isostatique sous charge répartie.....	42
2.25.	Test n° 02-0135SSLLG_B91: Poutre isostatique sous charge répartie.....	43
2.26.	Test n° 02-0136SSLLG_B91: PV avec 2 niveaux de planchers	44
2.27.	Test n° 02-0137SSLLG_B91: PV à 2 travées sous chargement quelconque	45
2.28.	Test n° 02-0138SSLLG_B91: PV avec une trémie	46
2.29.	Test n° 02-0139SSLLG_B91: Semelle isolée avec torseurs de charges 3D.....	47
2.30.	Test n° 02-0140SSLLG_B91: Semelle isolée avec torseurs de charges 3D.....	48
2.31.	Test n° 02-0141SSLLG_B91: Semelle isolée avec torseurs de charges 3D.....	49
2.32.	Test n° 02-0142SSLLG_B91: Semelle isolée avec torseurs de charges 3D.....	50
2.33.	Test n° 02-0143SSLLG_B91: Semelle isolée avec torseurs de charges 3D.....	51
2.34.	Test n° 02-0148SSLLG_B91: Semelle isolée avec torseurs de charges 3D.....	52
2.35.	Test n° 02-0149SSLLG_B91: Semelle isolée avec torseurs de charges 3D.....	53
2.36.	Test n° 02-0150SSLLG_B91: Semelle isolée avec torseurs de charges 3D.....	54
2.37.	Test n° 02-0151SSLLB_B91: Semelle filante avec charge centrée	55
2.37.1.	Fiche de description	55
2.37.2.	Présentation	55
2.37.3.	Calcul théorique BAEL	56
2.37.4.	Fiche de résultats.....	57
2.38.	Test n° 02-0152SSLLB_B91: Semelle rectangulaire avec charge centrée	58
2.38.1.	Fiche de description	58
2.38.2.	Présentation	58
2.38.3.	Calcul théorique BAEL	59
2.38.4.	Fiche de résultats.....	60
2.39.	Test n° 02-0153SSLLB_B91: Semelle rectangulaire en flexion composée	61
2.39.1.	Fiche de description	61
2.39.2.	Présentation	61
2.39.3.	Calcul théorique BAEL	62
2.39.4.	Fiche de résultats.....	63
2.40.	Test n° 02-0171SSLLB_B91: Vérification des paramètres de calcul en PV	64
2.40.1.	Fiche de description	64
2.40.2.	Présentation	64
2.40.3.	Dimensions minimales	65
2.40.4.	Fiche de résultats.....	65
2.41.	Test n° 02-0172SSLLG_B91: PV sur appuis simples	66
2.41.1.	Fiche de description	66
2.41.2.	Présentation	66

2.41.3.	Résultats de référence	67
2.42.	Test n° 02-0173SSLLG_B91: PV sur appuis simples coupe feu 3H.....	69
2.42.1.	Fiche de description	69
2.42.2.	Présentation	69
2.42.3.	Résultats de référence	70
2.43.	Test n° 02-0174SSLLG_B91: PV sur appuis encastrés.....	72
2.43.1.	Fiche de description	72
2.43.2.	Présentation	72
2.43.3.	Résultats de référence	73
2.44.	Test n° 02-0175SSLLB_B91: Arche MDS - Talus incliné fini + surcharge.....	75
2.44.1.	Fiche de description	75
2.44.2.	Présentation	75
2.44.3.	Analyse théorique	76
2.44.4.	Résultats de référence	83
2.44.5.	Fiche de résultats.....	86
2.45.	Test n° 02-0176SSLLB_B91: Arche MDS - Talus incliné fini + surcharge.....	87
2.45.1.	Fiche de description	87
2.45.2.	Présentation	87
2.45.3.	Analyse théorique	88
2.45.4.	Résultats de référence	94
2.45.5.	Fiche de résultats.....	97
2.46.	Test n° 02-0177SSLLB_B91: Arche MDS - Talus incliné fini	98
2.46.1.	Fiche de description	98
2.46.2.	Présentation	98
2.46.3.	Analyse théorique	99
2.46.4.	Application Numérique	102
2.46.5.	Résultats de référence	103
2.46.6.	Fiche de résultats.....	106
2.47.	Test n° 02-0178SSLLB_B91: Arche MDS - Terre-plein horizontal infini non chargé.....	107
2.47.1.	Fiche de description	107
2.47.2.	Présentation	107
2.47.3.	Analyse théorique	108
2.47.4.	Résultats de référence	111
2.47.5.	Fiche de résultats.....	113
2.48.	Test n° 02-0179SSLLB_B91: Vérification au glissement - Semelle isolée	114
2.48.1.	Fiche de description	114
2.48.2.	Présentation	114
2.48.3.	Vérification au glissement	115
2.49.	Test n° 03-0180SSLLG_B91: Dalle rectangulaire appuyée sur des voiles	116
2.49.1.	Fiche de description	116
2.50.	Test n° 03-0181SSLLG_B91: Dalle rectangulaire appuyée sur des voiles	119
2.50.1.	Fiche de description	119
2.51.	Test n° 03-0184SSLLG_B91: Poteau rectangulaire - Flexion composée déviée	122
2.51.1.	Hypothèses générales	122
2.51.2.	Géométrie	122
2.51.3.	Charges	122
2.51.4.	Résultats comparatifs.....	123
2.52.	Test n° 03-0186SSLLG_B91: Poteau rectangulaire - Méthode forfaitaire.....	124
2.52.1.	Hypothèses générales	124
2.52.2.	Géométrie	124
2.52.3.	Charges	124
2.52.4.	Résultats comparatifs.....	125

2.53.	Test n° 03-0188SSLLG_EC2: Poteau carré - Méthode simplifiée (règles professionnelles)	126
2.53.1.	Hypothèses générales	126
2.53.2.	Géométrie	126
2.53.3.	Charges	126
2.53.4.	Résultats comparatifs	127
2.54.	Test n° 03-0189SSLLG_EC2: Poteau rectangulaire -Méthode de la rigidité nominale	128
2.54.1.	Hypothèses générales	128
2.54.2.	Géométrie	128
2.54.3.	Charges (kN et kN.m)	128
2.55.	Test n° 03-0190SSLLG_EC2: Poteau rectangulaire - Méthode de la rigidité nominale	130
2.55.1.	Hypothèses générales	130
2.55.2.	Géométrie	130
2.55.3.	Charges	130
2.56.	Test n° 03-0191SSLLG_EC2: Poteau – Méthode de la courbure nominale	132
2.56.1.	Hypothèses générales	132
2.56.2.	Géométrie	132
2.56.3.	Charges (kN et kN.m)	132
2.57.	Test n° 03-0197SSLLB_B91: Calcul de flèches par intégration de la courbure.....	134
2.57.1.	Hypothèses	134
2.57.2.	Calcul de la flèche en section non fissurée	134
2.57.3.	Calcul de la flèche en section fissurée	135
2.57.4.	Calcul de la flèche par "détection auto".....	135
2.58.	Test n° 03-0202SSLLG_B91: PV iso sous charge uniformément répartie	136
2.59.	Test n° 03-0203SSLLG_B91: PV continue avec trémie et plancher décalés.....	137
2.60.	Test n° 06-0204SSLLB_DTU133: Calcul des longueurs soulevées d'une dalle (en angle et en bord de joint) selon DTU 13.3 de mars 2005	139
2.60.1.	Fiche de description	139
2.60.2.	Présentation	139
2.60.3.	Résultats de référence	139
2.60.4.	Fiche de résultats.....	140
2.60.5.	Fichier d'archive	140
2.61.	Test n° 06-0205SSLLB_DTU133: Calcul des longueurs soulevées d'une dalle (en angle et en bord de joint) selon l'amendement de mars 2006.....	141
2.61.1.	Fiche de description	141
2.61.2.	Présentation	141
2.61.3.	Résultats de référence	141
2.61.4.	Fiche de résultats.....	142
2.61.5.	Fichier d'archive	142
2.62.	Test n° 06-0206SSLLB_DTU133: Calcul de Deq et Kdeq pour un sol multicouche.	143
2.62.1.	Fiche de description	143
2.62.2.	Présentation	143
2.62.3.	Résultats de référence	144
2.62.4.	Résultats obtenus dans Arche Dalle	146
2.62.5.	Fiche de résultats.....	146
2.62.6.	Fichier d'archive	146
2.63.	Test n° 06-0207SSLLB_DTU133: Calcul d'un angle soumis à deux charges ponctuelles	147
2.63.1.	Fiche de description	147
2.63.2.	Présentation	147
2.63.3.	Résultats de référence	148
2.63.4.	Fiche de résultats.....	149
2.63.5.	Fichier d'archive	149
2.64.	Test n° 06-0208SSLLB_DTU133: Calcul des soulèvements en angle et en bord de joints....	150

2.64.1.	Fiche de description	150
2.64.2.	Présentation	150
2.64.3.	Résultats de référence	150
2.64.4.	Fiche de résultats.....	152
2.64.5.	Fichier d'archive	152
2.65.	Test n° 06-0209SSLLB_DTU133: Calcul du tassement et du moment sous une charge ponctuelle, en partie courante	153
2.65.1.	Fiche de description	153
2.65.2.	Présentation	153
2.65.3.	Résultats de référence	153
2.65.4.	Fiche de résultats.....	155
2.65.5.	Fichier d'archive	155
2.66.	Test n° 06-0210SSLLB_DTU133: Prise en compte du gradient thermique en partie courante	156
2.66.1.	Fiche de description	156
2.66.2.	Présentation	156
2.66.3.	Résultats de référence	156
2.66.4.	Fiche de résultats.....	157
2.66.5.	Fichier d'archive	157
2.67.	Test n° 06-0211SSLLB_DTU133: Calcul du tassement total en angle	158
2.67.1.	Fiche de description	158
2.67.2.	Présentation	158
2.67.3.	Résultats de référence	159
2.67.4.	Fiche de résultats.....	160
2.67.5.	Fichier d'archive	160
2.68.	Test n° 06-0212SSLLB_DTU133: Calcul des contraintes dans un dallage soumis à plusieurs charges ponctuelles, en partie courante.....	161
2.68.1.	Fiche de description	161
2.68.2.	Présentation	161
2.68.3.	Résultats de référence	162
2.68.4.	Fiche de résultats.....	162
2.68.5.	Fichier d'archive	163
2.69.	Test n° 06-0213SSLLB_DTU133: Calcul d'un dallage en zone d'angle, soumis à des charges ponctuelles et roulantes	164
2.69.1.	Fiche de description	164
2.69.2.	Présentation	164
2.69.3.	Résultats de référence	165
2.69.4.	Fiche de résultats.....	166
2.69.5.	Fichier d'archive	166

1. INTRODUCTION

Avant sa sortie officielle, chaque version des logiciels de Graitec, et notamment Arche - Effel, subit une série de tests de validation, issues de la base de "tests standard".

Cette validation a lieu en parallèle et en complément de la période de Bêta-Test en vue de l'attribution du statut "version opérationnelle".

A l'heure de rédaction de ce document, cette base de test automatique comporte 69 tests qui sont codifiés et archivés de façon précise.

Chaque test fait l'objet de plusieurs documents de référence :

- Une fiche de description du test.
- Une fiche de résultats
- Le fichier informatique correspondant au modèle testé.

La codification des fiches de description des tests est détaillée ci-après.

1.1. Codification des fiches de description des tests

La codification des fiches de tests est résumé dans le tableau suivant:

Année	Numéro du test	Domaine d'application	Type d'analyse	Type de comportement	Type de modèle	Comparaison des résultats	Normes
O1	0001	Mécanique	Statique	Linéaire	Linéique	A une référence	Eléments
O2	0002	des structures	S	L	L	théorique	finis
.	0003	S	Dynamique			B	MEF
.	.		D	Non linéaire	Surfacique	A un maillage	Eurocode X
.	.		Flambement	N	S	normalisé	ECX
.	.	Thermomécanique	eulérien			N	BAEL
		H	F		Plan (2D)	A un autre	B91
			Spectrale		P	logiciel	CM66
			M			A	C66
			Transitoire		Discret	En aveugle	CB71
		Thermique	T		D	G	C71
		T	Stationnaire				.
			P				.

- La première colonne du tableau correspond aux deux derniers chiffres de l'année de création du test.
- La deuxième colonne du tableau indique le numéro du test sur 4 digits. Le premier test porte le numéro 0001. (9999 tests peuvent donc être créés chaque année.)
- Les colonnes 3 à 6 du tableau sont issues du Guide de Validation des Progiciels de Calcul de Structure de l'AFNOR. Elles concernent l'ensemble des progiciels GRAITEC en fonction de leurs domaines d'application respectifs.
- Concernant le choix du type d'analyse, si pour un même test deux types d'analyse sont utilisés, on retient pour la codification celle de degré le plus élevé, c'est à dire celle de niveau le plus bas dans la colonne correspondante; par exemple : un test calculé en statique puis en dynamique a la dénomination Dynamique (D) comme type d'analyse.
- Concernant le choix du type de modèle, la dénomination surfacique comprend les modèles constitués uniquement d'éléments surfaciques ainsi que les modèles constitués d'éléments surfaciques et linéiques.

- La colonne comparaison des résultats permet de connaître la référence prise en compte pour valider le résultat obtenu avec les logiciels GRAITEC.
- La dernière colonne permet d'identifier la norme utilisée pour le test :

Métier	Normes	Code utilisé
--------	--------	--------------

Climatique	NV65-84	N65
	DIN-1055	D55
	NBE-EA-95-EHE	NBE
	NBN-B03	NBN
	RSA-98	R98
	STAS 10101/21-92/20-90	S01

Sismique	NCSE94	N94
	P100-92	P00
	PS69	P69
	PS92	P92
	RPA88	R88
	RPA99	R99
	RSA-98	S98
	SI413	S13

Béton armé	ACI	ACI
	BAEL	B91
	DIN	DIN
	EC2	EC2
	EHE	EHE
	STAS 10107/0-90	S07

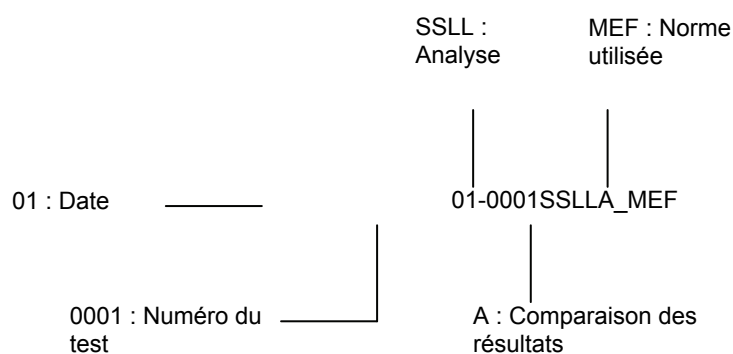
Construction métallique	CM66	C66
	EA-95	E95
	EC3	EC3

Construction bois	CB71	C71
-------------------	------	-----

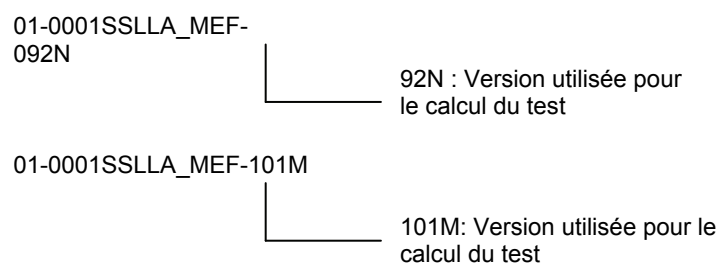
Eléments finis	MEF	MEF
----------------	-----	-----

- La codification des fiches de description de tests est composée de ces 8 colonnes. Pour les fiches de comparaison de résultats, le numéro de la version utilisée est ajouté à la suite (sans point).

1.2. Exemple codification fiche de description de test



1.3. Exemple codification fiche de comparaison des résultats



1.4. Marge d'erreur

La marge d'erreur acceptable pour la validation d'un test est :

Statique	2%
Dynamique	5%
Flambement eulérien	5%
Spectrale	5%
Stationnaire	5%
Transitoire	5%
Climatique	5%
Sismique	5%
Béton armé	10%
Construction métallique	10%
Construction bois	10%

1.5. Fiche synthétique de la version 2010

Logiciel	Module	Solveur	Code	Titre	Version réf.	Ecart ELFI	Ecart CM2
Arche	Poteau	Aucun	01-0070SSLLB_EC2	Poteau sous charge verticale (méthode simplifiée)	-	0%	
Arche	Poteau	Aucun	01-0079SSLLB_B91	Armature d'un poteau soumis à de la flexion composée (section rectangulaire)	-	-0.44%	
Arche	Poteau	Aucun	01-0080SSLLB_B91	Armature d'un poteau soumis à de la flexion composée (section carrée)	-	2.79%	
Arche	Poteau	Aucun	01-0081SSLLB_B91	Prédimensionnement d'un poteau	-	0.00%	
Arche	Poteau	Aucun	01-0082SSLLB_B91	Armature d'un poteau soumis à de la compression (application sup 24h - 50% avant 90j.)	-	-2.18%	
Arche	Poteau	Aucun	01-0083SSLLB_B91	Armature d'un poteau soumis à de la compression (application INF 1h -50% avant 28j.)	-	-0.15%	
Arche	Poteau	Aucun	02-0107SSLLB_B91	Armature d'un Poteau soumis a de la Compression avec charge accidentelle		0.00%	
Arche	Ossature	Aucun	02-0113SSLSG_DDC	Descente de charges et métré dans Ossature via la méthode traditionnelle	V9.2N Ter	OK	
Arche	Ossature	Aucun	02-0114SSLSG_DDC	Descente de charges et métré dans Ossature via la méthode traditionnelle	V9.2N Ter	OK	
Arche	Ossature	ELFI + CM2	02-0116SSLSG_DDC	Descente de charges et métré dans Ossature via la méthode traditionnelle + EF	V9.2N Ter	OK	
Arche	Ossature	ELFI + CM2	02-0117SSLSG_MEF	Descente de charges et métré dans Ossature via la méthode EF	V9.2N Ter	OK	
Arche	Ossature	Aucun	02-0118SSLLG_DDC	Descente de charges et métré dans Ossature via la méthode traditionnelle	V9.2N Ter	OK	
Arche	Ossature	ELFI + CM2	02-0119SSLLG_MEF	Descente de charges et métré dans Ossature via la méthode EF	V9.2N Ter	OK	
Arche	Plaque	Aucun	02-0120SSLLG_B91	Dalle sur appuis élastiques dans Arche Plaque	V9.2N Ter	0.60%	
Arche	Plaque	Aucun	02-0121SSLLG_B91	Dalle sur appuis ponctuels et linéaires dans Arche Plaque	V9.2N Ter	OK	
Arche	Plaque	Aucun	02-0122SSLLG_B91	Dalle avec balcons dans Arche Plaque	V9.2N Ter	OK	
Arche	Poteau	Aucun	02-0124SSLLG_B91	Calcul et ferrailage d'un poteau rectangulaire en flexion composée via la méthode forfaitaire	V9.2N Ter	OK	
Arche	Poteau	Aucun	02-0126SSLLG_B91	Calcul et ferrailage d'un poteau rectangulaire en compression centrée (méthode simplifiée)	V9.2N Ter	OK	
Arche	Poteau	Aucun	02-0127SSLLG_B91	Calcul et ferrailage d'un poteau circulaire en compression centrée (méthode simplifiée)	V14.1E (SP3)	OK	
Arche	Poutre	Aucun	02-0128SSLLG_B91	Calcul et ferrailage d'un poteau carré en compression centrée (méthode simplifiée)	V9.2N Ter	OK	
Arche	Poutre	Aucun	02-0129SSLLG_B91	Calcul et ferrailage d'une poutre avec un décaissé en fibre inférieure à droite	V9.2N Ter	OK	
Arche	Poutre	Aucun	02-0130SSLLG_B91	Calcul et ferrailage d'une poutre avec un décaissé en fibre inférieure à droite	12.1 H (SP4)	OK	
Arche	Poutre	Aucun	02-0131SSLLG_B91	Calcul et ferrailage d'une poutre à 2 travées avec talon préfabriqué.	12.1 H (SP4)	OK	
Arche	Poutre	Aucun	02-0133SSLLG_B91	Calcul et ferrailage d'une poutre isostatique sous charge répartie	V9.2N Ter	OK	

Logiciel	Module	Solveur	Code	Titre	Version réf.	Ecart ELFI	Ecart CM2
Arche	Poutre	Aucun	02-0135SSLLG_B91	Calcul et ferrailage d'une poutre isostatique sous charge répartie	V9.2N Ter	OK	
Arche	Poutre	Aucun	02-0136SSLLG_B91	Calcul et ferrailage d'une poutre-voile sous chargement quelconque avec 2 niveaux de planchers	V10.2_R4	OK	
Arche	Poutre	Aucun	02-0137SSLLG_B91	Calcul et ferrailage d'une poutre-voile à 2 travées sous chargement quelconque.	V10.2_R4	OK	
Arche	Poutre	Aucun	02-0138SSLLG_B91	Calcul et ferrailage d'une poutre-voile avec une trémie	V10.2_R4	OK	
Arche	Semelle	Aucun	02-0139SSLLG_B91	Calcul et ferrailage d'une semelle isolée avec torseurs de charges 3D	12.1 H (SP4)	0.58%	
Arche	Semelle	Aucun	02-0140SSLLG_B91	Calcul et ferrailage d'une semelle isolée avec torseurs de charges 3D	12.1 H (SP4)	5.88%	
Arche	Semelle	Aucun	02-0141SSLLG_B91	Calcul et ferrailage d'une semelle isolée avec torseurs de charges 3D	12.1 H (SP4)	0%	
Arche	Semelle	Aucun	02-0142SSLLG_B91	Calcul et ferrailage d'une semelle isolée avec torseurs de charges 3D	V9.2N Ter	OK	
Arche	Semelle	Aucun	02-0143SSLLG_B91	Calcul et ferrailage d'une semelle isolée avec torseurs de charges 3D	V9.2N Ter	OK	
Arche	Semelle	Aucun	02-0148SSLLG_B91	Calcul et ferrailage d'une semelle isolée avec torseurs de charges 3D	V9.2N Ter	OK	
Arche	Semelle	Aucun	02-0149SSLLG_B91	Calcul et ferrailage d'une semelle isolée avec torseurs de charges 3D	V9.2N Ter	OK	
Arche	Semelle	Aucun	02-0150SSLLG_B91	Calcul et ferrailage d'une semelle isolée avec torseurs de charges 3D	V9.2N Ter	OK	
Arche	Semelle	Aucun	02-0151SSLLB_B91	Calcul et ferrailage d'une semelle filante sous charge ponctuelle	-	OK	
Arche	Semelle	Aucun	02-0152SSLLB_B91	Calcul d'une semelle rectangulaire sous charge centrée	-	-2.06%	
Arche	Semelle	Aucun	02-0153SSLLB_B91	Calcul d'une semelle rectangulaire en flexion composée	-	2.71%	
Arche	Poutre-voile	Aucun	02-0171SSLLB_B91	Vérification des paramètres conditionnant le calcul en paroi fléchie	-	-4.55	
Arche	Poutre-voile	Aucun	02-0172SSLLG_B91	Calcul d'une paroi fléchie sur appuis simples	V10.2_R2	OK	
Arche	Poutre-voile	Aucun	02-0173SSLLG_B91	Calcul d'une paroi fléchie sur appuis simples avec CF 3H	V10.2_R2	OK	
Arche	Poutre-voile	Aucun	02-0174SSLLG_B91	Calcul d'une paroi fléchie sur appuis encastrés	V10.2_R2	OK	
Arche	Soutènement	Aucun	02-0175SSLLB_B91	Calcul d'un mur de soutènement: talus incliné + surcharge + eau	12.1 H (SP4)	OK	
Arche	Soutènement	Aucun	02-0176SSLLB_B91	Calcul d'un mur de soutènement: talus incliné fini + surcharge	12.1 H (SP4)	OK	
Arche	Soutènement	Aucun	02-0177SSLLB_B91	Calcul d'un mur de soutènement: talus incliné fini	12.1 H (SP4)	OK	
Arche	Soutènement	Aucun	02-0178SSLLB_B91	Calcul d'un mur de soutènement: terre-plein horizontal infini non-charge	12.1 H (SP4)	OK	
Arche	Semelle	Aucun	02-0179SSLLB_B91	Vérification de la stabilité au glissement d'un semelle isolée (efforts de soulèvement)	V12.1H SP3	OK	
Arche	Dalle	Aucun	03-0180SSLLG_B91	Calcul d'une dalle rectangulaire, sous chargement uniforme, reposant sur des voiles	V12.1H SP4	OK	
Arche	Dalle	Aucun	03-0181SSLLG_B91	Calcul d'une dalle rectangulaire, sous chargement uniforme, reposant sur des poutres, avec trémie	V12.1H SP4	OK	

Logiciel	Module	Solveur	Code	Titre	Version réf.	Ecart ELFI	Ecart CM2
Arche	Poteau	Aucun	03-0184SSLLG_B91	Calcul d'un poteau rectangulaire en flexion composée déviée	V11.1H SP4	OK	
Arche	Poteau	Aucun	03-0186SSLLG_B91	Calcul d'un poteau rectangulaire en méthode forfaitaire	V11.1H SP4	OK	
Arche	Poteau	Aucun	03-0187SSLLG_B91	Calcul d'un poteau circulaire en méthode forfaitaire	V11.1H SP4	OK	
Arche	Poteau	Aucun	03-0188SSLLG_EC2	Calcul d'un poteau carré en méthode simplifiée	-	OK	
Arche	Poteau	Aucun	03-0189SSLLG_EC2	Calcul d'un poteau rectangulaire par la méthode de la colonne modèle	-	3.03%	
Arche	Poteau	Aucun	03-0190SSLLG_EC2	Calcul d'un poteau rectangulaire par la méthode de la colonne modèle	-	OK	
Arche	Poteau	Aucun	03-0191SSLLG_EC2	Calcul d'un poteau par la méthode des poteaux faiblement élancés	-	3.85%	
Arche	Poutre	Aucun	03-0197SSLLB_B91	Calcul des flèches par la méthode d'intégration des courbures	-	OK	
Arche	Poutre-voile	Aucun	03-0202SSLLG_B91	Calcul d'une poutre voile iso sous charge uniformément répartie	V12.1H SP4	OK	
Arche	Poutre-voile	Aucun	03-0203SSLLG_B91	Calcul d'une PV continue avec trémie et plancher décalés	V12.1H SP4	OK	
Arche	Dallage		06-0204SSLLB_DTU133	Calcul des longueurs soulevées en angle et en bord de joint selon DTU 13.3 de mars 2005		0.20%	
Arche	Dallage		06-0205SSLLB_DTU133	Calcul des longueurs soulevées en angle et en bord de joint selon amendement mars 2006		0.00%	
Arche	Dallage		06-0206SSLLB_DTU133	Calcul de Deq et Kdeq pour un sol multicouche		2.20%	
Arche	Dallage		06-0207SSLLB_DTU133	Calcul d'un angle soumis à deux charges ponctuelles		2.00%	
Arche	Dallage		06-0208SSLLB_DTU133	Calcul des soulèvements en angle et en bord de joints.		2.00%	
Arche	Dallage		06-0209SSLLB_DTU133	Calcul du tassement et du moment sous une charge ponctuelle, en partie courante		0.00%	
Arche	Dallage		06-0210SSLLB_DTU133	Prise en compte du gradient thermique en partie courante		4.50%	
Arche	Dallage		06-0211SSLLB_DTU133	Calcul du tassement total en angle		0.00%	
Arche	Dallage		06-0212SSLLB_DTU133	Calcul des contraintes dans un dallage soumis à plusieurs charges ponctuelles, en partie courante			
Arche	Dallage		06-0213SSLLB_DTU133	Calcul d'un dallage en zone d'angle, soumis à des charges ponctuelles et roulantes		0.0%	

2. DESCRIPTION DETAILLEE DES TESTS

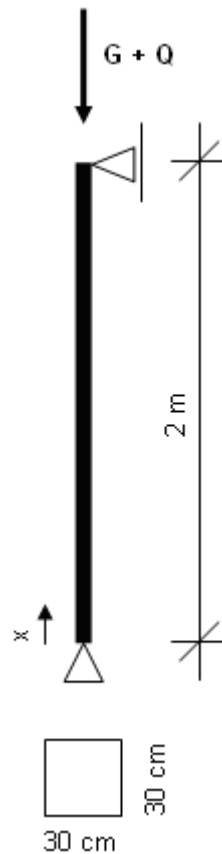
2.1. Test n° 01-0070SSLLB EC2: Poteau sous charge verticale (méthode simplifiée)

2.1.1. *Fiche de description*

- Référence : Calcul interne GRAITEC,
- Type d'analyse : statique linéaire,
- Type d'élément : filaire.

2.1.2. *Présentation*

Recherche du ferrailage longitudinal à mettre en place dans le poteau d'une hauteur de 2 m supportant une charge ponctuelle $G + Q$. Le calcul est effectué à l'EC2, DAN français.



Unités

S.I.

Géométrie

- Hauteur : $l = 2$ m,
- Section : carrée de côté $b = 0.3$ m.

Propriétés des matériaux

- Béton : C25/30
- $F_{ck} = 25$ N/mm² $F_{cd} = 16.67$ N/mm²
- $F_{yk} = 500$ N/mm² $F_{yd} = 435$ N/mm²
- Densité du béton : 24.52 kN/m³

Conditions aux limites

- Articulation à l'extrémité $x = 0$,
- Appui simple à l'extrémité $x = 2$ m (blocage horizontal).

Chargement

- Externe : Charge ponctuelle $G = 100$ KN ; $Q = 200$ KN
- Interne : Aucun.

2.1.3. Résultats de référence**Solution de référence**

Longueur de flambement $l_0 : 2$ m $\rightarrow \lambda = 23.068 < 25 \rightarrow$ méthode simplifiée

$$N_{sd} = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q = 1.35 \cdot (-100) - 1.35 \cdot 0.3 \cdot 0.3 \cdot 2.0 \cdot 24.52 + 1.5 \cdot (-200) = -441 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 0$$

Environnement : sec

Enrobage minimum $c = 1.5$ cm

Enrobage nominal $c = 2.5$ cm $\rightarrow d = 27.5$ cm

$$\frac{c}{b} = \frac{2.5}{30} = 0.083 \sim 0.1 \rightarrow \text{Abaque EC2}$$

$$\left. \begin{aligned} v_{sd} &= \frac{N_{sd}}{b^2 F_{cd}} = -0.29 \\ \mu_{sd} &= \frac{M_{sd}}{b^3 F_{cd}} = 0 \end{aligned} \right\} \text{La section d'acier à placer dans le poteau est la section minimale}$$

On considère donc les **dispositions constructives propres au DAN français**.

$$A_{s,min} > \begin{cases} 0.10 \frac{N_{sd}}{F_{yd}} = 1.01 \text{ cm}^2 \\ 0.002 \times A_c = 1.8 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

A_c : aire de la section transversale de béton.

On choisit donc de placer longitudinalement **4 Ø8**, ce qui correspond à une section de 2.01 cm^2 .

2.1.4. Fiche de résultats**1 Comparaison des résultats : élancement λ**

Positionnement	Unité	Référence	Arche poteau	Ecart
Poteau	-	23.068	23.09	0.10%

2 Comparaison des résultats : effort vertical à l'ELU (N_{sd})

Positionnement	Unité	Référence	Arche poteau	Ecart
Poteau	KN	441	441	0.00%

3 Comparaison des résultats : section d'armatures longitudinales A_s

Positionnement	Unité	Référence	Arche poteau	Ecart
Poteau	cm ²	1.8	1.80	0.00%

4 Comparaison des résultats : disposition des armatures longitudinales mises en place

Positionnement	Unité	Référence	Arche poteau	Ecart
Poteau	cm ²	2.01	2.01	0.00%

2.2. Test n° 01-0079SSLLB B91: Armature d'un poteau en flexion composée

2.2.1. *Fiche de description*

- Référence : Graitec interne
- Type d'analyse : statique linéaire
- Type d'élément : poteau

2.2.2. *Présentation*

Poteau carre sollicité en flexion composée

Le but de ce test est de valider la section d'armature issue d'ARCHE POTEAU pour un poteau soumis à un effort de flexion composée.

Unité

- Longueur : cm
- Charge : kN

Géométrie du poteau

- Hauteur $H = 600$ cm
- Section rectangulaire $55 \text{ cm} \times 22 \text{ cm}$

Propriété des matériaux

- Béton B25 et Acier FeE500
- Fissuration peu préjudiciable, enrobage 4 centimètres
- Pas de prise en compte du poids propre
- Durée d'application des charges supérieure à 24 heures
- Date d'application des charges : plus de 50% des charges avant 90 jours

Conditions aux limites

- Encastré en pied
- Articulé en tête.

Chargements

Flexion composée soit :

- Un effort normal $N_G = 85 \text{ kN}$ $N_Q = 75 \text{ kN}$
- Un effort de flexion $M_G = 90 \text{ kNm}$ $M_Q = 80 \text{ kN}$

2.2.3. *Calcul théorique BAEL*

Efforts

$$\begin{aligned} N_s &= N_G + N_Q = 160 \text{ kN} & N_u &= 1.35 \cdot N_G + 1.5 \cdot N_Q = 227.3 \text{ kN} \\ M_u &= M_G + M_Q = 170 \text{ kNm} & M_u &= 1.35 \cdot M_G + 1.5 \cdot M_Q = 241.5 \text{ kN} \end{aligned}$$

Excentricités

$$\begin{aligned} E_a &= \max \{ 2 \text{ cms}, L/200 \} = 3 \text{ cms} \\ E_1 &= M_u / N_u = 241.5 / 227.3 = 106 \text{ cms} \\ E_2 &= 3 L f^2 (2 + \alpha \phi) / 1000 h = 3 \cdot 4.24^2 \cdot 2 \cdot (1 + 90/170) / 1000 \cdot 0.55 = 2.9 \text{ cms} \\ \text{Soit } E &= E_a + E_1 + E_2 = 111.9 \text{ cms} \\ M_{uG} &= N_s \cdot e = 227.3 \cdot 1.119 = 254.3 \text{ kNm} \\ M_{u_{\text{fictif}}} &= N_u \cdot (e + d - h/2) = 227.3 \cdot (1.119 + 0.5 - 0.55/2) = 305.5 \text{ kNm} \\ \text{Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus :} \\ M_{ser} &= N_{ser} \cdot [(M_{ser} / N_{ser}) + d - h/2] = 160 [(170/160) + 0.5 - 0.55/2] = 206 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Armatures

Moment de référence à l'ELU :

$$\mu_{bc} = 0.8 \frac{h}{d} \left(1 - 0.4 \frac{h}{d} \right) = 0.8 * \frac{0.55}{0.5} \left(1 - 0.4 \frac{0.55}{0.5} \right) = 0.49$$

Moment réduit agissant :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{u_{fictif}}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{305.5 * 10^{-3}}{0.22 * 0.5^2 * 14.17} = 0.39$$

La section est donc partiellement tendue.

CALCUL EN FLEXION SIMPLE

$$\gamma = M_{u_{fictif}} / M_{uG} = 305.5 / 206 = 1.48$$

On calcule le moment limite μ_{lu} réduit par la formule approchée (FeE500 et $F_{c28} < 30$ Mpa) :

$$10^4 \mu_{lu} = 3.22 * \theta * \gamma + 51 \frac{F_{c28}}{\theta} - 3100 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.294$$

Conclusion : $\mu_{lu} < \mu_{bu} \rightarrow$ Il faut donc des aciers comprimés.

Section d'acier comprimés :

FeE500 $\rightarrow$ On applique pour la contrainte d'acier comprimé (où $K=1$ car $\theta=1$):

$$\sigma_{sce} = 9\gamma * F_{c28} - \delta(13F_{c28} + 415) * K = 9 * 1.48 * 25 - \frac{5}{50}(13 * 25 + 415) * 1 = 259 \text{ MPa}$$

On en déduit donc la section d'acier comprimées.

$$A' = \frac{M_{u_{fictif}} - M_{lu}}{(d - d')\sigma_{sce}} = \frac{305.5 - 0.294 * b * d^2 * f_{bu}}{(0.5 - 0.05)259} = 6.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Section d'acier tendus :

$\mu_{bu} = 0.294 > 0.275 \rightarrow$ On utilise la formule exacte :

$$\alpha = 1.25 * \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 1.25 * \left[1 - \sqrt{1 - 2 * 0.294} \right] = 0.448$$

$$Z_b = d * (1 - 0.4\alpha) = 0.5 * (1 - 0.4 * 0.448) = 0.41 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_{lu}}{Z_b * F_{ed}} + A' \frac{\sigma_{sce}}{F_{ed}} = \frac{0.23 * 10^4}{0.41 * 435} + 6.41 \frac{259}{435} = 16.71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

CALCUL EN FLEXION COMPOSEE :

$$\left\{ \begin{array}{l} A' = A' \\ A = A - \frac{Nu}{F_{ed}} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A' = 6.41 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A = 16.7 - \frac{0.227}{435} 10^4 \end{array} \right\}$$

$$A_{min} = 0.23 \frac{F_{t28}}{F_e} * b * d * \frac{e - 0.45d}{e - 0.185d} = 0.23 \frac{2.1}{500} * 22 * 50 * \frac{1.11 - 0.45 * 0.5}{1.11 - 0.185 * 0.5} = 0.92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

La section d'acier comprimé est donc de $6.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

La section d'acier tendu est donc de **$11.49 \text{ cm}^2 / \text{ml}$** (pour chacune des deux faces)

2.2.4. Fiche de résultats

	Unités	Résultats théoriques	Résultats Arche Poteau	Ecart (en %)
Aciers longitudinaux	cm ² /ml	11.49	10.35	-9.92%

2.3. Test n° 01-0080SSLLB B91: Armature d'un poteau en flexion composée

2.3.1. *Fiche de description*

- Référence : Graitec interne
- Type d'analyse : statique linéaire
- Type d'élément : poteau

2.3.2. *Présentation*

Poteau carre sollicite en flexion composée

Le but de ce test est de valider la section d'armature issue de ARCHE POTEAU pour un poteau soumis à un effort de flexion composée.

Unité

- Longueur : cm
- Charge : kN

Géométrie du poteau

- Hauteur $H = 300$ cm
- section carrée de base 30 cm

Propriété des matériaux

- Béton B25 et Acier FeE500
- Fissuration préjudiciable, enrobage 2 centimètres
- Pas de prise en compte du poids propre
- Durée d'application des charges supérieure à 24 heures
- Date d'application des charges : plus de 50% des charges avant 90 jours

Conditions aux limites

- Encastré en pied
- Articulé en tête.

Chargements

Flexion composée soit :

- Un effort normal $N_G = 60$ KN $N_Q = 40$ KN
- Un effort de flexion $M_G = 70$ KMm $M_Q = 90$ KNm

2.3.3. *Calcul théorique BAEL*

Efforts

$$\begin{aligned} N_s &= N_g + N_q = 100 \text{ KN} & N_u &= 1.35 \cdot N_g + 1.5 \cdot N_q = 141 \text{ KN} \\ M_u &= M_g + M_q = 180 \text{ KNm} & M_u &= 1.35 \cdot M_g + 1.5 \cdot M_q = 229.5 \text{ KN} \end{aligned}$$

Excentricités

$$\begin{aligned} E_a &= \max \{ 2 \text{ cm}, L/200 \} = 2 \text{ cm} \\ E_1 &= M_u / N_u = 229.5 / 141 = 163 \text{ cm} \\ E_2 &= 3 L^2 (2 + \alpha \phi) / 1000 h = 3 \cdot 2.12^2 \cdot 2 \cdot (1 + 70/160) / 1000 \cdot 0.3 = 0.13 \text{ cm} \\ \text{Soit } E &= E_a + E_1 + E_2 = 165 \text{ cm} \\ M_{u_{\text{ficatif}}} &= N_u \cdot (e + d - h/2) = 141 \cdot (1.65 + 0.25 - 0.15) = 246.8 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Section d'aciers

La section est partiellement tendue si $\mu_{bu} < \mu_{bc}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{u_{fictif}}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{246.8 \cdot 10^{-3}}{0.3 \cdot 0.25^2 \cdot 14.17} = 0.93$$

$$\mu_{bc} = 0.8 \frac{h}{d} \left(1 - 0.4 \frac{h}{d} \right) = 0.8 \cdot \frac{0.3}{0.25} \left(1 - 0.4 \frac{0.3}{0.25} \right) = 0.5$$

La section est donc entièrement comprimée .

On définit à partir des efforts internes N_i et M_i les quantités sans dimensions :

$$\nu = \frac{N_i}{b d f_{bu}} = \frac{0.141}{0.3 \cdot 0.3 \cdot 14.17} = 0.11 \quad \mu = \frac{M_u}{b h^2 f_{bu}} = \frac{0.233}{0.3 \cdot 0.3^2 \cdot 14.17} = 0.608$$

On déduit ρ sur les diagrammes d'interaction (N-M) (page 214 de pratique du BAEL)

$$\rho = \frac{A_s \cdot f_{ed}}{b \cdot h \cdot f_{bu}} \Leftrightarrow A_s = \frac{\rho \cdot b \cdot d \cdot f_{bu}}{f_{ed}} = \frac{1.4 \cdot 0.3 \cdot 0.28 \cdot 14.17}{500} \cdot 1.15 = 38.3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

2.3.4. Fiche de résultats**Comparaison des résultats**

	Unités	Résultats théoriques	Résultats Arche Poteau	Ecart (en %)
Aciers longitudinaux	cm ²	38.33	38.2	-0.34%

REMARQUE

Enrobage 0 cm, hauteur utile 27 cm

2.4. Test n° 01-0081SSLLB B91: Pré dimensionnement d'un poteau

2.4.1. *Fiche de description*

- Référence : Graitec interne
- Type d'analyse : statique linéaire
- Type d'élément : poteau

2.4.2. *PRESENTATION*

Predimensionnement d'un poteau carre soumis a un effort de compression centrée.

Le poteau carré, encastré en pied et articulé en tête, est soumis à un effort de compression centré.

Unité :

- Longueur : cm
- Charge : t

Géométrie du poteau:

- Hauteur H = 310 cm
- Dimensions à déterminer

Propriété des matériaux :

- Béton B25 et Acier FeE500
- Fissuration non préjudiciable
- Durée d'application supérieure à 24 heures
- Date d'application des charges : plus de 50% des charges appliquée avant 90 jours.

Conditions aux limites :

- Encastré en pied
- Articulé en tête.

Chargements :

Charge ponctuelle composée :

- D'une charge permanente $N_G = 35$ tonnes
- D'une charge d'exploitation $N_Q = 25$ tonnes

Poids propre du poteau non pris en compte

2.4.3. *Calcul théorique BAEL*

Dimensionnement d'un poteau carré de section a*a

$$a = \max \left\{ \frac{2\sqrt{3}Lf}{\lambda}, \sqrt{Br} + 0.02 \right\}$$

La valeur théorique de l'effort normal résistant est $N = Bf_{bc} + A\sigma_s$

Avec les coefficients correctifs (qui compensent le fait de négliger les effets du second ordre en minorant la valeur de l'effort normal résistant par un coefficient réducteur fonction de l'élancement), et en prenant forfaitairement 1% comme ratio d'acier, on obtient :

$$B_r = K \frac{\beta N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.0085 \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Le ratio mini d'acier longitudinaux est donné par :

$$A_{min} = \max \{ 0.002B, 4\text{cm}^2 \text{ d'acier par mètre de parement} \}$$

Rappel des données

K=1.1 car plus de la moitié des charges est appliqué avant 90 jours

Ng=35T et Nq=25T soit un effort ultime Nu=84.75T

$\lambda=25.29$ soit $\beta=1.104$

$f_{c28}=25$ Mpa et durée d'application des charges > 24 heures

$f_e=500$ MPa

combinaisons durables donc $\gamma_b=1.5$ et $\gamma_s=1.15$

$$B_r = 1.1 \frac{1.104 * 847500}{\frac{14.16}{0.9} + 0.0085 \frac{500}{1.15}} = 52972\text{mm}^2 \approx 530\text{cm}^2$$

$$a = \max \left\{ \frac{2\sqrt{3}}{25.29} * 3.1 \frac{\sqrt{2}}{2}, \sqrt{530} + 2 \right\} = 30\text{cm}$$

2.4.4. Fiche de résultats

Comparaison des résultats.

ARCHE POTEAU donne effectivement un pré dimensionnement de 30 centimètres et une section d'aciers longitudinaux de 4.8 cm² (à titre indicatif, ARCHE POTEAU place 4HA14 en acier longitudinal)

	Unités	Résultats théorique	Résultat Arche Poteau	Ecart (en %)
Dimension du poteau	Cm	30	30	0.00%
Aciers longitudinaux	cm ² /ml	4.8	4.8	0.00%

2.5. Test n° 01-0082SSLLB B91: Armature d'un poteau soumis a de la compression

2.5.1. Fiche de description

- Référence : BAEL91 et DTU associés.
- Type d'analyse : statique linéaire
- Type d'élément : poteau

2.5.2. Présentation

Détermination des aciers longitudinaux d'un poteau carre de soumis a un effort de compression centre.

Unité :

- Longueur : cm
- Charge : kN

Géométrie du poteau:

- Hauteur H = 400 cm
- Section carré de base 40 cm

Propriété des matériaux :

- Béton B25 et Acier FeE500
- Fissuration préjudiciable, enrobage 4 centimètres
- Durée d'application et date d'application des charges variables (cf chargement)

Conditions aux limites :

- Encastré en pied
- Articulé en tête.

Chargement :

- Charge ponctuelle centrée
- Poids propre du poteau non pris en compte
- Durée d'application des charges supérieure à 24 heures
- Date d'application des charges : 50% avant 90 jours
- $N_G = 800 \text{ KN}$, $N_Q = 800 \text{ KN}$

2.5.3. Calcul théorique BAEL

Résultats théoriques :

$$Nu_1 = 1.35N_G + 1.5N_Q = 2.28 \text{ MN}$$

$$Nu_2 = 1.35N_G + 1.5N_Q = 3.15 \text{ MN}$$

$$F_{bc1} = (f_{c28} * 0.85) / (\theta \gamma_b) = 14.17 \text{ Mpa} \quad (\theta=1 \text{ car durée d'application supérieure à 24 heures})$$

$$\beta_1 = 1.1 * \beta \quad \text{car plus de 50\% des charges appliquées avant 28 jours}$$

$$\lambda = \sqrt{12} * L_f / a = 24.49$$

$$\beta = 1 + 0.2 * (\lambda / 35)^2 = 1.098$$

- Durée d'application des charges supérieure à 24 heures
- Date d'application des charges : 50% avant 90 jours
- $N_G = 800 \text{ kN}$, $N_Q = 800 \text{ kN}$

$$A_1 \geq \frac{\beta Nu - Br * \frac{f_{bc}}{0.9}}{0.85 \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{1.1 * 1.098 * 2.28 - 0.38^2 * \frac{14.17}{0.9}}{0.85 * 500} * 1.15 = 13.3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

2.5.4. Fiche de résultats

Comparaison des résultats

Unités	Résultats théoriques	Résultats Arche Poteau	Ecart (en %)
cm ² /ml	13.3	13.01	-2.18%

2.6. Test n° 01-0083SSLLB B91: Armature d'un poteau soumis a de la compression

2.6.1. *Fiche de description*

- Référence : BAEL91 et DTU associés.
- Type d'analyse : statique linéaire
- Type d'élément : poteau

2.6.2. *Présentation*

Détermination des aciers longitudinaux d'un poteau carre de soumis a un effort de compression centre.

Unité :

- Longueur : cm
- Charge : kN

Géométrie du poteau:

- Hauteur H = 400 cm
- section carré de base 40 cm

Propriété des matériaux :

- Béton B25 et Acier FeE500
- Fissuration préjudiciable, enrobage 4 centimètres
- Durée d'application et date d'application des charges variables (cf chargement)

Conditions aux limites :

- Encastré en pied
- Articulé en tête.

Chargement :

- Charge ponctuelle centrée
- Poids propre du poteau non pris en compte
- Durée d'application de charges inférieures à 1 heures
- Majeure partie des charges appliquées avant 28 jours
- $N_G = 1000 \text{ KN}$, $N_Q = 1200 \text{ KN}$

2.6.3. *Calcul théorique BAEL*

Résultats théoriques :

- $Nu_1 = 1.35N_G + 1.5N_Q = 2.28 \text{ MN}$
- $Nu_2 = 1.35N_G + 1.5N_Q = 3.15 \text{ MN}$
- $F_{bc2} = (f_{c28} * 0.85) / (\theta \gamma_b) = 16.67 \text{ Mpa}$ ($\theta=0.85$ car durée d'application inférieure à 1 heures)
- $\beta_2 = 1.2 * \beta$ car la majeure partie des charges est appliquées avant 28 jours
- $\lambda = \sqrt{12} * L_f / a = 24.49$
- $\beta = 1 + 0.2 * (\lambda / 35)^2 = 1.098$
- Durée d'application des charges inférieurs à 1 heures
- Majeure partie des charges appliquées avant 28 jours
- $N_G = 1000 \text{ kN}$, $N_Q = 1200 \text{ kN}$

$$A_2 \geq \frac{\beta Nu - Br * \frac{f_{bc}}{0.9}}{0.85 \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{1.2 * 1.098 * 3.15 - 0.38^2 * \frac{16.67}{0.9}}{0.85 * 500} * 1.15 = 40 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

2.6.4. *Fiche de résultats*

Comparaison des résultats

Unités	Résultats théoriques	Résultats Arche Poteau	Ecart (en %)
cm²/ml	40	39.94	-0.15%

2.7. Test n° 02-0107SSLLB B91: Poteau en compression avec charge accidentelle

2.7.1. Fiche de description

- Référence : BAEL91 et DTU associés.
- Type d'analyse : statique linéaire
- Type d'élément : poteau

2.7.2. Présentation

Détermination des aciers longitudinaux d'un poteau carré soumis à un effort de compression centré avec ELA prépondérant

Unité :

- Longueur : cm
- Charge : kN

Géométrie du poteau:

- Hauteur $H = 300$ cm
- Section carré de base 30 cm

Propriété des matériaux :

- Béton B25 et Acier FeE500
- Fissuration préjudiciable, enrobage 2.5 cm
- Durée d'application et date d'application des charges variables (cf chargement)

Conditions aux limites :

- Encastré en pied
- Articulé en tête.

Chargement :

- Charge ponctuelle centrée
- Poids propre du poteau non pris en compte
- Durée d'application des charges supérieure à 24 heures
- Date d'application des charges : 50% avant 90 jours
- $N_G = 100$ KN, $N_Q = 100$ KN et $N_A = 2000$ KN

2.7.3. Calcul théorique BAEL

Résultats théoriques :

$$N_{u1} = 1.00N_G + 1.00N_A + 0.75N_Q = 2175 \text{ KN} = 2.175 \text{ MN}$$

$$F_{bc1} = (f_{c28} * 0.85) / (\theta \gamma_b) = 18.48 \text{ Mpa} \quad (\theta=1 \text{ car durée d'application supérieure à 24 heures et } \gamma_b=1.15 \text{ car Etat Limite Accidentel})$$

$$\beta_1 = 1.1 * \beta \text{ car plus de 50\% des charges appliquées avant 28 jours}$$

$$\lambda = \sqrt{12} * L / a = 24.49$$

$$\beta = 1 + 0.2 * (\lambda / 35)^2 = 1.098$$

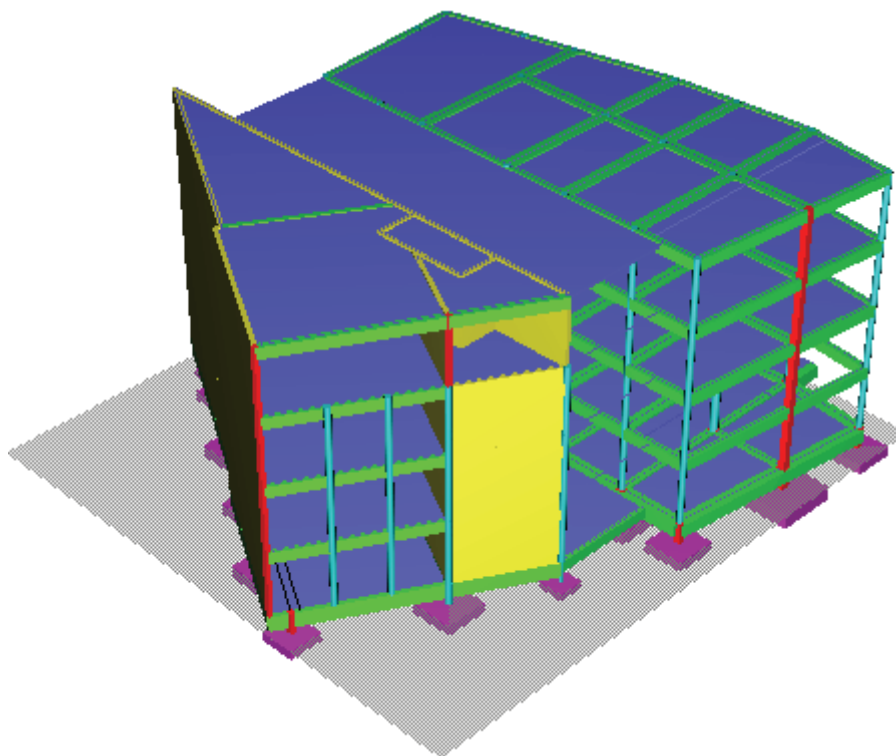
$$A_1 \geq \frac{\beta N_u - Br * \frac{f_{bc}}{0.9}}{0.85 \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{1.1 * 1.098 * 2.175 - 0.28^2 * \frac{18.48}{0.9}}{0.85 * 500} * 1.00 = 23.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec $\gamma_s = 1.00$ car Etat-Limite Accidentel

2.7.4. Fiche de résultats

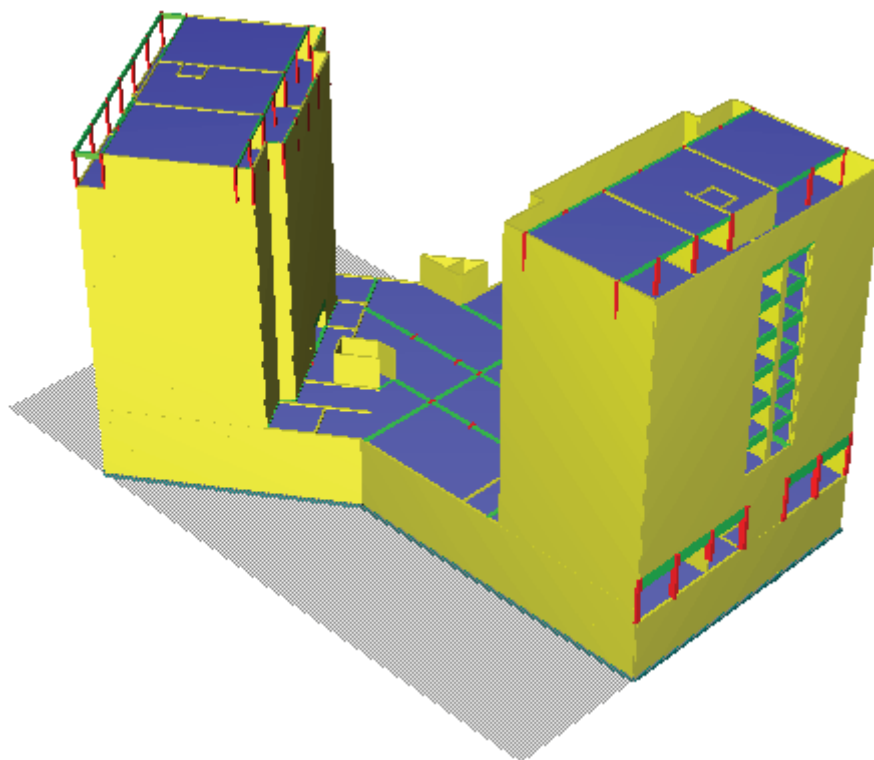
Comparaison des résultats

Unités	Résultats théoriques	Résultats Arche Poteau	Ecart (en %)
cm²/ml	23.93	23.93	0.00%

2.8. Test n° 02-0113SSLSG : DDC et métré dans Ossature via la méthode traditionnelle

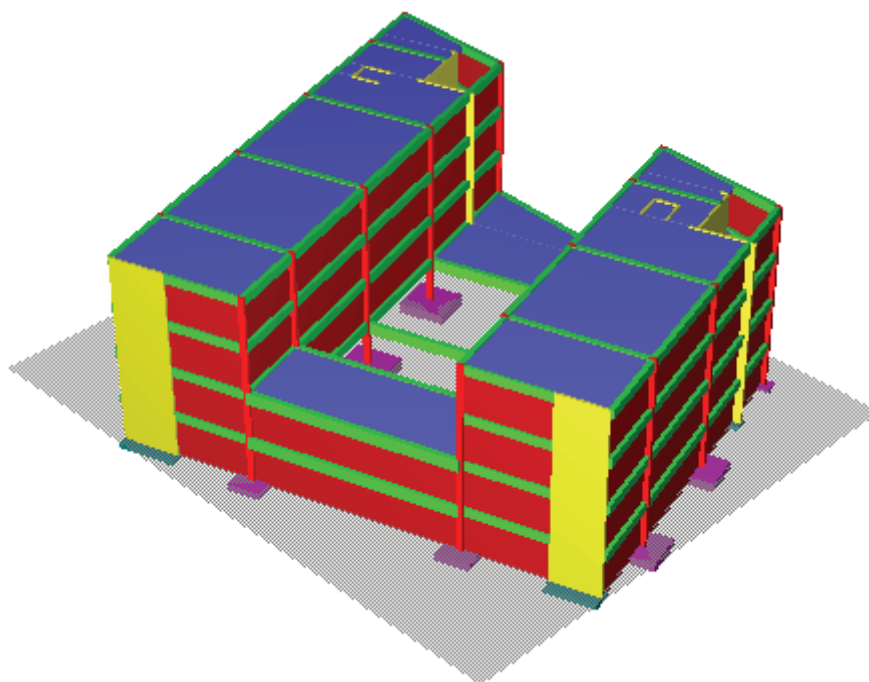
	Réf. v 9.2N	v 2010	Status
Note de calcul	02-0113SSLSG_DDC Charges_v9.2N.rtf	02-0113SSLSG_DDC Charges_v2009.rtf	OK
Métré	02-0113SSLSG_DDC Metre_v9.2N.rtf	02-0113SSLSG_DDC Metre_v2009.rtf	OK

2.9. Test n° 02-0114SSLSG: DDC: et métré dans Ossature via la méthode traditionnelle



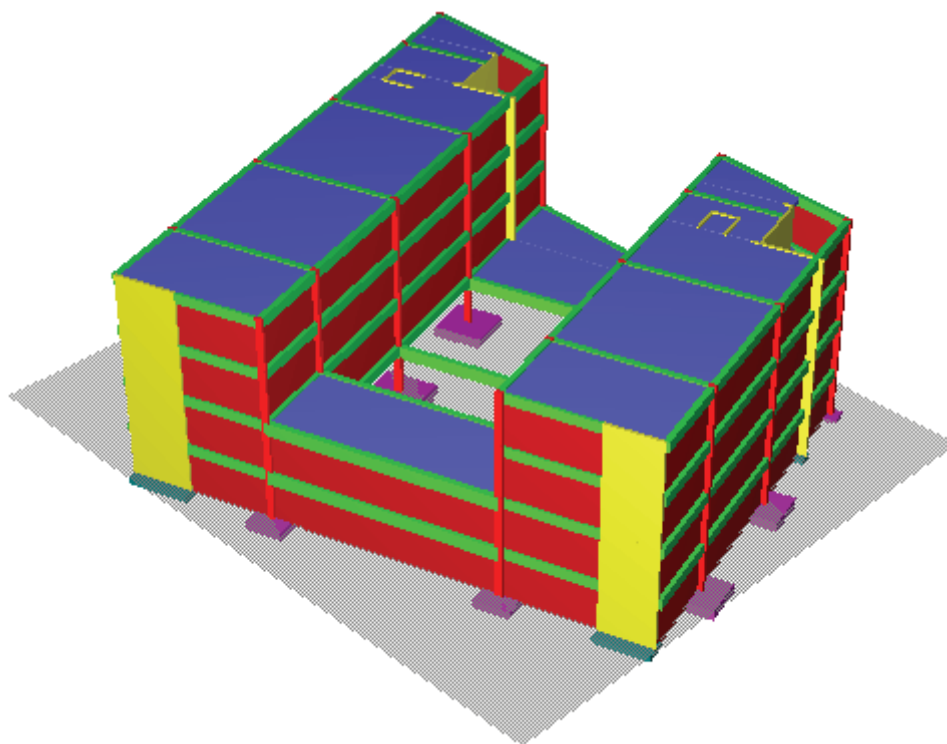
	Réf. v 9.2N	v 2010	Status
Note de calcul	02-0114SSLSG_DDC Charges_v9.2N.rtf	02-0114SSLSG_DDC Charges_v2010.rtf	OK
Métré	02-0114SSLSG_DDC Metre_v9.2N.rtf	02-0114SSLSG_DDC Metre_v2010.rtf	OK

2.10. Test n° 02-0116SSLSG : DDC et métré dans Ossature via la méthode tradi + EF



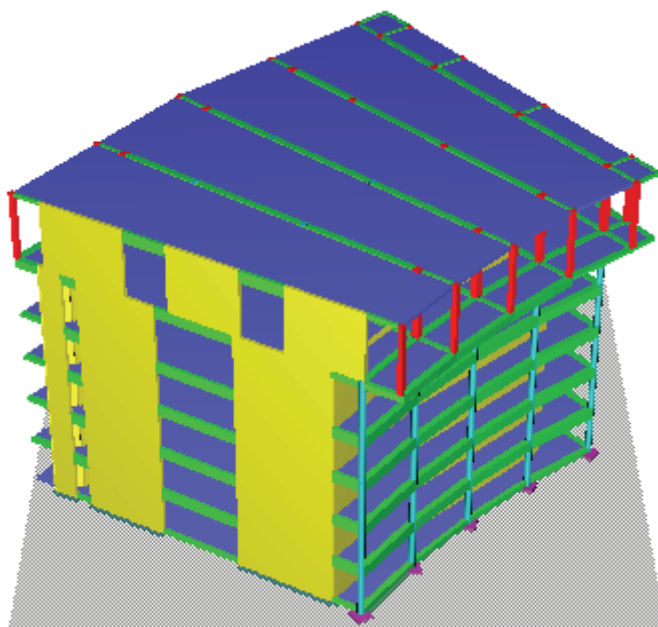
	Réf. v 9.2N	v 2010	Status
Note de calcul	02-0116SSLSG_DDC Charges_v9.2N.rtf	02-0116SSLSG_DDC Charges_v2010.rtf	OK
Métré	02-0116SSLSG_DDC Metre_v9.2N.rtf	02-0116SSLSG_DDC Metre_v2010.rtf	OK
Sismique	02-0116SSLSG_DDC Sismique_v9.2N.rtf	02-0116SSLSG_DDC Sismique_v2010.rtf	OK
Fiche	02-0116SSLSG_DDC Fiche_v9.2N.rtf	02-0116SSLSG_DDC Fiche_v2010.rtf	OK
Hypothèses	02-0116SSLSG_DDC Hypotheses_v9.2N.rtf	02-0116SSLSG_DDC Hypotheses_v2010.rtf	OK

2.11. Test n° 02-0117SSLSG MEF: DDC et métré dans Ossature via la méthode EF



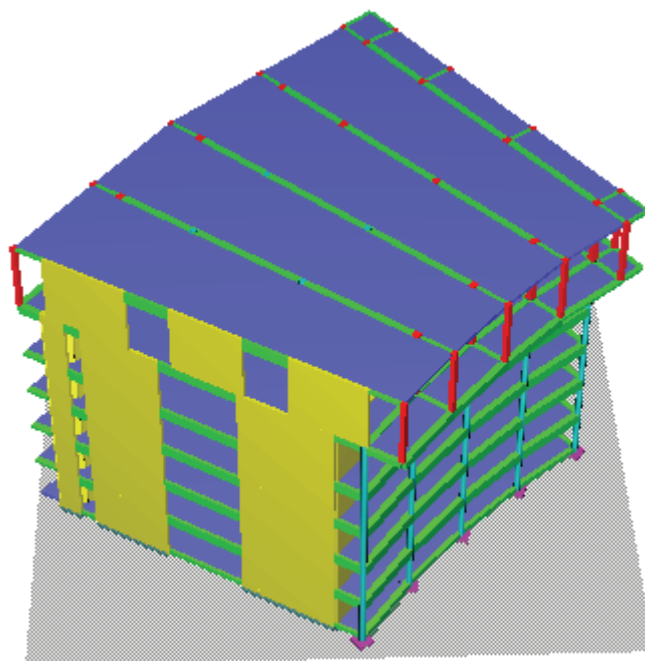
	Réf. v 9.2N	v 2010	Status
Note de calcul	02-0116SSLSG_DDC Charges_v9.2N.rtf	02-0116SSLSG_DDC Charges_v2010.rtf	OK
Métré	02-0116SSLSG_DDC Metre_v9.2N.rtf	02-0116SSLSG_DDC Metre_v2010.rtf	OK
Sismique	02-0116SSLSG_DDC Sismique_v9.2N.rtf	02-0116SSLSG_DDC Sismique_v2010.rtf	OK
Fiche	02-0116SSLSG_DDC Fiche_v9.2N.rtf	02-0116SSLSG_DDC Fiche_v2010.rtf	OK
Hypothèses	02-0116SSLSG_DDC Hypotheses_v9.2N.rtf	02-0116SSLSG_DDC Hypotheses_v2010.rtf	OK

2.12. Test n° 02-0118SSLG : DDC et métré dans Ossature via la méthode traditionnelle

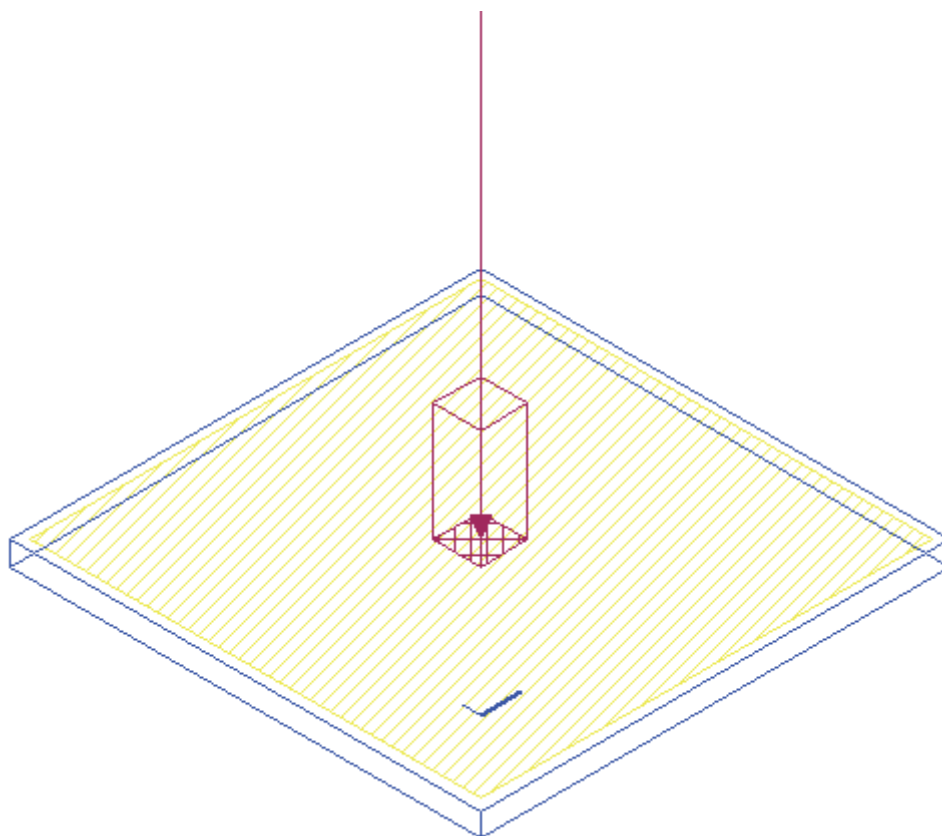


	Réf. v 9.2N	v 2010	Status
Note de calcul	02-0118SSLG_DDC Charges_v9.2N.rtf	02-0118SSLG_DDC Charges_v2010.rtf	OK
Métré	02-0118SSLG_DDC Metre_v9.2N.rtf	02-0118SSLG_DDC Metre_v2010.rtf	OK

2.13. Test n° 02-0119SSLG MEF: DDC et métré dans Ossature via la méthode EF

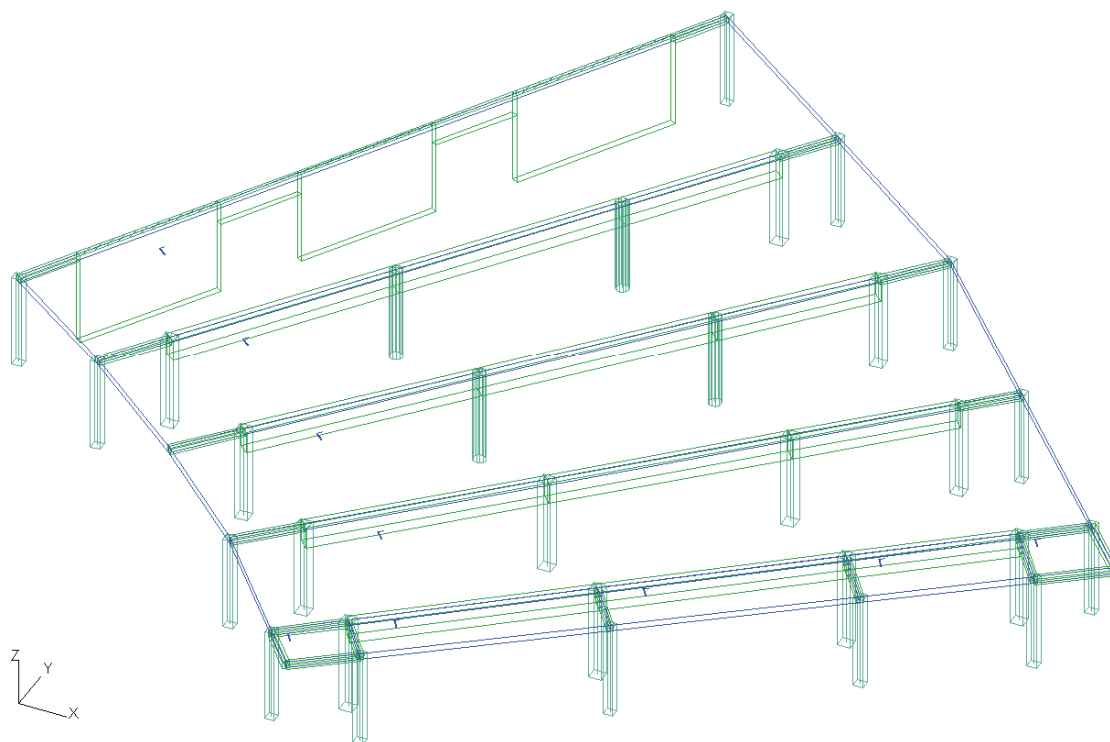


	Réf. v 9.2N	v 2010	Status
Métré	02-0119SSLG_MEF Metre_v9.2N.rtf	02-0119SSLG_MEF Metre_v2010.rtf	OK
Sismique	02-0119SSLG_MEF Sismique_v9.2N.rtf	02-0119SSLG_MEF Sismique_v2010.rtf	NC
Fiche	02-0119SSLG_MEF Fiche_v9.2N.rtf	02-0119SSLG_MEF Fiche_v2010.rtf	Ok
Hypothèses	02-0119SSLG_MEF Hypotheses_v9.2N.rtf	02-0119SSLG_MEF Hypotheses_v2010.rtf	OK

2.14. Test n° 02-0120SSLLG B91: Dalle sur appuis élastiques dans Arche Plaque

	Réf. v 9.2N	v 2009	Status
Note de calcul	02-0120SSLLG_B91 Note_de_calcul_v9.2L.rtf	02-0120SSLLG_B91 Note_de_calcul_v2009.rtf	OK

2.15. Test n° 02-0121SSLLG B91: Plaque sur appuis ponctuels et linéaires



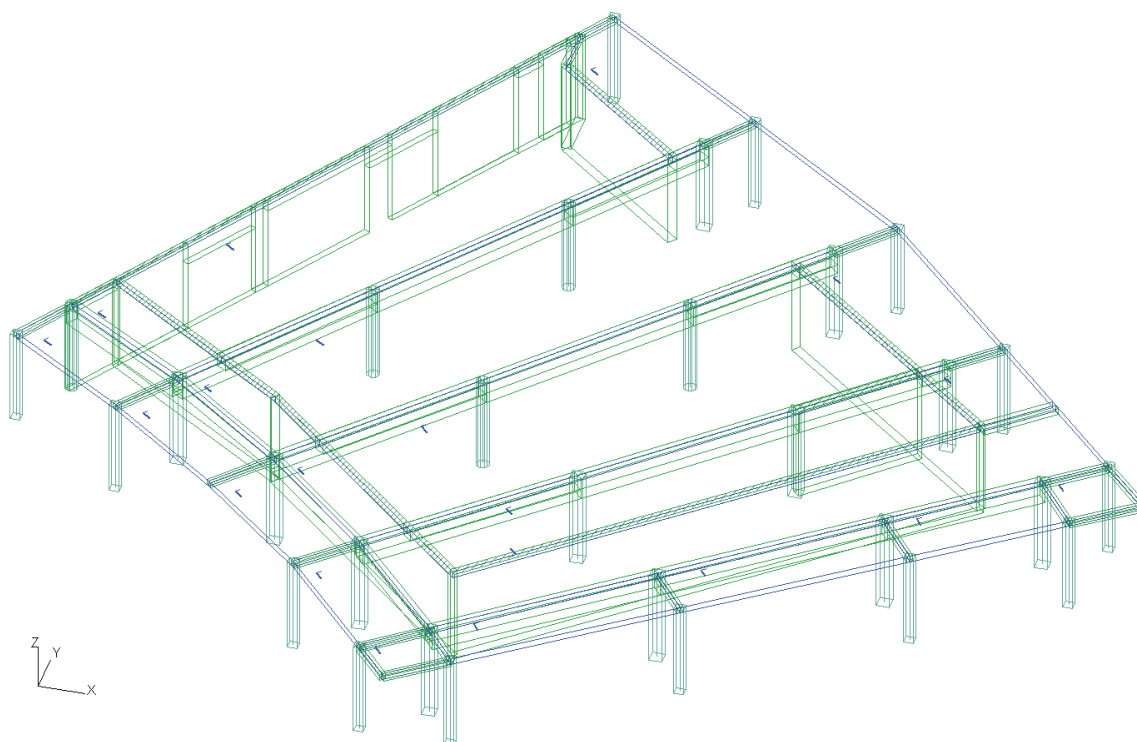
	Réf. v 9.2N	v 2009	Status
Note de calcul	02-0121SSLLG B91 Note de calcul v9.2N.rtf	02-0121SSLLG B91 Note de calcul v2009.rtf	OK

Plancher		v9.2N		v2010	
		Ax (ELU)	Ay (ELU)	Ax (ELU)	Ay(ELU)
7000	Sup	1.34	1.85	1.34	1.83
	Inf	0.6	0.31	0.6	0.22
8000	Sup	0.97	1.86	0.97	1.85
	Inf	0.3	0.3	0.29	0.28
9000	Sup	0.74	1.86	0.74	1.85
	Inf	0.87	0.3	0.87	0.28

REMARQUE

Si on modifie les axes locaux, les résultats sont très proches.

2.16. Test n° 02-0122SSLLG B91: Dalle avec balcons dans Arche Plaque



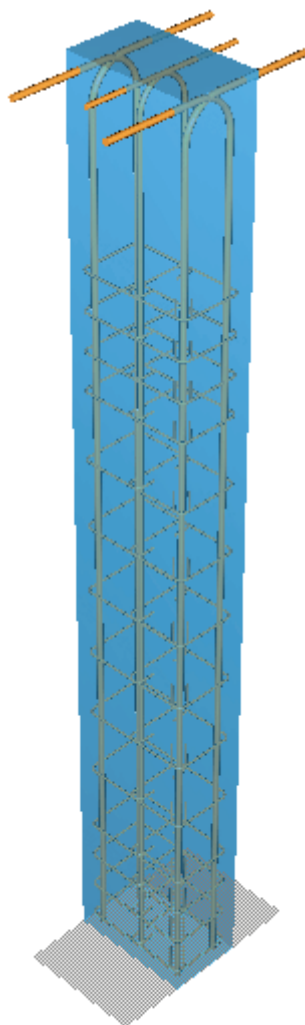
	Réf. v 9.2N	v 2009	Status
Note de calcul	02-0122SSLLG B91 Note de calcul v9.2N.rtf	02-0122SSLLG B91 Note de calcul v2009.rtf	OK

Plancher		v9.2N		v2010	
		Ax (ELU)	Ay (ELU)	Ax (ELU)	Ay(ELU)
10007	Sup	6.1	3.01	6.65	2.89
	Inf	4.08	1.75	3.93	1.86
10008	Sup	1.69	1.42	1.69	1.42
	Inf	1.34	0.96	1.32	0.96
10009	Sup	0.68	1.63	0.69	1.60
	Inf	0.65	0.13	0.67	0.13

REMARQUE

Les axes du modèle ont été alignés avec l'axe Ox.

2.17. Test n° 02-0124SSLLG B91: Poteau en flexion composée - Méthode forfaitaire



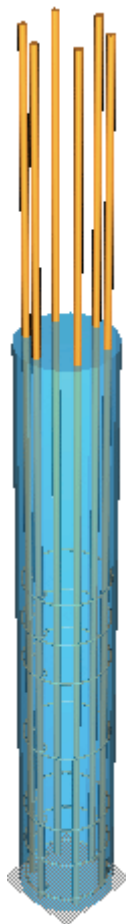
	Réf. v 9.2N	v 2009	Status
Note de calcul	02-0124SSLLG_B91 Note de calcul v9.2N.rtf	02-0124SSLLG_B91 Note de calcul v2009.rtf	OK

	v9.2N	v2010	Ecart
Aciers longitudinaux nécessaires	12.4	12.4	0.00%
Aciers mis en place	16.59	16.59	0.00%
	4 HA 20.0+ 2 HA 16	4HA20 + 2HA16	
Aciers transversaux	HA 8.0	HA 8.0	
	15 cadres + 15 épingles	15 cadres + 15 épingles	

Enrobage = 0

Rapport d'excentricités = off

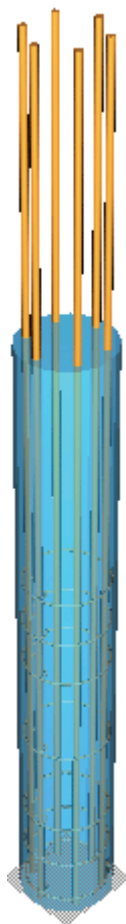
2.18. Test n° 02-0126SSLLG B91: Poteau rectangulaire - Méthode simplifiée



	Réf. v 9.2N	v 2009	Status
Note de calcul	02-0126SSLLG_B91 Note_de_calcul_v9.2N.rtf	02-0126SSLLG_B91 Note_de_calcul_v2009.rtf	OK

	v9.2N	v2010	Ecart
Aciers longitudinaux nécessaires	38.95	38.95	0.00%
Aciers mis en place	48.25	48.25	0.00%
	6 HA 32	6HA32	
Aciers transversaux	HA 10	HA 10	
	8 cadres	8 cadres	

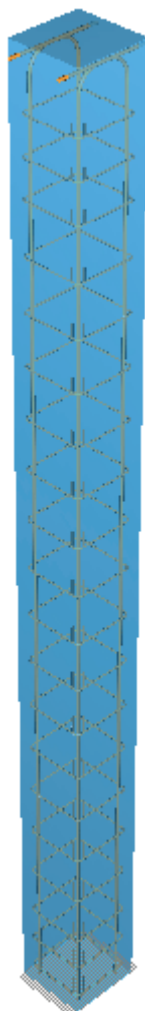
2.19. Test n° 02-0127SSLLG B91: Poteau circulaire - Méthode simplifiée



	Réf. v 14.1 ^E SP3	v 2009	Status
Note de calcul	02-0127SSLLG B91 Note_de calcul_v14.1E.rtf	02-0127SSLLG B91 Note_de calcul_v2009.rtf	OK

	V14.1 ^E SP3	v2010	Ecart
Aciers longitudinaux nécessaires	20.04	20.04	0.00%
Aciers mis en place	29.45	29.45	0.00%
	6 HA 25	6 HA 25	
Aciers transversaux	HA 10	HA10	
	9 cadres	9 cadres	

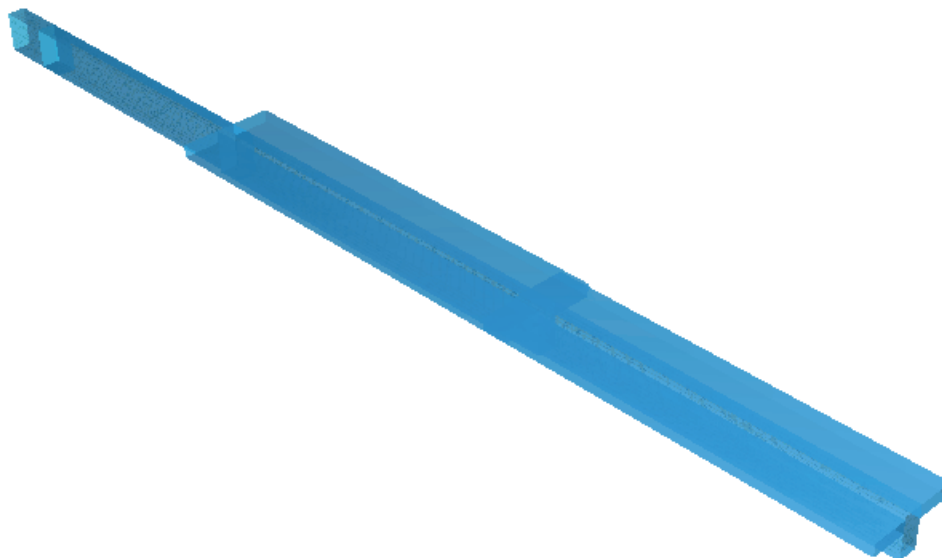
2.20. Test n° 02-0128SSLLG B91: Poteau carré - Méthode simplifiée



	Réf. v 9.2N	v 2009	Status
Note de calcul	02-0128SSLLG B91 Note de calcul v9.2N.rtf	02-0128SSLLG B91 Note de calcul v2009.rtf	

	v9.2N	v2010	Ecart
Aciers longitudinaux nécessaires	4.8	4.8	0.00%
Aciers mis en place	6.16	6.16	0.00%
	4 HA 14	4 HA 14	
Aciers transversaux	HA 8	HA 8	
	20cadres	20 cadres	

2.21. Test n° 02-0129SSLLG B91: Poutre avec un décaissé en fibre inférieure à droite



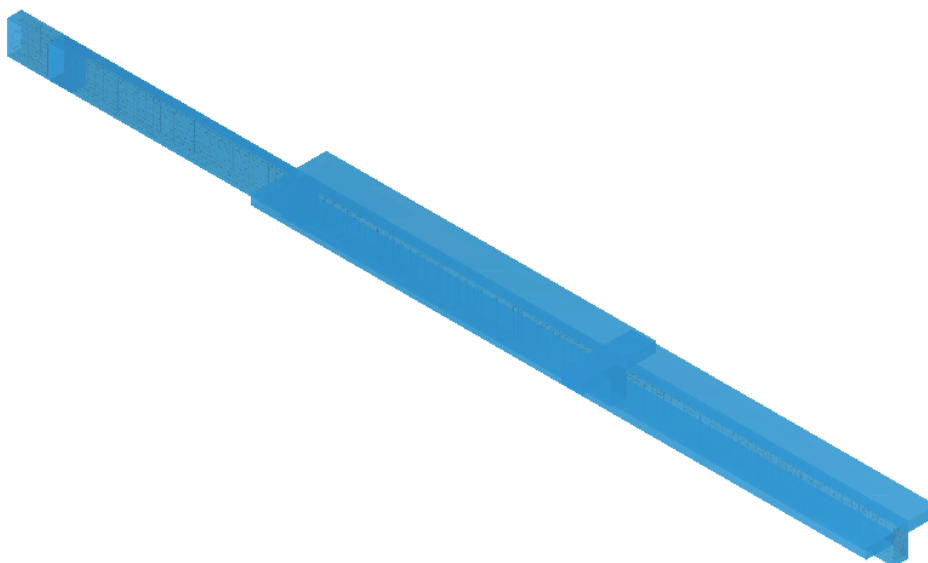
	Réf. v 9.2N	v 2010	Status
Note de calcul	02-0129SSLLG B91 Note de calcul v9.2N.rtf	02-0129SSLLG B91 Note de calcul v2009.rtf	

Travée	Appui gauche			Appui gauche			Appui droit			Appui droit		
	Calcul			Réal			Calcul			Réal		
	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2N	v2010	Ecart
POU0.1	2.01	1.99	-1.00%	2.01	2.01	0.00%	10.98	10.67	-2.82%	11.06	11.06	0.00%
POU0.2	9.99	9.72	-2.70%	11.06	11.06	0.00%	7.16	7.02	-1.96%	7.16	7.16	0.00%
POU0.2	/	/		/	/		/	/		/	/	
POU0.3	6.42	6.38	-0.62%	7.16	7.16	0.00%	0.13	0.13	0.00%	4.02	4.02	0.00%
POU0.4	1.70	1.70	0.00%	2.01	2.01	0.00%	/	/	/	/	/	/

Travée	Travée			Travée		
	Calcul			Réal		
	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2N	v2010	Ecart
POU0.1	8.53	8.60	0.82%	9.05	9.05	0.00%
POU0.2	9.04	8.58	-5.09%	9.05	9.05	0.00%
POU0.2	/	/	/	/	/	/
POU0.3	3.81	3.79	-0.52%	4.52	4.52	0.00%
POU0.4	0	0	0.00%	2.01	2.01	0.00%

Travée	Maximum			Appui gauche			Appui droit		
	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2N	v2010	Ecart
POU0.1	10.23	9.48	-7.33%	6.90	6.30	-8.70%	10.23	9.48	-7.33%
POU0.2	8.86	8.60	-2.93%	8.86	8.60	-2.93%	7.25	8.49	17.10%
POU0.3	4.49	4.48	-0.22%	4.49	4.48	-0.22%	2.40	2.40	0.00%
POU0.4	2.40	2.40	0.00%	2.40	2.40	0.00%	2.40	2.40	0.00%

2.22. Test n° 02-0130SSLLG B91: Poutre avec un décaissé en fibre inférieure à droite



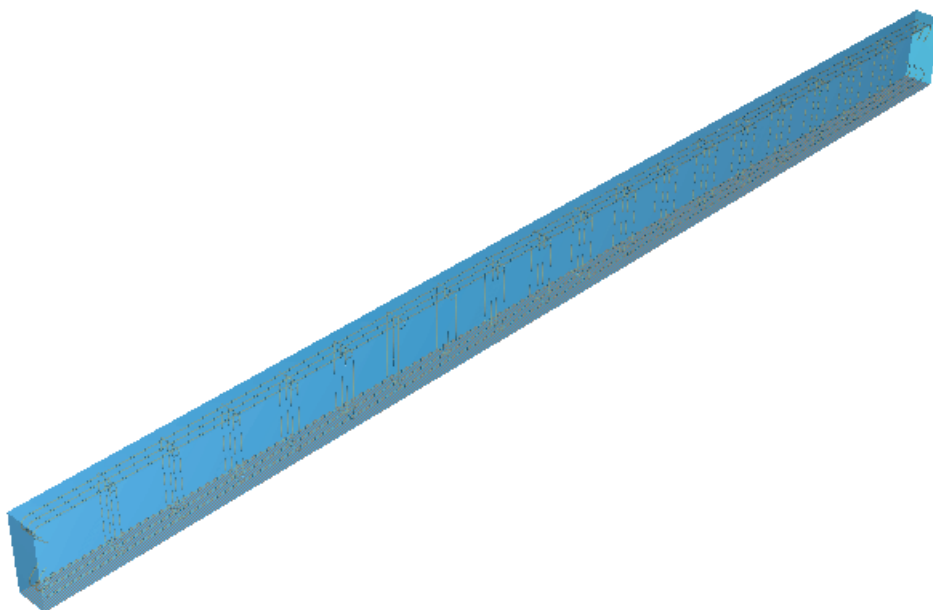
	Réf. v 9.2N	v 2009	Status
Note de calcul	02-0130SSLLG B91 Note_de_calcul_v9.2N.rtf	02-0130SSLLG B91 Note_de_calcul_v2009.rtf	OK

Travée	Appui gauche			Appui gauche			Appui droit			Appui droit		
	Calcul			Réal			Calcul			Réal		
	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2N	v2010	Ecart
POU0.1	2.01	1.99	-1.00%	2.01	2.01	0.00%	10.98	10.67	-2.82%	11.06	11.06	0.00%
POU0.2	9.99	9.72	-2.70%	11.06	11.06	0.00%	7.16	7.02	-1.96%	7.16	7.16	0.00%
POU0.2	/	/		/	/		/	/		/	/	
POU0.3	6.42	6.38	-0.62%	7.16	7.16	0.00%	0.13	0.13	0.00%	4.02	4.02	0.00%
POU0.4	1.70	1.70	6.47%	2.01	2.01	0.00%	1.70	1.70	6.47%	1.13	1.13	0.00%

Travée	Travée			Travée		
	Calcul			Réal		
	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2N	v2010	Ecart
POU0.1	8.53	8.60	0.82%	9.05	9.05	0.00%
POU0.2	9.04	8.58	-5.09%	9.05	9.05	0.00%
POU0.2	9.24	9.24	0.00%	9.30	9.30	0.00%
POU0.3	3.81	3.79	-0.52%	4.52	4.52	0.00%
POU0.4	0	/		2.01	/	

Travée	Maximum			Appui gauche			Appui droit		
	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2N	v2010	Ecart
POU0.1	10.23	9.48	-7.33%	6.90	6.30	-8.70%	10.23	9.48	-7.33%
POU0.2	8.86	8.60	-2.93%	8.86	8.60	-2.93%	7.25	8.49	17.10%
POU0.3	4.49	4.48	-0.22%	4.49	4.48	-0.22%	2.40	2.40	0.00%
POU0.4	2.40	2.40	0.00%	2.40	2.40	0.00%	2.40	2.40	0.00%

2.23. Test n° 02-0131SSLG B91: Poutre à 2 travées avec talon préfabriqué



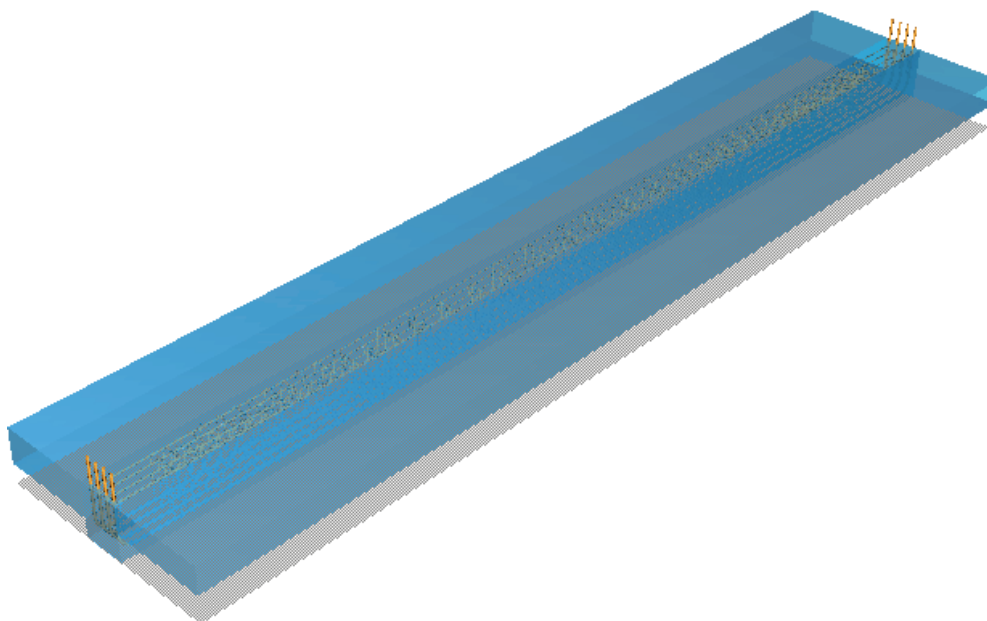
	Réf. v 9.2N	v 2009	Status
Note de calcul	02-0131SSLG_B91 Note_de_calcul_v9.2N.rtf	02-0131SSLG_B91 Note_de_calcul_v2009.rtf	OK

Travée	Appui gauche			Appui gauche			Appui droit			Appui droit		
	Calcul			Réal			Calcul			Réal		
	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2N	v2009	Ecart
POU0.1	0.16	0.16	0.00%	1.51	1.51	0.00%	0.16	0.16	0.00%	1.51	1.51	0.00%

Travée	Travée			Travée		
	Calcul			Réal		
	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2N	v2010	Ecart
POU0.1	1.07	1.07	0.00%	1.51	1.51	0.00%

Travée	Maximum			Appui gauche			Appui droit		
	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2N	v2010	Ecart
POU0.1	1.60	1.60	0.00%	1.60	1.60	0.00%	1.60	1.60	0.00%

2.24. Test n° 02-0133SSLLG B91: Poutre isostatique sous charge répartie



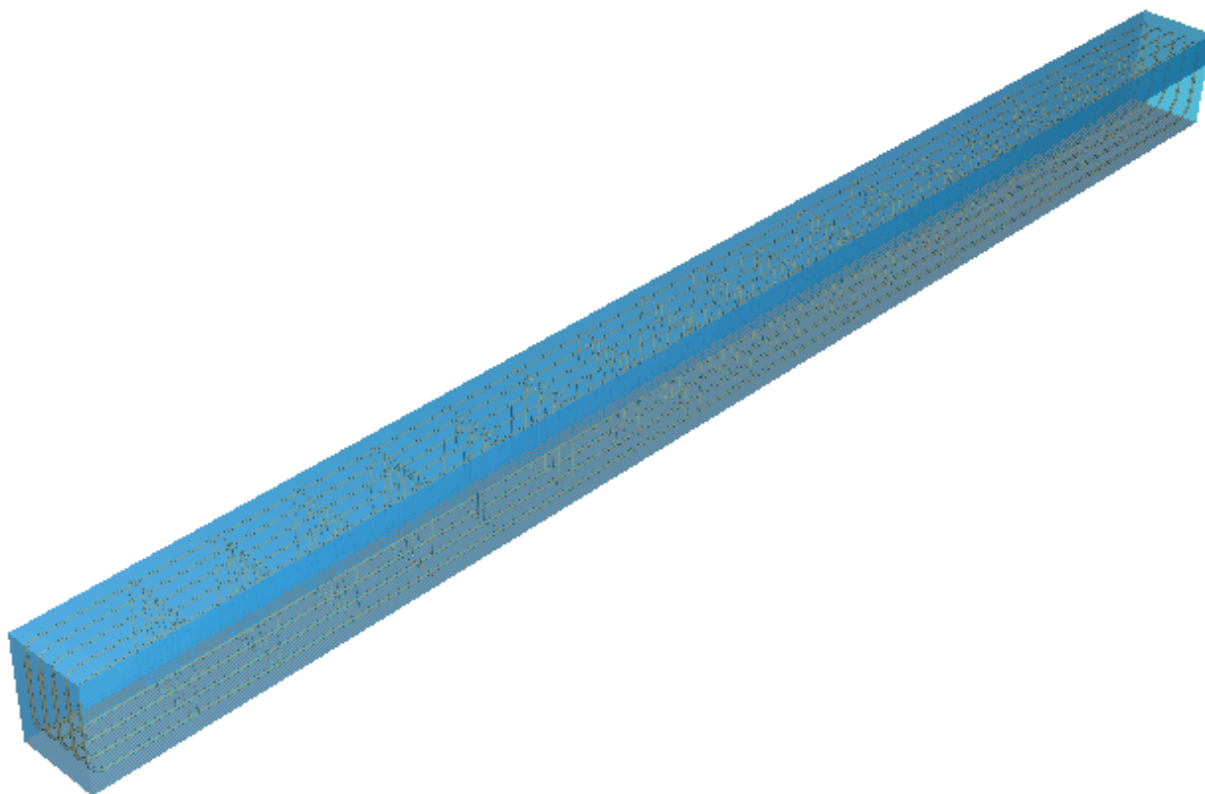
	Réf. v 9.2N	v 2009	Status
Note de calcul	02-0133SSLLG B91 Note de calcul v9.2N.rtf	02-0133SSLLG B91 Note de calcul v2009.rtf	OK

Travée	Appui gauche			Appui gauche			Appui droit			Appui droit		
	Calcul			Réal			Calcul			Réal		
	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2L	v2010	Ecart	v9.2L	v2010	Ecart
POU0.1	3.78	3.78	0.00%	4.02	4.02	0.00%	3.78	3.78	0.00%	4.02	4.02	0.00%

Travée	Travée			Travée		
	Calcul			Réal		
	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2N	v2010	Ecart
POU0.1	25.54	25.54	0.00%	26.77	26.77	0.00%

Travée	Maximum			Appui gauche			Appui droit		
	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2N	v2010	Ecart
POU0.1	14.71	14.14	-3.87%	14.71	14.14	-3.87%	14.71	14.14	-3.87%

2.25. Test n° 02-0135SSLLG B91: Poutre isostatique sous charge répartie



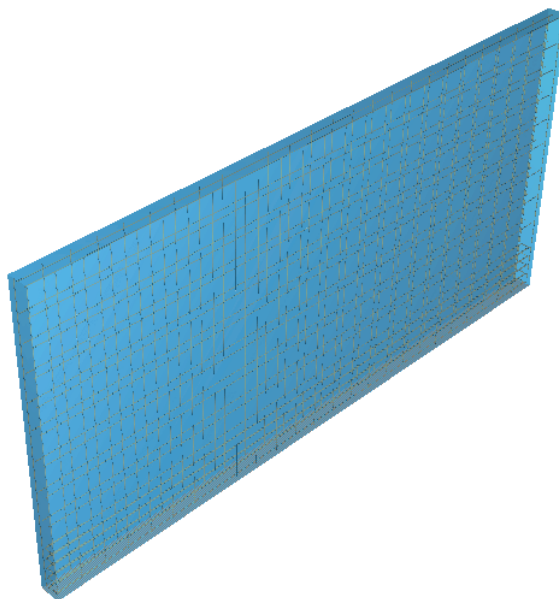
	Réf. v 9.2N	v 2009	Status
Note de calcul	02-0135SSLLG_B91 Note_de_calcul_v9.2N.rtf	02-0135SSLLG_B91 Note_de_calcul_v2009.rtf	OK

Travée	Appui gauche			Appui gauche			Appui droit			Appui droit		
	Calcul			Réal			Calcul			Réal		
	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2N	v2010	Ecart
POU56	0.94	0.94	0.00%	2.52	2.52	0.00%	0.94	0.94	0.00%	2.52	2.51	-0.40%

Travée	Travée			Travée		
	Calcul			Réal		
	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2N	v2010	Ecart
POU56	6.35	6.35	0.00%	6.44	7.69	19.41%

Travée	Maximum			Appui gauche			Appui droit		
	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2N	v2010	Ecart
POU56	4.01	3.86	-3.74%	4.01	3.86	-3.74%	4.01	3.86	-3.74%

2.26. Test n° 02-0136SSLLG B91: PV avec 2 niveaux de planchers



	Réf. v 9.2N	v 2010	Status
Note de calcul	02-0136SSLLG B91 Note de calcul v9.2N.rtf	02-0136SSLLG B91 Note de calcul v2009.rtf	OK

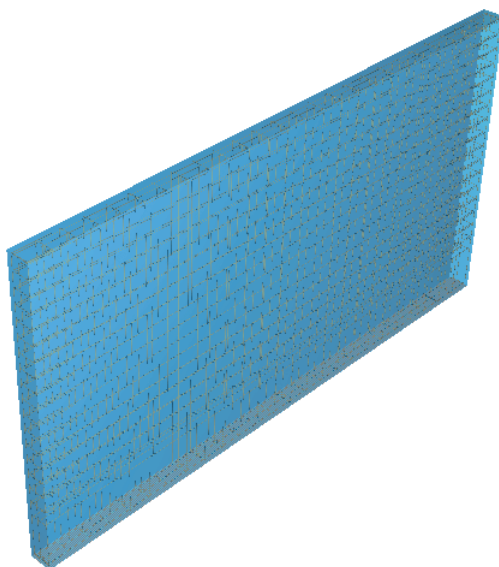
Travée	Armatures principales inférieures					
	Calcul			Réal		
	v9.2N	V2010	Ecart	v9.2N	v2010	Ecart
1	4.79	4.79	0.00%	5.03	5.03	0.00%

Travée	Armatures verticales					
	Calcul			Réal		
	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2N	v2010	Ecart
1	3.95	3.95	0.00 %	4.05	4.05	0.00%

Travée	Armatures horizontales - Réseau inférieur					
	Calcul			Réal		
	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2N	v2010	Ecart
1	3.2	3.20	0.00%	3.35	3.35	0.00%

Travée	Armatures horizontales - Réseau supérieur zone active					
	Calcul			Réal		
	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2N	v2010	Ecart
1	3.2	3.20	0.00%	3.84	3.84	0.00%

Aciers Secondaires Verticaux = cadres+étriers, barres droite+u

2.27. Test n° 02-0137SSLLG B91: PV à 2 travées sous chargement quelconque

	Réf. v 9.2N	v 2010	Status
Note de calcul	02-0137SSLLG B91 Note_de_calcul_v9.2N.rtf	02-0137SSLLG B91 Note_de_calcul_v2009.rtf	OK

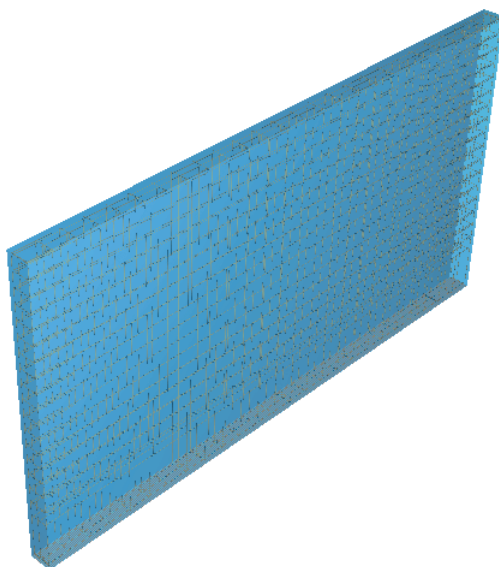
Travée	Armatures principales inférieures					
	Calcul			Réal		
	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2N	v2010	Ecart
1	1.99	1.99	0.00%	3.02	3.02	0.00%

Travée	Armatures verticales					
	Calcul			Réal		
	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2N	v2010	Ecart
1	4.8	4.80	0.00%	4.99	4.99	0.00%

Travée	Armatures horizontales - Réseau inférieur					
	Calcul			Réal		
	v9.2N	V2010	Ecart	v9.2N	V2010	Ecart
1	4.8	4.80	0.00%	5.03	5.03	0.00%

Travée	Armatures horizontales - Réseau supérieur zone active					
	Calcul			Réal		
	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2N	v2010	Ecart
1	4.8	4.80	0.00%	5.14	5.14	0.00%

Aciers Secondaires Verticaux = cadres+étriers, barres droite+u

2.28. Test n° 02-0138SSLLG B91: PV avec une trémie

	Réf. v 9.2N	v 2010	Status
Note de calcul	02-0138SSLLG_B91 Note de calcul v9.2N.rtf	02-0138SSLLG_B91 Note de calcul v2009.rtf	OK

Travée	Armatures principales inférieures					
	Calcul			Réal		
	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2N	v2010	Ecart
1	23.35	23.35	0.00%	27.71	27.71	0.00%

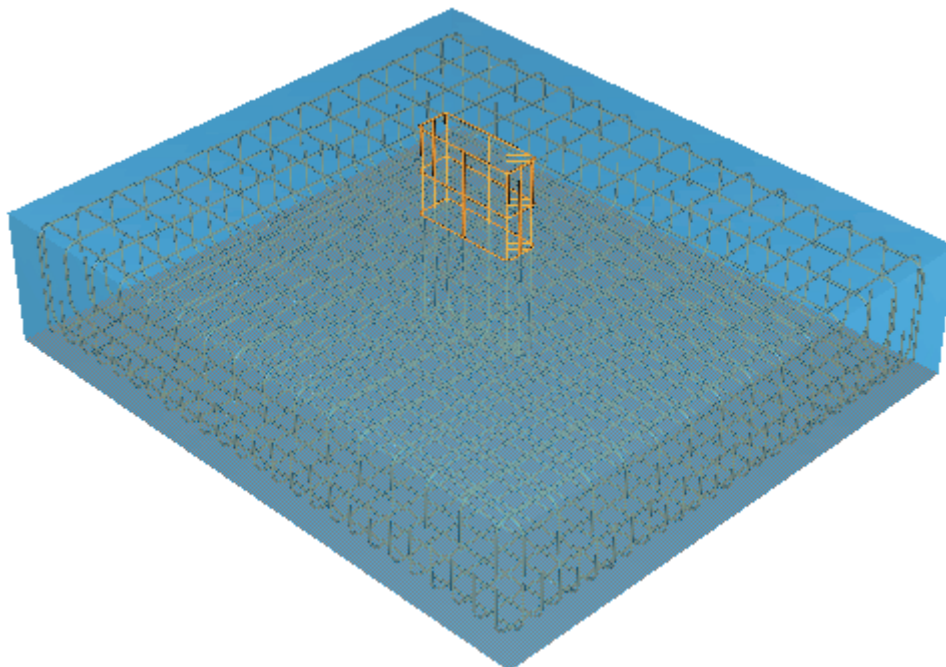
Travée	Armatures verticales					
	Calcul			Réal		
	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2N	v2010	Ecart
1	7.34	7.34	0.00%	7.39	7.39	0.00%

Travée	Armatures horizontales - Réseau inférieur					
	Calcul			Réal		
	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2N	v2010	Ecart
1	7.10	7.10	0.00%	7.54	7.54	0.00%

Travée	Armatures horizontales - Réseau supérieur zone active					
	Calcul			Réal		
	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2N	v2010	Ecart
1	4.80	4.80	0.00%	5.14	5.14	0.00%

Aciers Secondaires Verticaux = cadres+étriers, barres droite+u

2.29. Test n° 02-0139SSLLG B91: Semelle isolée avec torseurs de charges 3D

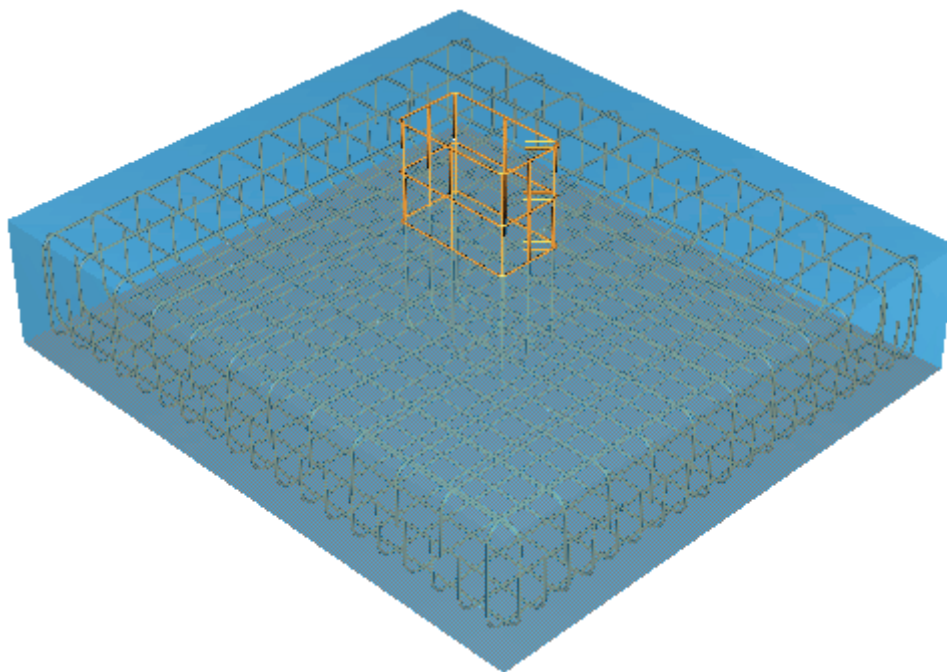


	Réf. v 9.2N	v 2009	Status
Note de calcul	02-0139SSLLG B91 Note de calcul v9.2N.rtf	02-0139SSLLG B91 Note de calcul v2010.rtf	OK

Travée	A théo			A réel			Esp		
	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2N	v2010	Ecart
Sup. X	0.81	0.81	0.00%	4.53	4.53	0.00%	0.29	0.29	0.00%
Inf. X	19.6	19.6	0.00%	19.63	19.63	0.00%	0.10	0.10	0.00%
Sup. Y	0.67	0.67	0.00%	4.02	4.02	0.00%	0.29	0.29	0.00%
Inf. Y	18.88	18.99	0.58%	19.63	19.63	0.00%	0.08	0.08	0.00%

Hypothèses calcul / Tenir compte de la condition de non fragilité = off

2.30. Test n° 02-0140SSLLG B91: Semelle isolée avec torseurs de charges 3D

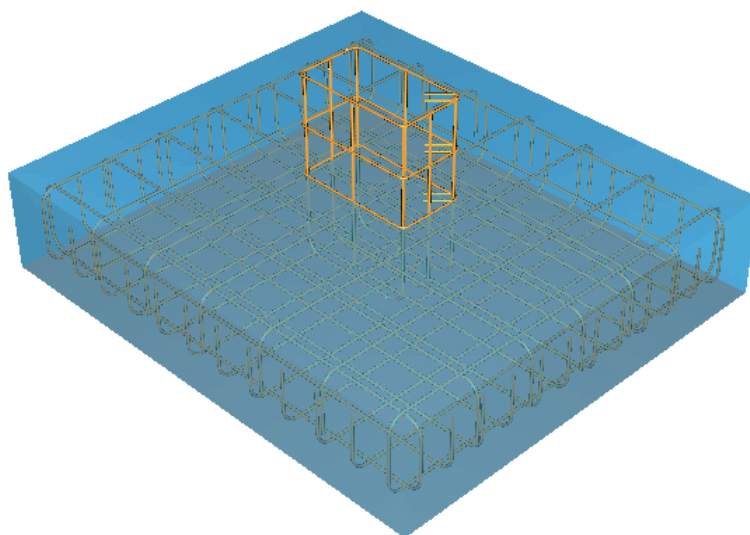


	Réf. v 9.2N	v 2009	Status
Note de calcul	02-0140SSLLG B91 Note_de_calcul_v9.2N.rtf	02-0140SSLLG B91 Note_de_calcul_v2010.rtf	OK

Travée	A théo			A réel			Esp		
	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2N	v2010	Ecart
Sup. X	0.49	0.49	0.00%	4.02	4.02	0.00%	0.281	0.281	0.00%
Inf. X	14.79	14.79	0.00%	14.92	14.92	0.00%	0.107	0.107	0.00%
Sup. Y	0.48	0.48	0.00%	3.52	3.52	0.00%	0.294	0.294	0.00%
Inf. Y	14.05	14.20	1.07%	14.13	14.92	5.59%	0.102	0.096	-5.88%

Hypothèses calcul / Tenir compte de la condition de non fragilité = off

2.31. Test n° 02-0141SSLLG B91: Semelle isolée avec torseurs de charges 3D

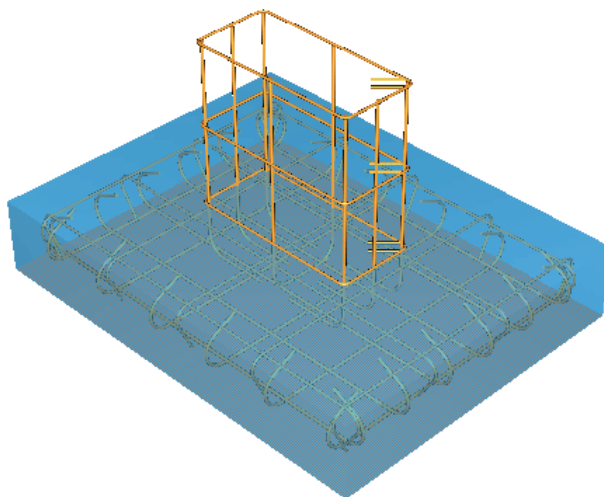


	Réf. v 9.2N	v 2010	Status
Note de calcul	02-0141SSLLG_B91 Note de calcul v9.2N.rtf	02-0141SSLLG_B91 Note de calcul v2010.rtf	OK

Travée	A théo			A réel			Esp		
	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2N	v2010	Ecart
Sup. X	0.24	0.24	0.00%	3.52	3.52	0.00%	0.261	0.261	0.00%
Inf. X	9.36	9.36	0.00%	9.42	9.42	0.00%	0.139	0.139	0.00%
Sup. Y	0.23	0.23	0.00%	3.02	3.02	0.00%	0.273	0.273	0.00%
Inf. Y	9.14	9.14	0.00%	9.42	9.42	0.00%	0.121	0.121	0.00%

Hypothèses calcul / Tenir compte de la condition de non fragilité = off

2.32. Test n° 02-0142SSLLG B91: Semelle isolée avec torseurs de charges 3D

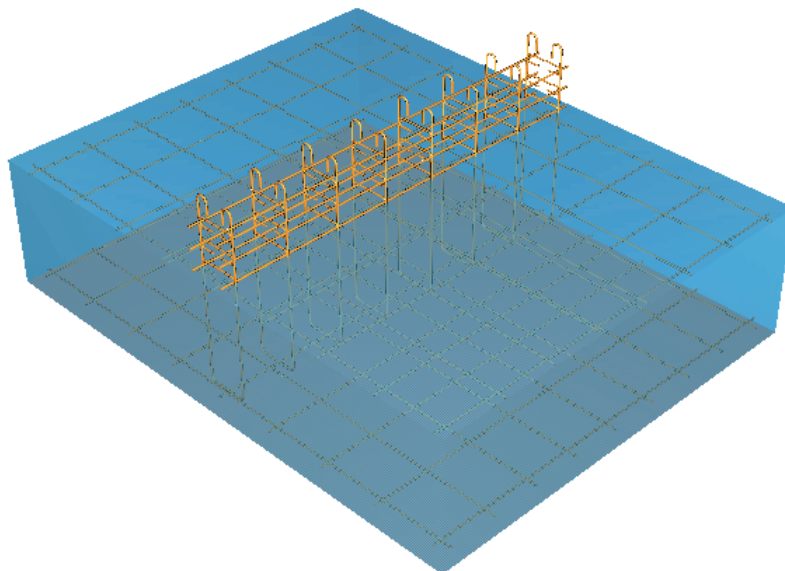


	Réf. v 9.2N	v 2010	Status
Note de calcul	02-0142SSLLG B91 Note de calcul v9.2N.rtf	02-0142SSLLG B91 Note de calcul v2010.rtf	OK

Travée	A théo			A réel			Esp		
	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2N	v2010	Ecart
Sup. X	0.07	0.07	0.00%	2.52	2.52	0.00%	0.281	0.281	0.00%
Inf. X	4.22	4.22	0.00%	4.71	4.71	0.00%	0.218	0.218	0.00%
Sup. Y	0.06	0.06	0.00%	2.01	2.01	0.00%	0.275	0.275	0.00%
Inf. Y	4.15	4.15	0.00%	4.71	4.71	0.00%	0.158	0.158	0.00%

Hypothèses calcul / Tenir compte de la condition de non fragilité = off

2.33. Test n° 02-0143SSLLG B91: Semelle isolée avec torseurs de charges 3D

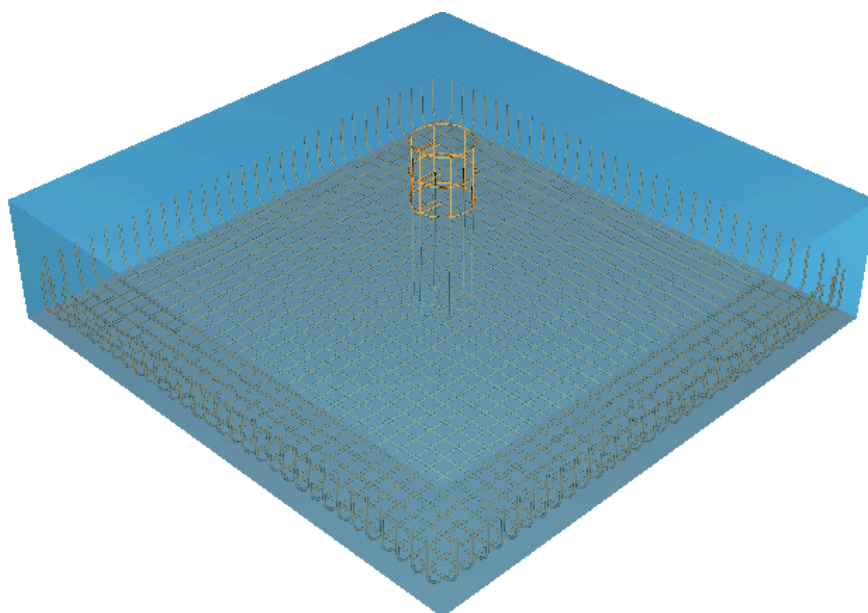


	Réf. v 9.2N	v 2010	Status
Note de calcul	02-0143SSLLG B91 Note_de_calcul_v9.2N.rtf	02-0143SSLLG B91 Note_de_calcul_v2010.rtf	OK

Travée	A théo			A réel			Esp		
	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2N	v2010	Ecart
Sup. X	0	0	0.00%	0	0	0.00%	0.000	0.000	0.00%
Inf. X	0.08	0.08	0.00%	2.01	2.01	0.00%	0.275	0.275	0.00%
Sup. Y	0	0	0.00%	0	0	0.00%	0.000	0.000	0.00%
Inf. Y	0.08	0.08	0.00%	2.01	2.01	0.00%	0.275	0.275	0.00%

Hypothèses calcul / Tenir compte de la condition de non fragilité = off

2.34. Test n° 02-0148SSLLG B91: Semelle isolée avec torseurs de charges 3D

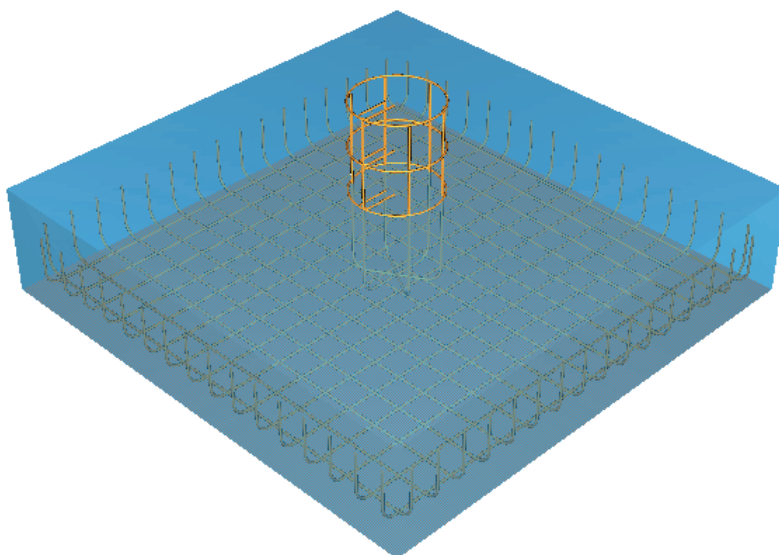


	Réf. v 9.2N	v 2010	Status
Note de calcul	02-0148SSLLG B91 Note de calcul v9.2N.rtf	02-0148SSLLG B91 Note de calcul v2010.rtf	OK

Travée	A théo			A réel			Esp		
	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2N	v2010	Ecart
Sup. X	0	0	0.00%	0	0	0.00%	0.000	0.000	0.00%
Inf. X	46.19	46.19	0.00%	47.71	47.71	0.00%	0.097	0.097	0.00%
Sup. Y	0	0	0.00%	0	0	0.00%	0.000	0.000	0.00%
Inf. Y	46.19	46.19	0.00%	47.71	47.71	0.00%	0.097	0.097	0.00%

Hypothèses calcul / Tenir compte de la condition de non fragilité = off

2.35. Test n° 02-0149SSLG B91: Semelle isolée avec torseurs de charges 3D

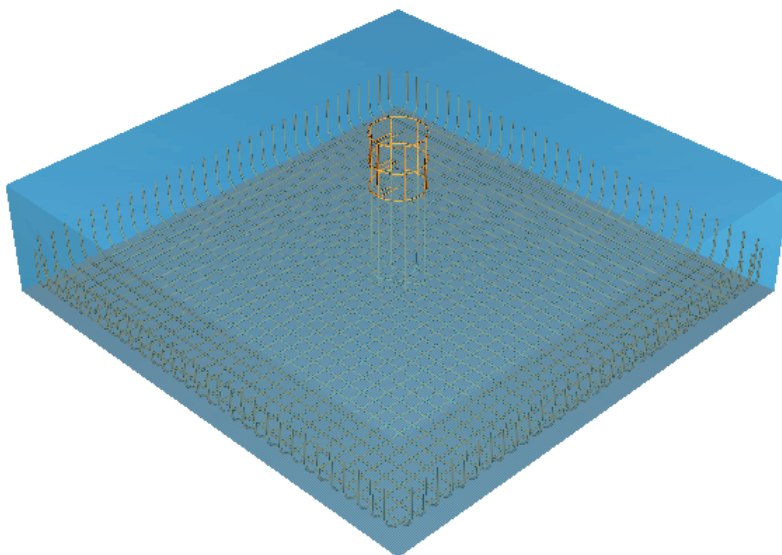


	Réf. v 9.2N	v 2010	Status
Note de calcul	02-0149SSLG B91 Note_de_calcul_v9.2N.rtf	02-0149SSLG B91 Note_de_calcul_v2010.rtf	OK

Travée	A théo			A réel			Esp		
	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2N	v2010	Ecart
Sup. X	0	0	0.00%	0	0	0.00%	0.000	0.000	0.00%
Inf. X	12.34	12.34	0.00%	12.56	12.56	0.00%	0.114	0.114	0.00%
Sup. Y	0	0	0.00%	0	0	0.00%	0.000	0.000	0.00%
Inf. Y	12.34	12.34	0.00%	12.56	12.56	0.00%	0.114	0.114	0.00%

Hypothèses calcul / Tenir compte de la condition de non fragilité = off

2.36. Test n° 02-0150SSLLG B91: Semelle isolée avec torseurs de charges 3D



	Réf. v 9.2N	v 2010	Status
Note de calcul	02-0150SSLLG B91 Note_de_calcul_v9.2N.rtf	002-0150SSLLG B91 Note_de_calcul_v2010.rtf	OK

Travée	A théo			A réel			Esp		
	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2N	v2010	Ecart	v9.2N	v2010	Ecart
Sup. X	0	0	0.00%	0	0	0.00%	0.000	0.000	0.00%
Inf. X	47.2	47.2	0.00%	47.71	47.71	0.00%	0.098	0.098	0.00%
Sup. Y	0	0	0.00%	0	0	0.00%	0.000	0.000	0.00%
Inf. Y	47.2	47.2	0.00%	47.71	47.71	0.00%	0.098	0.098	0.00%

Hypothèses calcul / Tenir compte de la condition de non fragilité = off

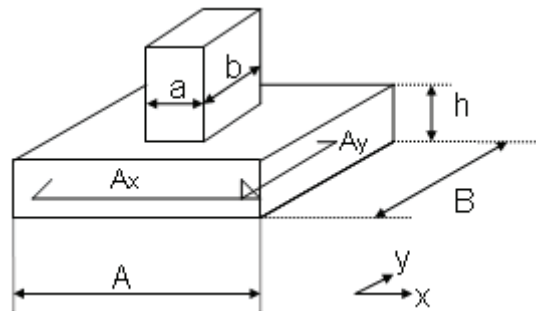
2.37. Test n° 02-0151SSLLB B91: Semelle filante avec charge centrée

2.37.1. *Fiche de description*

- Référence : Graitec interne
- Type d'analyse : statique linéaire suivant BAEL91/DTU 13.12
- Type d'élément : semelle

2.37.2. *Présentation*

On désire dimensionner suivant le DTU 13.12, une semelle filante supportant un mur de 30 cm de largeur et subissant des charges permanente $G=0.5$ MN/m et d'exploitation $Q=0.25$ MN/m. Le sol sur lequel elle repose, a une contrainte admissible $\bar{\sigma} = 0.57$ MPa. Le béton utilisé sera du B30 (fissuration on préjudiciable) et les aciers d'armatures seront réalisés avec des barres HA fe E 500.



Unité :

- Longueur : m
- Charge : MN

Géométrie :

- Epaisseur $b = 0.30$ m
- Dimensions de la semelle à déterminer.

Propriété des matériaux :

- Béton B25 et Acier FeE500,
- Fissuration non préjudiciable,
- Durée d'application supérieure à 24 heures.

Conditions aux limites :

- contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 0.57$ MPa.

Chargements :

L'effort normal est composé d'une :

- Charge permanente : $G=0.5$ MN/m
- Charge d'exploitation : $Q=0.25$ MN/m

Le poids propre du mur sera pris en compte dans le pré dimensionnement.

D'où

$$P_U = 1.35 G + 1.5 Q = 1.05 \text{ MN/m}$$

$$P_S = G + Q = 0.75 \text{ MN/m}$$

2.37.3. Calcul théorique BAEL**Dimensionnement de la semelle**

$$B \geq \frac{P_u}{\sigma} = \frac{1.05}{0.57} = 1.84 \text{ m et } d \geq \frac{B - b}{4} = \frac{1.84 - 0.3}{4} = 0.385 \text{ m}$$

En prenant en compte le poids propre de la semelle (largeur = 2 m, hauteur = 0.40 m) -

$$P_{\text{semelle}} = 1 \times 2 \times 0.4 \times 25 = 0.02 \text{ MN/m,}$$

Les charges ultime et de service deviennent :

$$P_u = 1.05 + 1.35 \times 0.02 = 1.077 \text{ MN/m}$$

$$P_s = 0.75 + 0.02 = 0.77 \text{ MN/m}$$

D'où

$$B \geq \frac{P_u}{\sigma} = \frac{1.077}{0.57} = 1.89 \text{ m et } d \geq \frac{B - b}{4} = \frac{1.88 - 0.3}{4} = 0.395 \text{ m}$$

Cependant et compte tenu du diamètre de barres et de l'obligation d'avoir un enrobage mini de 3 cm, on prendra donc $B = 1.90 \text{ m}$ (la précision en BA est de l'ordre du cm), $h = 0.45 \text{ m}$ et $d = 0.40 \text{ m}$.

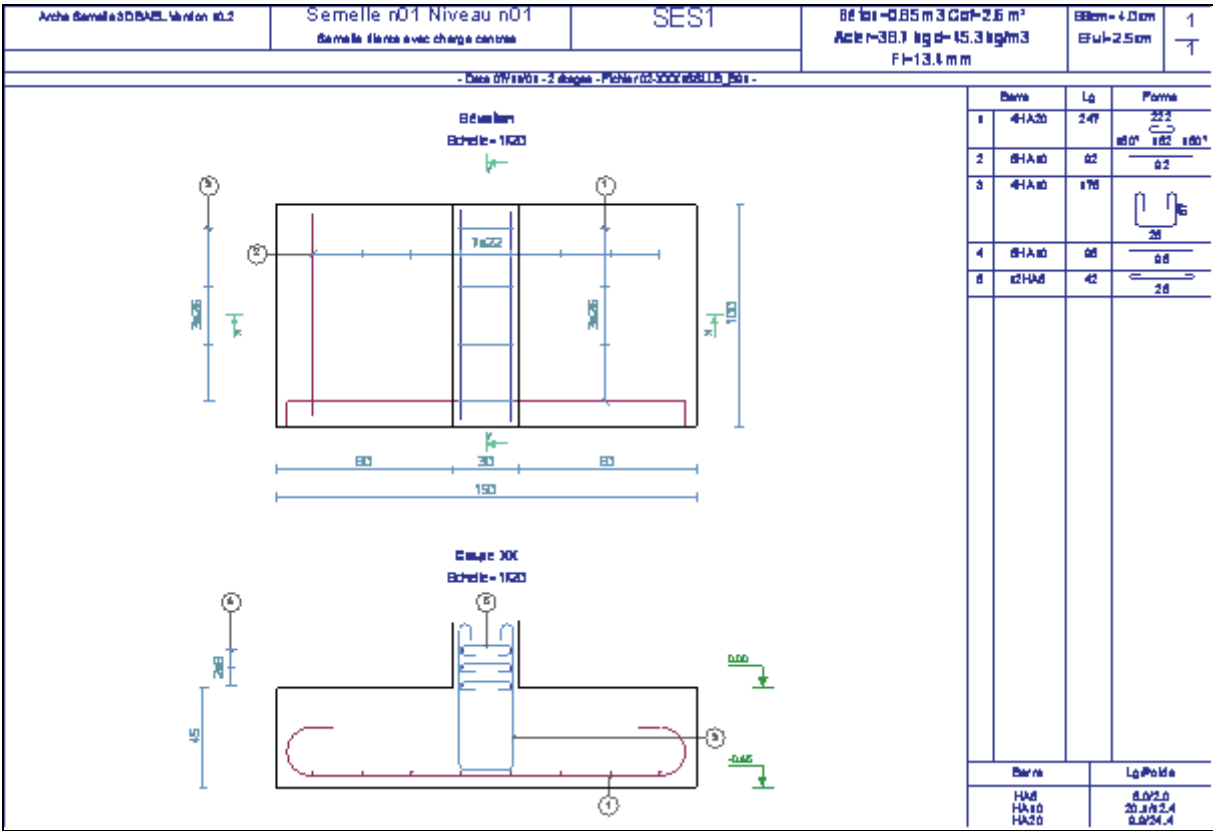
Détermination des armatures

- Armatures transversales $A_s = \frac{P_u \cdot (B - b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1.077(1.9 - 0.3)}{8 \times 0.40 \times 435} = 12.38 \text{ cm}^2$ soit 4 HA 20 espacés de 0.26 m,
- Longueur de scellement $l_s = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_e}{0.6 \psi_s^2 f_{tj}} = \frac{20}{4} \times \frac{500}{0.6 \times 1.5^2 \times 2.4} = 0.77 \text{ m} > \frac{B}{4}$
 $\Rightarrow$ Crochets
- Armatures longitudinales $A_r = A_s \frac{B}{4} = 12.38 \times \frac{1.90}{4} = 5.9 \text{ cm}^2$ soit 8 HA 10 espacés de 0.22 m,
- Hauteur de rive $e \geq \max(15 \text{ cm}; 12\phi + 6 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$

2.37.4. *Fiche de résultats*

Comparaison des résultats

	Semelle	Unités	Résultats théorique	Résultat Arche Semelle 3D	Ecart (en %)
Aciers théoriques	Largeur	m	1.90	1.90	0.00%
	Hauteur	m	0.45	0.45	0.00%
	Transversaux	cm²/ml	12.38	12.25	-1.05%
	Longitudinaux	cm²/ml	5.90	5.82	-1.36%
Aciers réels	Transversaux				
	Section	cm²/ml	4 HA 20	4 HA 20	-
	Espact	m	0.26	0.22	-1.36%
	Longitudinaux				
	Section	cm²/ml	8 HA 10	8 HA 10	-
	Espact	m	0.22	0.22	0.00%

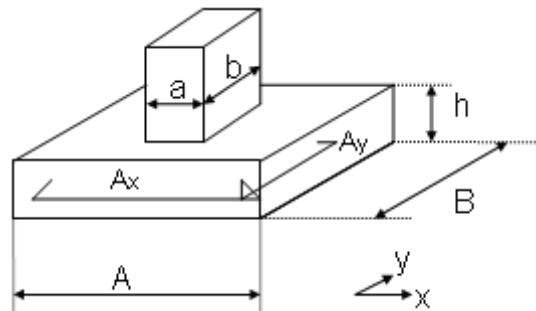


2.38. Test n° 02-0152SSLLB B91: Semelle rectangulaire avec charge centrée**2.38.1. Fiche de description**

- Référence : Graitec interne
- Type d'analyse : statique linéaire suivant BAEL91/DTU 13.12
- Type d'élément : semelle

2.38.2. Présentation

On désire dimensionner une semelle isolée suivant le DTU 13.12 supportant un mur de 30 x 40 cm de largeur et subissant des charges permanente $G=0.35$ MN et d'exploitation $Q=0.25$ MN. Le sol sur lequel elle repose, a une contrainte admissible $\bar{\sigma} = 0.30$ MPa . Le béton utilisé sera du B25 (fissuration on préjudiciable) et les aciers d'armatures seront réalisés avec des barres HA fe E 400.

**Unité :**

- Longueur : m
- Charge : MN

Géométrie :

- Dimension du poteau $a = 0.30$ m, $b = 0.40$ m
- Dimensions de la semelle à déterminer.

Propriété des matériaux :

- Béton B25 et Acier FeE400,
- Fissuration non préjudiciable,
- Durée d'application supérieure à 24 heures.

Conditions aux limites :

- Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 0.30$ MPa .

Chargements :

L'effort normal est composé d'une :

- Charge permanente : $G=0.35$ MN/m
- Charge d'exploitation : $Q=0.25$ MN/m

Le poids propre du mur sera pris en compte dans le pré dimensionnement.

D'où

$$P_U = 1.35 G + 1.5 Q = 0.85 \text{ MN}$$

$$P_S = G + Q = 0.60 \text{ MN}$$

2.38.3. Calcul théorique BAEL

Dimensionnement de la semelle

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \frac{P_u}{\sigma}} = \sqrt{\frac{40}{30} \frac{0.85}{0.30}} = 1.94 \text{ m et } A = \frac{a}{b} B = 1.46 \text{ m}$$

$$\max\left(\frac{A-a}{4}; \frac{B-b}{4}\right) = \max(0.29, 0.385) = 0.385 \text{ m} \leq d_a, d_b \leq \min(A-a; B-b) = \min(1.16, 1.54) = 1.16 \text{ m}$$

En prenant en compte le poids propre de la semelle (longueur = 2 m, largeur = 1.50 m, hauteur = 0.45 m) - $P_{\text{semelle}} = 1.5 \times 2 \times 0.45 \times 25 = 0.034 \text{ MN}$, les charges ultime et de service deviennent :

$$P_u = 0.85 + 1.35 \times 0.034 = 0.90 \text{ MN/m}$$

$$P_s = 0.60 + 0.034 = 0.634 \text{ MN/m}$$

$$\text{D'où } B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \frac{P_u}{\sigma}} = \sqrt{\frac{40}{30} \frac{0.90}{0.30}} = 2 \text{ m et } A = \frac{a}{b} B = 1.50 \text{ m}$$

On conservera donc comme dimensions de la semelle : longueur = 2 m, largeur = 1.50 m, hauteur = 0.45 m.

Détermination des armatures

■ Sections d'armatures :

$$\square \text{ Suivant X : } A_x = \frac{P_u \cdot (A - a)}{8 \cdot d_a \cdot \sigma_s} = \frac{0.90(1.5 - 0.3)}{8 \times 0.4 \times 348} = 9.70 \text{ cm}^2 \text{ soit 13 HA 10}$$

espacés de 0.15 m,

$$\square \text{ Suivant Y : } A_y = \frac{P_u \cdot (B - b)}{8 \cdot d_b \cdot \sigma_s} = \frac{0.90(2 - 0.4)}{8 \times 0.4 \times 348} = 12.93 \text{ cm}^2 \text{ soit 17 HA 10}$$

espacés de 0.08 m,

■ Longueur de scellement :

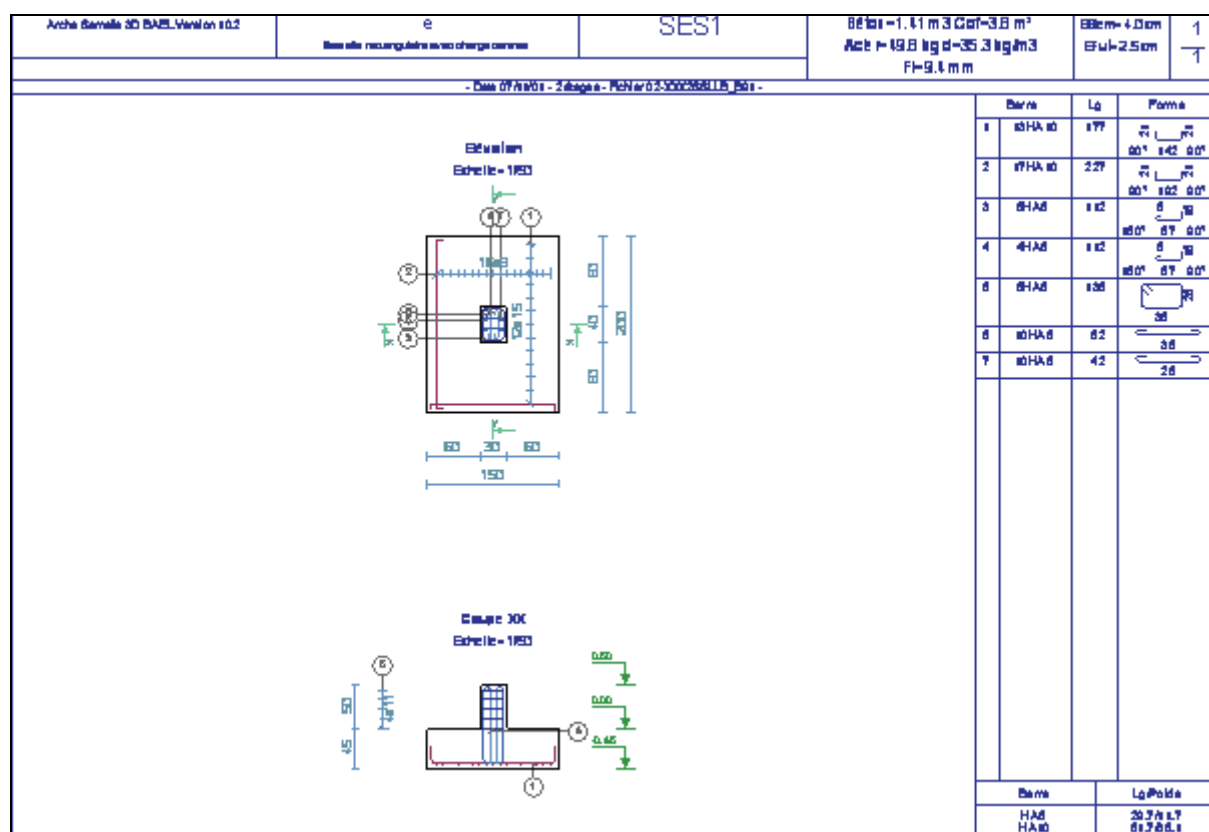
□ Suivant X et Y :

$$l_s = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_e}{0.6 \psi_s^2 f_{tj}} = \frac{10}{4} \times \frac{400}{0.6 \times 1.5^2 \times 2.1} = 0.35 \text{ m} < \frac{B}{4}; \frac{A}{4} \text{ et } > \frac{B}{8}; \frac{A}{8}$$

■ Hauteur de rive $e \geq \max(15 \text{ cm}; 12\phi + 6 \text{ cm}) = 18 \text{ cm}$

2.38.4. *Fiche de résultats*Comparaison des résultats

	Semelle	Unités	Résultats théorique	Résultat Arche Semelle 3D	Ecart (en %)
	Longueur	m	2.00	2.00	0.00%
	Largeur	m	1.50	1.50	0.00%
	Hauteur	m	0.45	0.45	0.00%
Aciers théoriques	Transversaux	cm ² /ml	9.70	9.50	-2.06%
	Longitudinaux	cm ² /ml	12.93	12.67	-2.01%
Aciers réels	Transversaux				
	Section	cm ² /ml	13 HA 10	13 HA 10	-
	Espact.	m	0.15	0.15	0.00%
	Longitudinaux				
	Section	cm ² /ml	17 HA 10	17 HA 10	-
	Espact.	m	0.08	0.08	0.00%



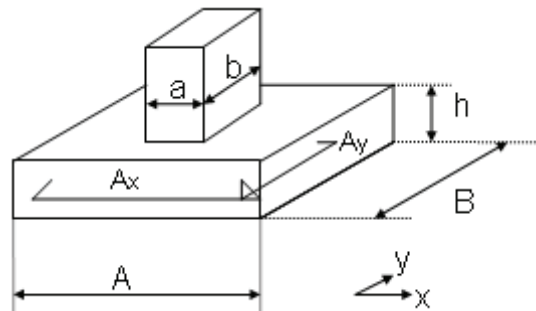
2.39. Test n° 02-0153SSLLB B91: Semelle rectangulaire en flexion composée

2.39.1. *Fiche de description*

- Référence : Graitec interne
- Type d'analyse : statique linéaire suivant BAEL91/DTU 13.12
- Type d'élément : semelle

2.39.2. *Présentation*

On désire dimensionner une semelle isolée suivant le DTU 13.12 supportant un mur de 30 x 50 cm de largeur et subissant des charges permanente $G=0.55$ MN – $M_G=0.17$ MN.m et d'exploitation $Q=0.19$ MN – $M_Q=0.24$ MN.m. Le sol sur lequel elle repose, a une contrainte admissible $\bar{\sigma} = 0.426$ MPa. Le béton utilisé sera du B30 (fissuration on préjudiciable) et les aciers d'armatures seront réalisés avec des barres HA fe E 500.



Unité :

- Longueur : m
- Charge : MN

Géométrie :

- Dimension du poteau $a = 0.30$ m, $b = 0.50$ m
- Dimensions de la semelle à déterminer.

Propriété des matériaux :

- Béton B30 et Acier FeE500,
- Fissuration non préjudiciable,
- Durée d'application supérieure à 24 heures.

Conditions aux limites :

- Contrainte admissible du sol . $\bar{\sigma} = 0.426$ MPa

Chargements :

L'effort normal est composé d'une :

- Charge permanente : $G=0.35$ MN, $M_G=0.17$ MN.m
- Charge d'exploitation : $Q=0.25$ MN, $M_Q=0.24$ MN.m

Le poids propre de la semelle sera pris en compte dans le pré dimensionnement.

D'où

$$P_U = 1.35 G + 1.5 Q = 1.0275 \text{ MN}$$

$$P_S = G + Q = 0.74 \text{ MN}$$

$$M_U = 1.35 M_G + 1.5 M_Q = 0.59 \text{ MN.m}$$

$$M_S = M_G + M_Q = 0.41 \text{ MN.m}$$

2.39.3. Calcul théorique BAEL**Dimensionnement de la semelle**

$$e_0 = \frac{M_U}{P_U} = \frac{0.59}{1.0275} = 0.574 \text{ m} \quad \text{et} \quad \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \quad \text{d'où} \quad A = \frac{3}{5} B = 0.6B. \quad \text{De plus, faisons}$$

l'hypothèse que la résultante est en dehors du noyau central donc que $e_0 > \frac{B}{6}$ ce qui implique que $B \leq 3.44 \text{ m}$.

$$\sigma_{\max} = \frac{2P_U}{3A\left(\frac{B}{2} - e_0\right)} \leq 1.33\bar{\sigma} \Rightarrow 3 \times 0.6B\left(\frac{B}{2} - 0.574\right) \geq \frac{2P_U}{1.33\bar{\sigma}} \quad \text{d'où} \quad B \geq 2.66 \text{ m}.$$

Finalement, on choisira $B=2.66 \text{ m}$, $A=1.60 \text{ m}$ et

$$\left(\frac{B-b}{4}\right) = 0.54 \text{ m} \leq d_a, d_b \leq (A-a) = 1.30 \text{ m}$$

En prenant en compte le poids propre de la semelle (longueur = 2.66 m, largeur = 1.65 m, hauteur = 0.60 m) - $P_{\text{semelle}} = 1.65 \times 2.66 \times 0.60 \times 25 = 0.066 \text{ MN}$, les charges ultime et de service deviennent :

$$P_U = 1.0275 + 1.35s \times 0.066 = 1.1166 \text{ MN}$$

$$P_S = 0.74 + 0.066 = 0.806 \text{ MN}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{P_U} = \frac{0.59}{1.1166} = 0.528 \text{ m} \quad \text{et}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{2P_U}{3A\left(\frac{B}{2} - e_0\right)} = \frac{2 \times 1.1166}{3 \times 1.65\left(\frac{2.66}{2} - 0.528\right)} = 0.5625 \leq 1.33\bar{\sigma} = 1.33 \times 0.426 = 0.566 \text{ MPa}$$

Détermination des armatures

■ Sections d'armatures :

□ Suivant X :

$$A_X = \frac{P_U \left(1 + 3 \frac{e_0}{B}\right) (A - a)}{8.d_a.\sigma_s} = \frac{1.1166 \left(1 + 3 \frac{0.528}{2.66}\right) (1.65 - 0.30)}{8 \times 0.55 \times 435} = 12.56 \text{ cm}^2$$

soit 17 HA 10 espacés de 0.153 m,

□ Suivant Y :

Méthode des bielles ($e_0 > \frac{B}{6}$) :

$$M_1 = (4B + 0.35b - 9e_0) \left(\frac{\frac{B}{2} - 0.35b}{\frac{B}{2} - e_0}\right)^2 \frac{P_U}{27} = (4 \times 2.66 + 0.35 \times 0.5 - 9 \times 0.528) \left(\frac{\frac{2.66}{2} - 0.35 \times 0.50}{\frac{2.66}{2} - 0.528}\right)^2 \frac{1.1166}{27} = 0.520 \text{ MNm}$$

$$A_Y = \frac{M_1}{d_b.\sigma_s} = \frac{0.520}{0.56 \times 435} = 21.34 \text{ cm}^2 \quad \text{soit 11 HA 16 espacés de 0.143 m,}$$

- Hauteur de rive $e \geq \max(15 \text{ cm}; 12\phi + 6 \text{ cm}) = 26 \text{ cm}$

2.40. Test n° 02-0171SSLLB B91: Vérification des paramètres de calcul en PV**2.40.1. Fiche de description**

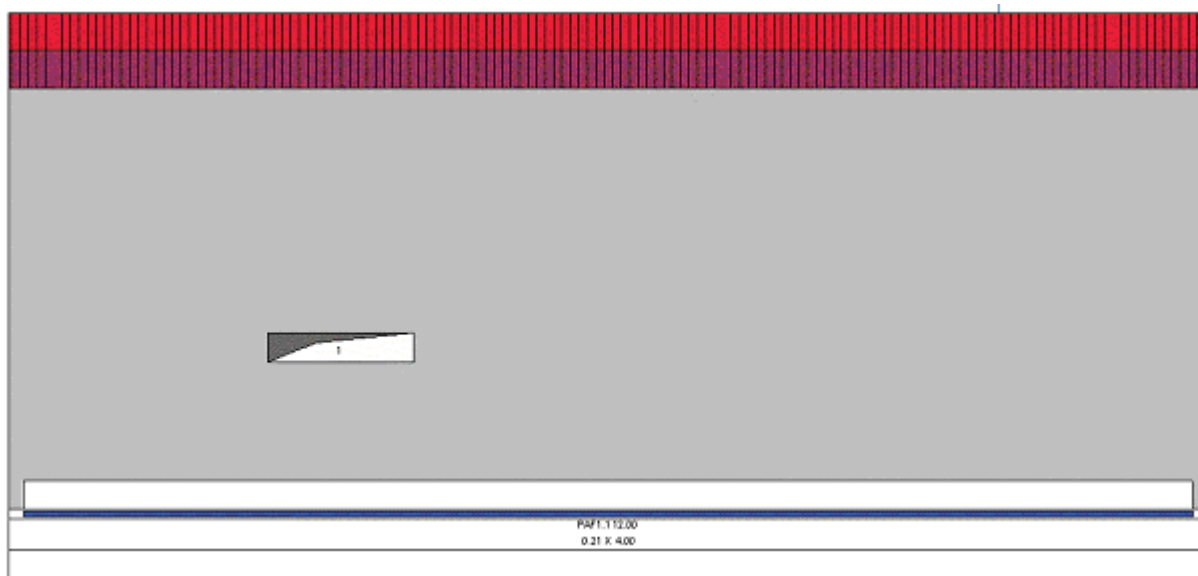
- Référence : Graitec interne
- Type d'analyse :
- Type d'élément :

2.40.2. Présentation

Le but de ce test est de vérifier que le logiciel vérifie bien les principales dimensions du modèle afin de savoir si le calcul en paroi fléchie est justifié ou non.

Unité :

- Longueur : m
- Charge : kN

Géométrie de la paroi fléchie :

Paroi :

- épaisseur e = 0,21 m
- portée = 12 m
- hauteur = 4 m

Trémie :

- coin inférieur gauche à x = 2,5 y = 1,2m
- longueur = 1,5 m
- hauteur = 0,30 m

Propriété des matériaux

- Béton B25 et Acier FeE500
- Fissuration non préjudiciable, enrobage 2,5 centimètres
- Prise en compte du poids propre
- Durée d'application des charges supérieure à 24 heures

Chargements

- Poids propre
- Une charge ponctuelle accidentelle
 $x = 10\text{m}$; $y = 4\text{m}$ $F = 200\text{ kN}$
- Une charge linéaire
Sur toute la longueur du mur appuis compris : $G = 100\text{kN}$; $Q = 50\text{kN}$

2.40.3. Dimensions minimales**Hauteur minimale**

BAEL Art E.5.0 : « Sont considérées comme "paroi fléchie" les poutres droites de section constante dont la hauteur de la section est au moins égale à la moitié de la portée »

Donc $H_{\min} = 12/2 = 6 \text{ m}$.

2.2 Epaisseur minimale

BAEL Art E5.3 : « L'épaisseur B_0 de la paroi fléchie doit être au moins égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$\text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 3,75 * \frac{p}{f_{c28}} * \frac{l}{h} \\ 0,14 * \sqrt[3]{\frac{p}{f_{c28} * h}} \end{array} \right.$$

(ou $3,75 * \frac{p}{f_{c28}}$ si $h > l$). »

Soit ici :

$$P = 1,35.G + 1,5.Q = 1,35*0,1 + 1,5*0,05 = 0,21 \text{ MN}$$

$$L = \text{Min} (l_0 ; 1,15*l_t) = \text{Min}(0,30/2 + 12 + 0,30/2 ; 1,15 * 12) = 12,3 \text{ m}$$

D'où : $E_p \min = \text{Max} (0,097\text{m} ; 0,22) = 0,22 \text{ m}$.

3.1 Taille de la trémie

Afin de disposer les armatures horizontales répartie il faut que la hauteur de l'arase inférieure de la trémie soit supérieure à la longueur de la trémie.

$$Y_{\text{trémie}} > L_{\text{trémie}}$$

En principe, les armatures de « tirant » doivent être disposées sur une longueur $L_{\text{trémie}}$ de part et d'autre de l'ouverture.

2.40.4. Fiche de résultats**Comparaison des résultats**

Les résultats suivant sont issus de la note « historique » et non pas d'une note de calcul puisque les résultats attendus sont des erreurs à détecter par le logiciel.

	Résultats théoriques	Résultats Arche Paroi Fléchie	Ecart (en %)
Hauteur mini de la poutre voile	6	6	0.00%
Epaisseur mini de la poutre voile	0.22	0.21	-4.55%
Longueur maxi de la trémie	1.15	1.15	0.00%

Nota : Résultats Arche Paroi fléchie 10.2^E SP2 :

T	TRAVEE	Nv	LIBELLE	VALEUR	LIMITE
E	PAF0.1	1	Epaisseur de la paroi trop faible	0.21	0.21
E	PAF0.1	1	Hauteur de la paroi insuffisante	4.00	6.00
A	PAF0.1	1	Longueur de la trémie 1 incorrecte	1.50	1.15

2.41. Test n° 02-0172SSLLG B91: PV sur appuis simples

2.41.1. Fiche de description

- Référence : Graitec interne
- Type d'analyse :
- Type d'élément :

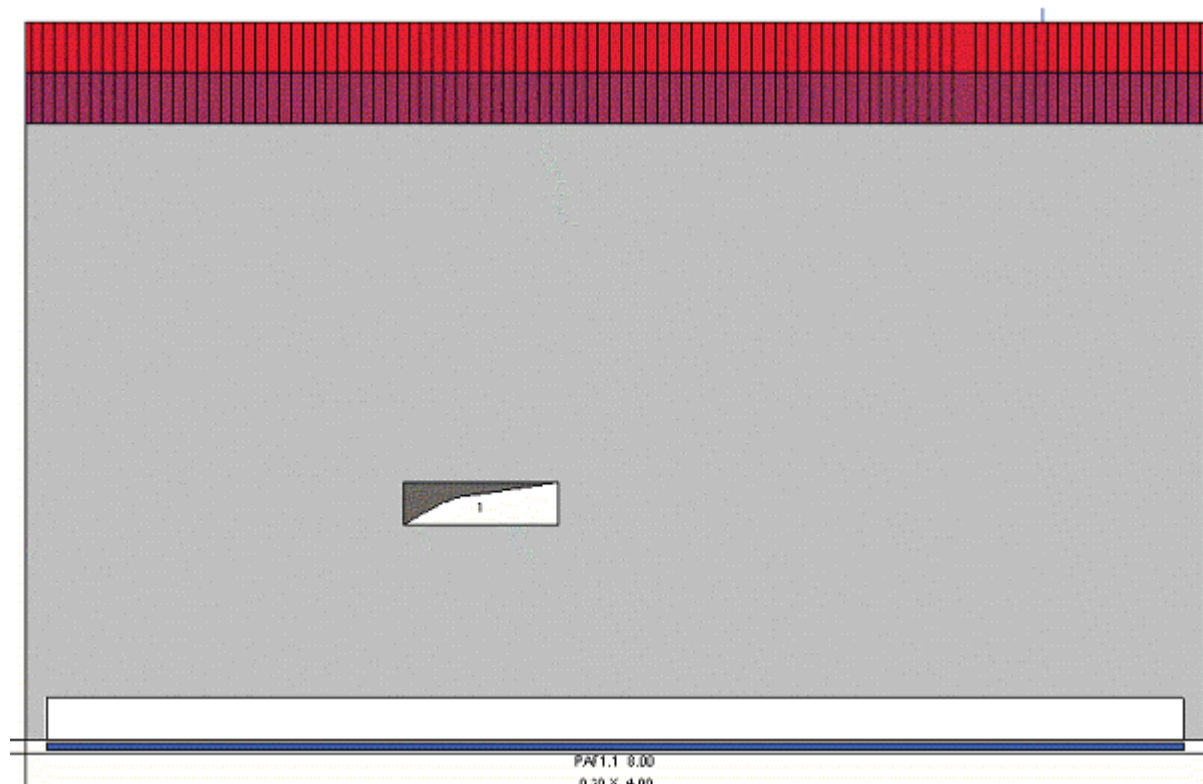
2.41.2. Présentation

Le but de ce test est de vérifier que les résultats obtenus entre la version **V10.2 E SP2** et une version ultérieure sont identiques, afin de s'assurer de la non régression du logiciel. La version V10.2 E SP2 est donc ici réputée comme correcte.

Unité :

- Longueur : m
- Charge : kN

Géométrie de la paroi fléchie :



Paroi :

- Épaisseur = 0,3 m
- Portée = 8 m
- Hauteur = 4 m

Trémie :

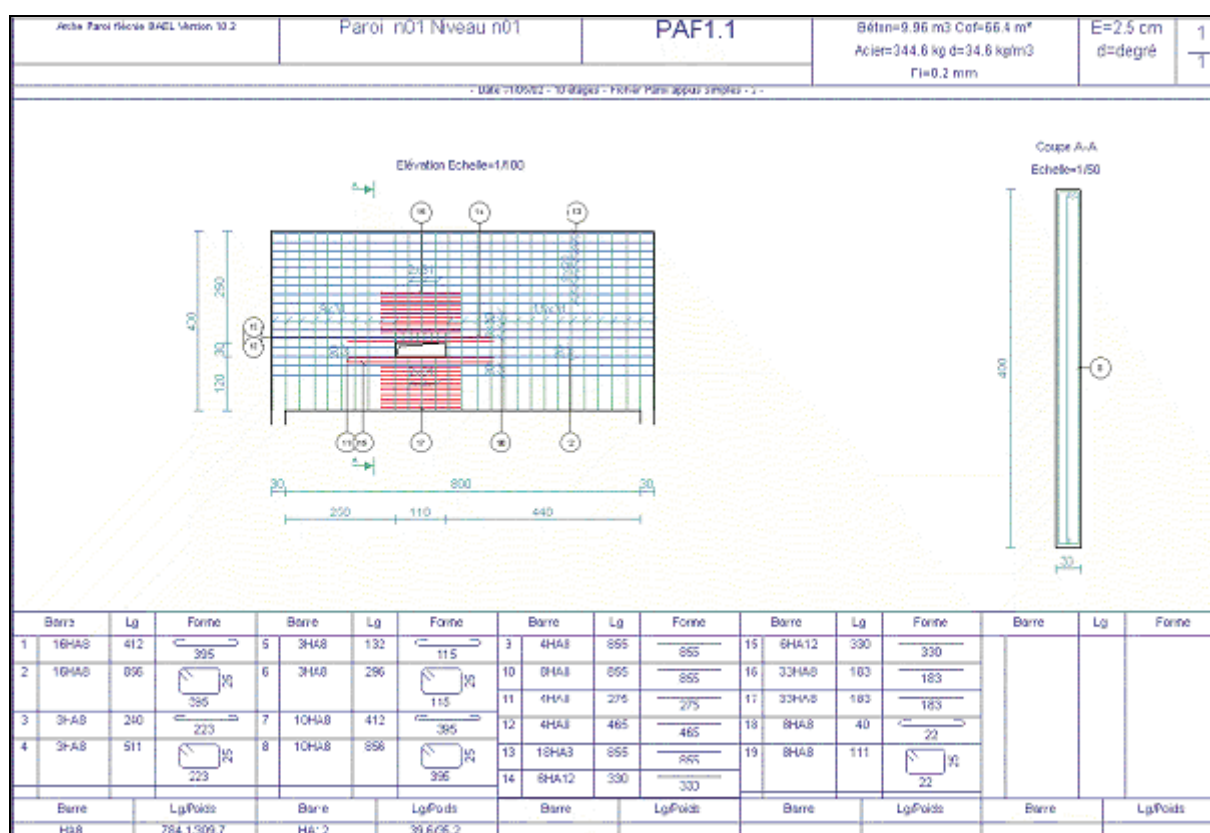
- Coin inférieur gauche à x = 2,5 y= 1,2m
- Longueur = 1,1 m
- Hauteur = 0,30 m

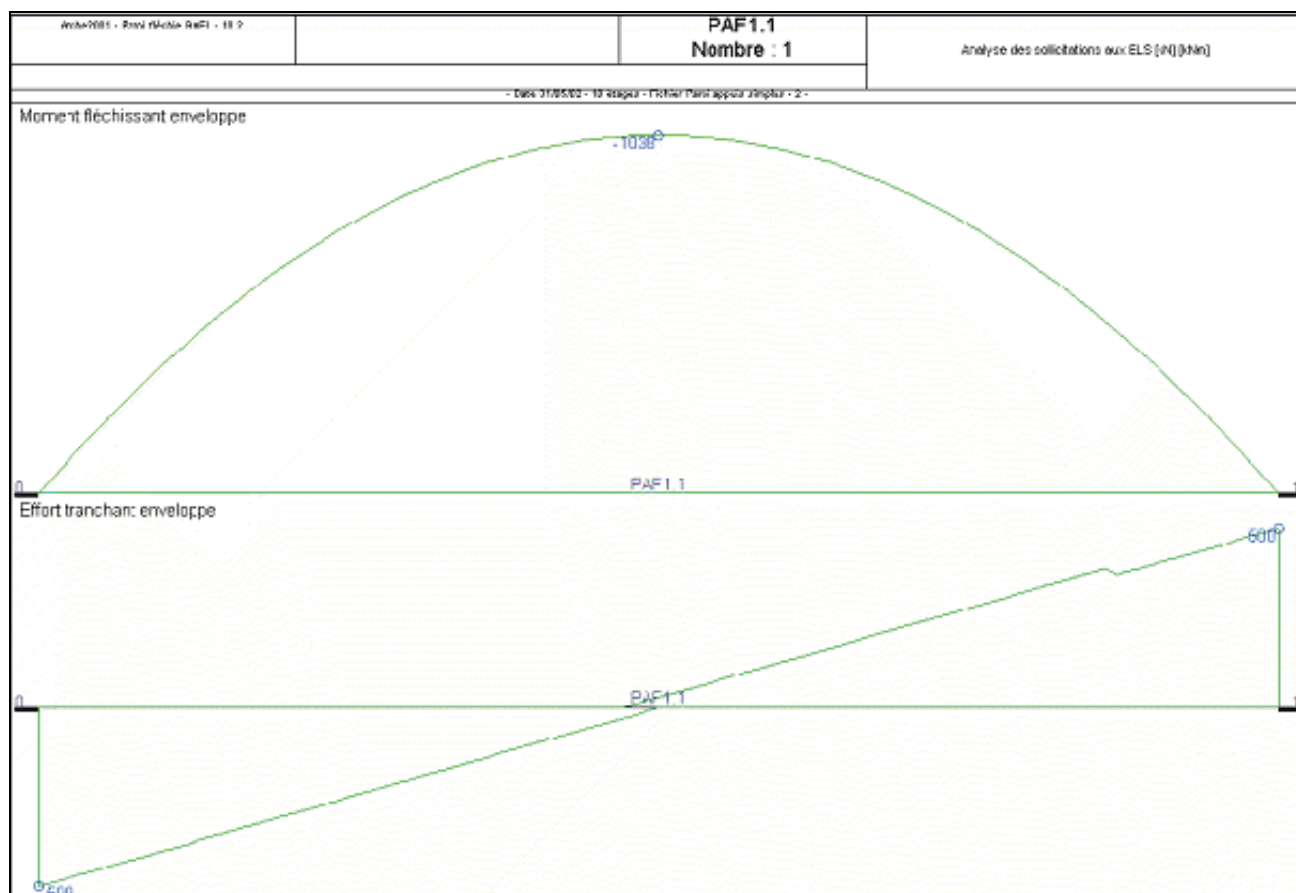
Propriété des matériaux

- Béton B25 et Acier FeE500
- Fissuration non préjudiciable, enrobage 2,5 centimètres
- Prise en compte du poids propre
- Durée d'application des charges supérieure à 24 heures

Chargements

- Poids propre
- Une charge ponctuelle accidentelle
 $x = 7\text{ m}$; $y = 4\text{ m}$ $F = 200\text{ kN}$
- Une charge linéaire
 Sur toute la longueur du mur appuis compris : $G = 100\text{ kN}$; $Q = 50\text{ kN}$

2.41.3. Résultats de référence**Ferraillage**

Sollicitation ELS**Note de Calcul**

[02-0172SSLLG_B91 Note de calcul](#)
[02-0172SSLLG_B91 Note de calcul](#)

2.42. Test n° 02-0173SSLLG B91: PV sur appuis simples coupe feu 3H

2.42.1. Fiche de description

- Référence : Graitec interne
- Type d'analyse :
- Type d'élément :

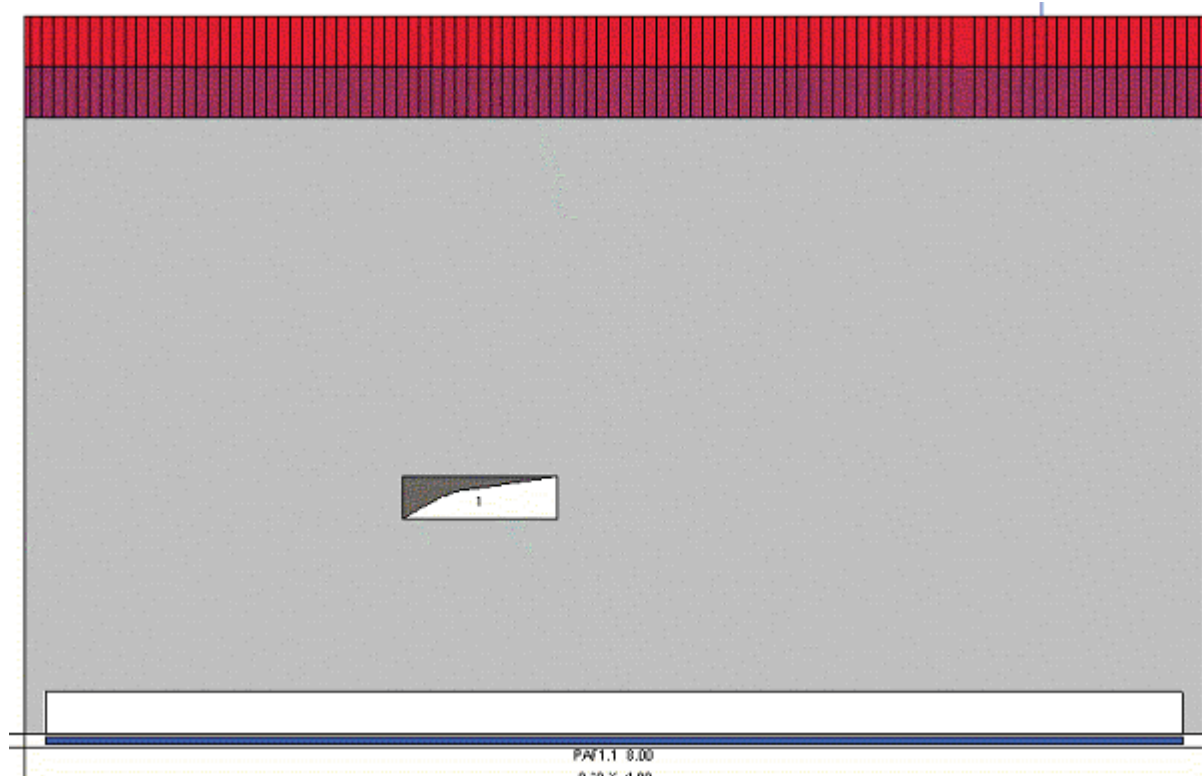
2.42.2. Présentation

Le but de ce test est de vérifier que les résultats obtenus entre la version **V10.2 E SP2** et une version ultérieure sont identiques, afin de s'assurer de la non régression du logiciel. La version V10.2 E SP2 est donc ici réputée comme correcte.

Unité :

- Longueur : m
- Charge : kN

Géométrie de la paroi fléchie :



Paroi :

- Épaisseur = 0,3 m
- Portée = 8 m
- Hauteur = 4 m

Trémie :

- Coin inférieur gauche à x = 2,5 y= 1,2m
- Longueur = 1,1 m
- Hauteur = 0,30 m

Propriété des matériaux

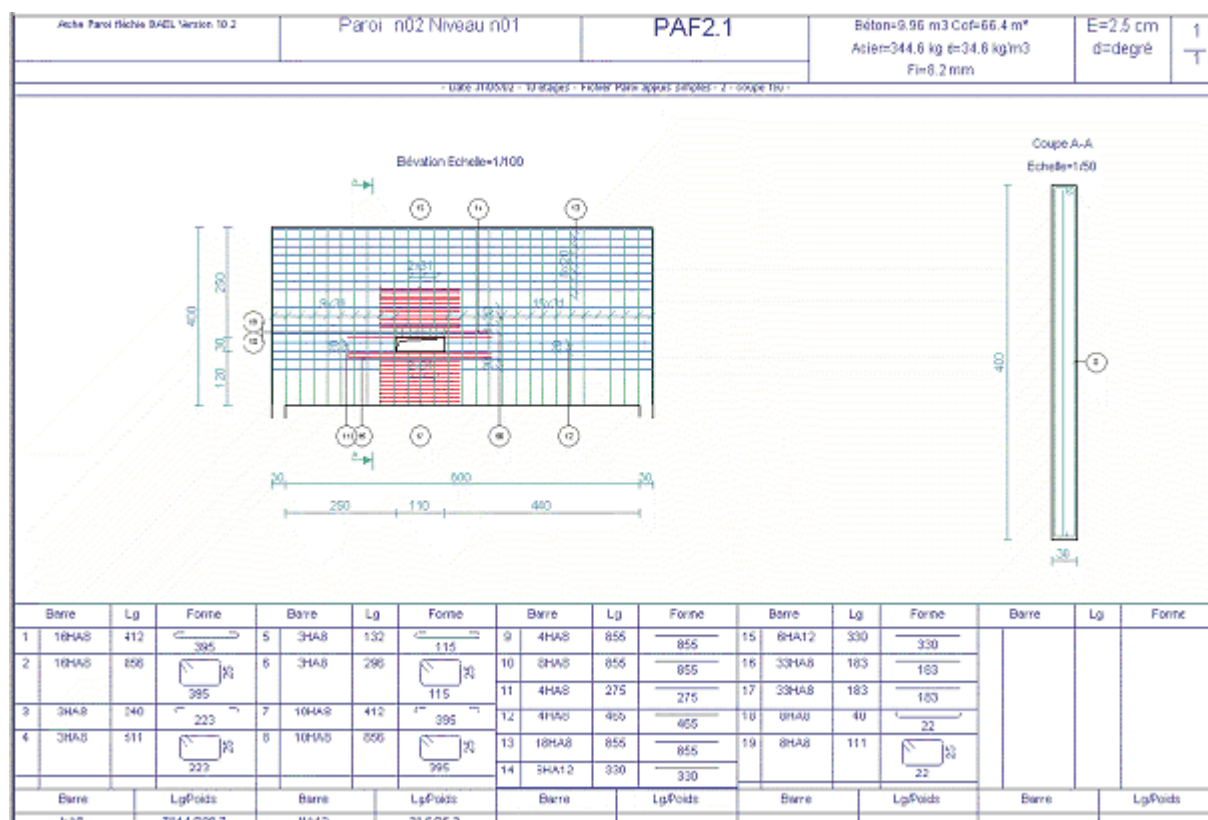
- Béton B25 et Acier FeE500
- Fissuration non préjudiciable, enrobage 2,5 centimètres
- Prise en compte du poids propre
- Durée d'application des charges supérieure à 24 heures

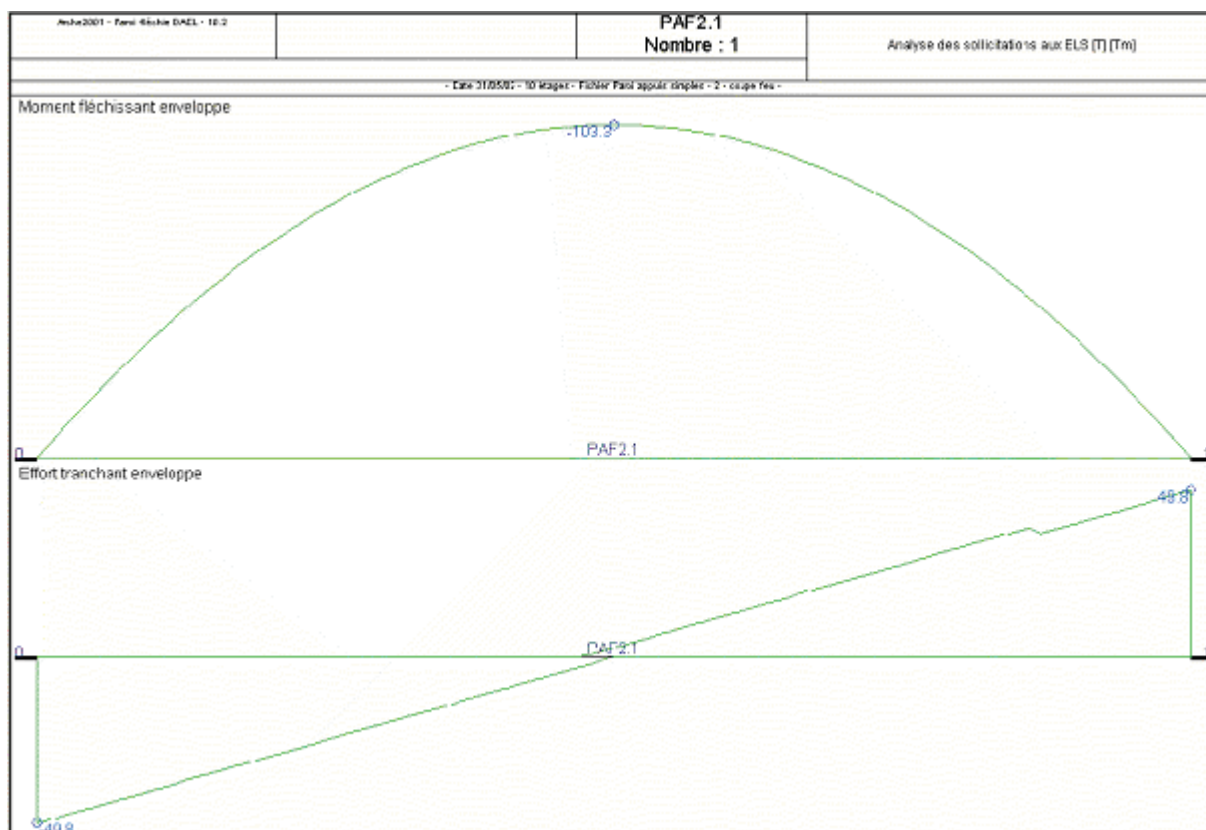
Chargements

- Poids propre
- Une charge ponctuelle accidentelle
 $x = 7\text{ m}$; $y = 4\text{ m}$ $F = 200\text{ kN}$
- Une charge linéaire
 Sur toute la longueur du mur appuis compris : $G = 100\text{ kN}$; $Q = 50\text{ kN}$

Coupe feu

La paroi est coupe feu 3H.

2.42.3. Résultats de référence**Ferraillage**

Sollicitation ELS**Note de Calcul**

[02-0173SSLLG_B91 Note de calcul v2010.doc](#)

2.43. Test n° 02-0174SSLLG B91: PV sur appuis encastrés**2.43.1. Fiche de description**

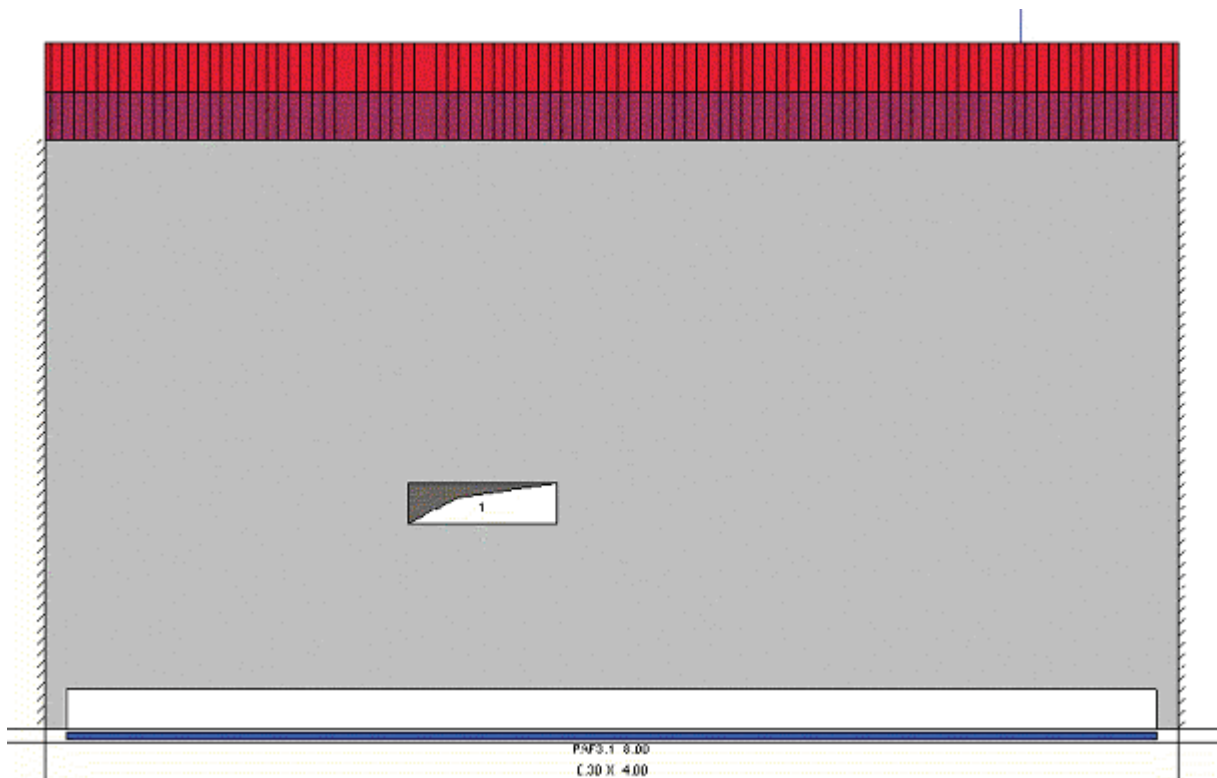
- Référence : Graitec interne
- Type d'analyse :
- Type d'élément :

2.43.2. Présentation

Le but de ce test est de vérifier que les résultats obtenus entre la version **V10.2 E SP2** et une version ultérieure sont identiques, afin de s'assurer de la non régression du logiciel. La version V10.2 E SP2 est donc ici réputée comme correcte.

Unité :

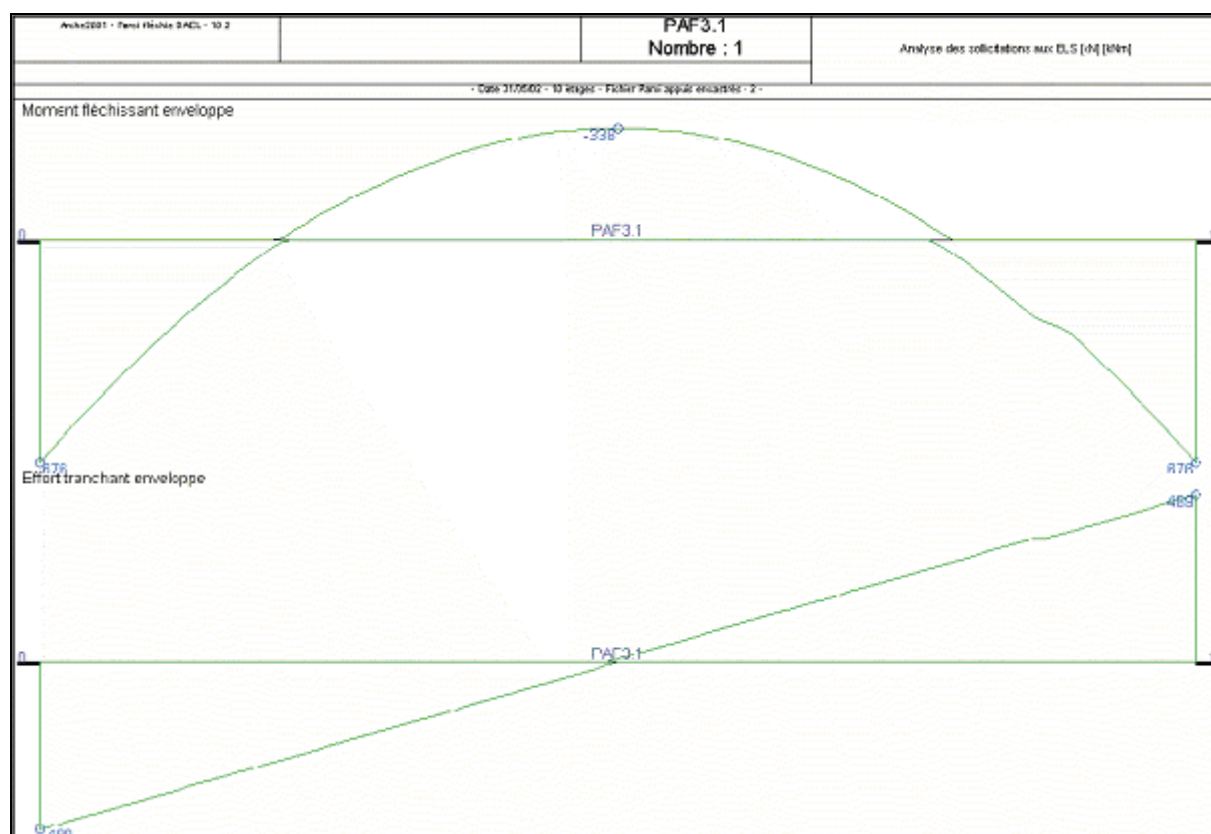
- Longueur : m
- Charge : kN

Géométrie de la paroi fléchie :**Paroi :**

- épaisseur = 0,3 m
- portée = 8 m
- hauteur = 4 m

Trémie :

- coin inférieur gauche à x = 2,5 y= 1,2m
- longueur = 1,1 m
- hauteur = 0,30 m

Sollicitation ELS**Note de Calcul**

[02-0174SSLLG_B91 Note de calcul v2010.doc](#)

2.44. Test n° 02-0175SSLLB B91: Arche MDS - Talus incliné fini + surcharge

2.44.1. Fiche de description

- Référence : ADETS – Le treillis soudé – Calcul et utilisation conformément aux règles BAEL 80 – Fascicule 5 : les murs de soutènement
Cahier des charges « Méthodes de dimensionnement des murs de soutènement »
Nadine Bailly
- Type d'analyse :
- Type d'élément :

2.44.2. Présentation

Le but de ce test est de contrôler sur une base théorique les diagrammes de poussée obtenus avec le module mur de soutènement de Arche et de vérifier que les résultats de ferrailage obtenus entre la version **V10.2 E SP2** et une version ultérieure sont identiques, afin de s'assurer de la non régression du logiciel. La version V10.2 E SP2 est donc ici réputée comme correcte.

Unité :

- Longueur : m
- Charge : kN
- Contrainte : kPa

Géométrie du mur de soutènement :

Géométrie coffrage

Dimensions

Rideau =	4.85	m	Redan
☒ Erideau =	0.20	m	☒ ESemelle = 0.30 m
☒ BaseGauche =	0.00	m	☒ BaseDroite = 0.25 m
☒ Patin =	1.00	m	☒ Talon = 3.55 m
☒ LargBêche =	0.00	m	☒ HautBêche = 0.00 m

Stabilité

Glissement : 0.3814 < 0.8000

Renversement : 4.8777 > 1.5000

Poinçonnement : 135.3 < 300.0

Zone comprimée : 5.0000 > 2.5000

Cisaillement rideau : 537.7 < 3000.0

Cisaillement patin : 973.2 < 3000.0

Cisaillement talon : 2452.5 < 3000.0

Cisaillement bêche : /

Prédimensionnement
Ferrailage
Débloque

Propriété des matériaux

- Béton B25 et Acier FeE500
- Fissuration non préjudiciable, enrobage 2,5 centimètres
- Prise en compte du poids propre
- Durée d'application des charges supérieure à 24 heures

Chargement

Poids propre mur

Béton : $24,5 \text{ kN/m}^3$

Sol

$\gamma_h = 20 \text{ kN/m}^3$

$\varphi = 30^\circ$

$C = 0$

Talus incliné de 24° sur 5 m.

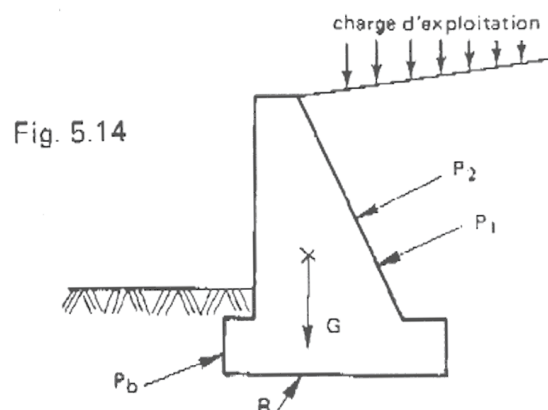
Charge uniforme de 20 kN/m^2 , appliquée à partir de 3,50 m de la tête du talus.

Nappe aquifère à 3 m du sommet du mur.

2.44.3. Analyse théorique**Rappel théoriques****Forces agissantes**

Les différentes forces qui agissent sur un mur de soutènement en dehors de la présence d'eau, sont :

- la résultante P_1 de la poussée des terres soutenues,
- la résultante P_2 de la poussée due aux charges d'exploitation sur le terre-plein,
- le poids propre G du mur ,
- la résultante P_b de la butée du terrain devant le mur ,
- la réaction R du sol sous la base du mur.



Par sécurité, il est d'usage de négliger l'action de la butée à l'avant d'un mur de soutènement. En effet, les déplacements nécessaires à la mobilisation de la butée sont importants et sont incompatibles avec l'esthétique et la destination future de l'ouvrage. De plus, la butée peut toujours être supprimée par des travaux de terrassements ultérieurs (pose de canalisations par exemple). Il serait dangereux de la prendre en compte dans les calculs.

Hypothèses de calcul

Les méthodes d'évaluation de la poussée développée ci-après concernent des massifs de sols pulvérulents.

En effet, toutes les théories ont été établies pour ce type de sol. Pour un sol cohérent (de cohésion C et d'angle de frottement interne φ), le théorème des états correspondants permet de ramener l'étude de ce type de sol à celui d'un milieu pulvérulent soumis à son contour à une pression hydrostatique :

$$C * \cotg\varphi$$

Mais l'expérience montre que le rôle de la cohésion qui varie dans le temps, est mal connu et difficilement mesurable.

Le fait de négliger la cohésion allant dans le sens de la sécurité, tous les calculs relatifs aux ouvrages de soutènement seront menés en considérant un sol sans cohésion.

Principe des calculs

La poussée unitaire qui s'exerce sur un écran de poussée en un point M situé à une distance z de l'arête supérieure de l'écran est de la forme :

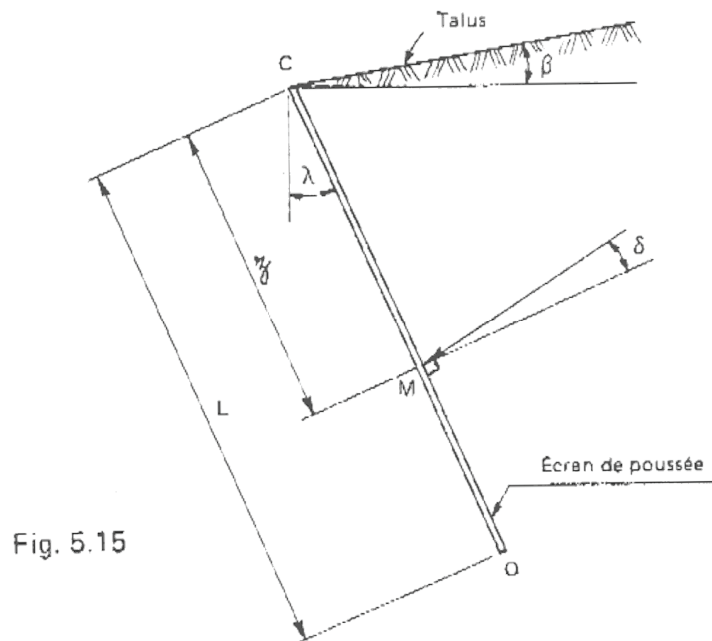
$$P_{(M)} = k_a \times \gamma \times z$$

où :

- γ est le poids volumique des terres
- k_a est le coefficient de pression active (coefficient de poussée) .

Ce coefficient dépend:

- de l'angle β que fait le talus avec l'horizontale,
- de l'angle λ d'inclinaison de l'écran sur la verticale.
- de l'angle de frottement interne φ du terrain situé en arrière de l'écran.
- de l'angle δ d'inclinaison de la poussée unitaire sur la normale à l'écran.



Cet angle δ dépend de l'état de rugosité du parement, lui-même fonction du type de coffrage utilisé pour la réaction de l'écran. Par exemple, pour un écran vertical ($\lambda = 0^\circ$) on prend en général :

- $\delta = 2/3 \varphi$, si le parement est parfaitement lisse (coffrage métallique ou en contreplaqué) ou dans le cas où le tassement général du mur peut être supérieur à celui du remblai.
- $\delta = \varphi$ pour un parement rugueux (coffrage en planches)
- $\delta = \beta$ pour un écran fictif vertical

La résultante p des poussées unitaires, sur la longueur « L » de l'écran, s'applique au tiers inférieur du parement avec l'inclinaison δ et l'intensité :

$$p = k_a * \gamma * L^2 / 2$$

On peut décomposer la poussée en:

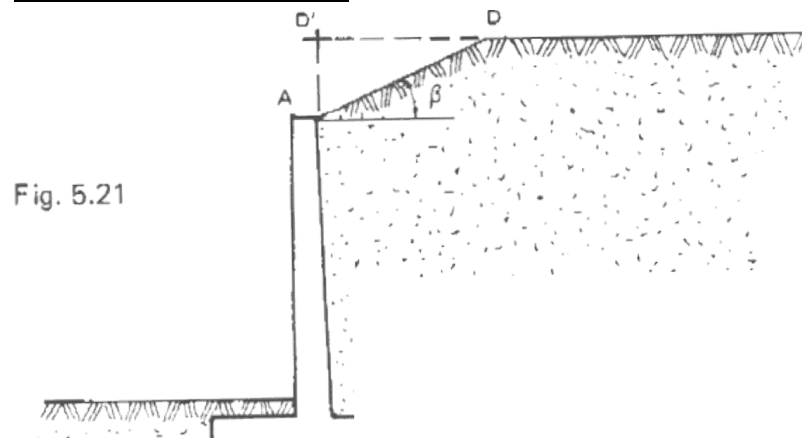
- une composante unitaire horizontale
 $P_H (M) = P(M) * \cos (\lambda + \delta) = k_{aH} * \gamma * z$
- une composante unitaire verticale :
 $P_V (M) = P(M) * \sin (\lambda + \delta) = k_{aV} * \gamma * z$

avec $k_{aH} = k_a * \cos (\lambda + \delta)$

avec $k_{aV} = k_a * \sin (\lambda + \delta)$

On peut représenter la variation de P_H et de P_V en fonction de la cote de profondeur z du point M par deux diagrammes. Si δ est constant sur la distance L , ces deux diagrammes se déduisent l'un de l'autre par affinité.

Mur en T avec talus incliné finis

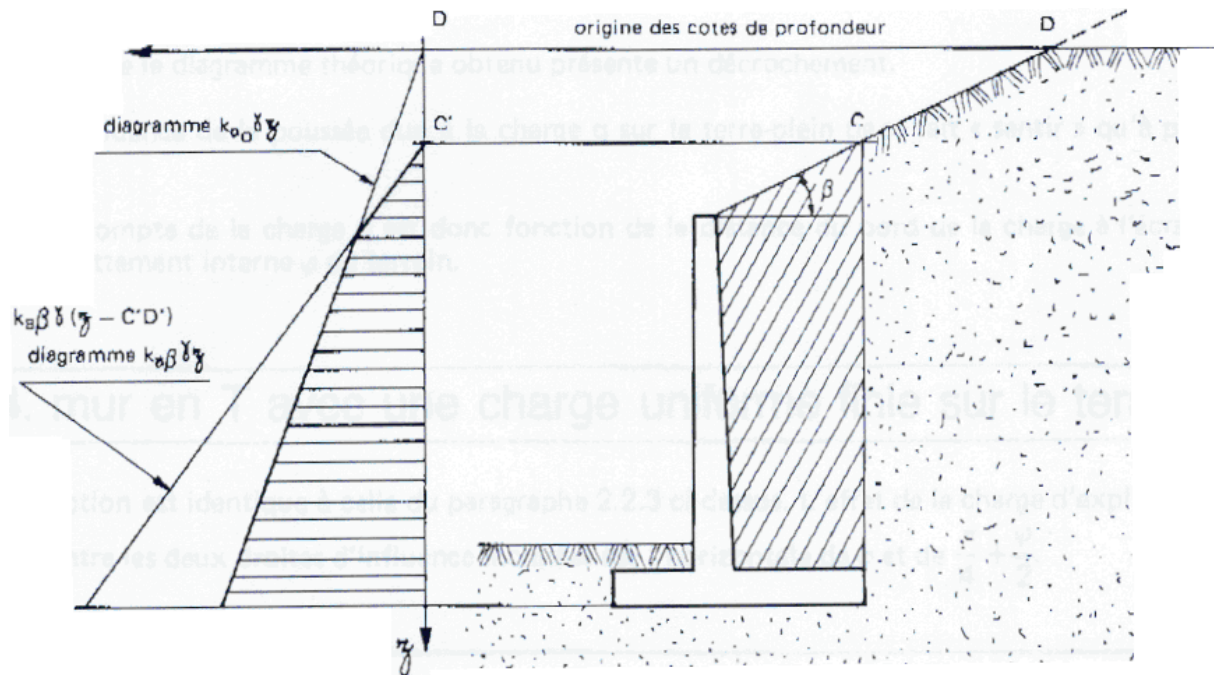


Ce cas est très fréquemment rencontré. Le talus, d'inclinaison β sur l'horizontale, est limité par un terre plein horizontal infini.

La poussée réelle est définie par deux diagrammes de poussée :

- la poussée due à un remblai horizontal infini passant par le point D' : coefficient de poussée K_{a0} ($\beta = 0^\circ$).
- la poussée due à un massif limité par un talus infini d'angle β sur l'horizontale : coefficient de poussée $K_{a\beta}$.

Pour la détermination du diagramme des composantes unitaires (horizontale ou verticale) correspondant au cas du mur avec talus incliné fini, on considère que le diagramme de poussée réelle correspond au minimum des deux diagrammes définis ci-après. La cote du terre-plein est prise comme origine des cotes de profondeur.



Mur en T avec une charge uniforme infinie sur le terre-plein

La théorie de Coulomb montre que l'effet d'une charge uniforme infinie q est le même que celui d'une épaisseur h'' de sol supplémentaire.

Si γ est le poids volumique du sol, on a :

$$h'' = q / \gamma$$

On admet que la charge se diffuse dans le terrain suivant des directions faisant l'angle φ avec l'horizontale. Pour un mur avec un talus fini on obtient ainsi la construction suivante du diagramme de poussée :

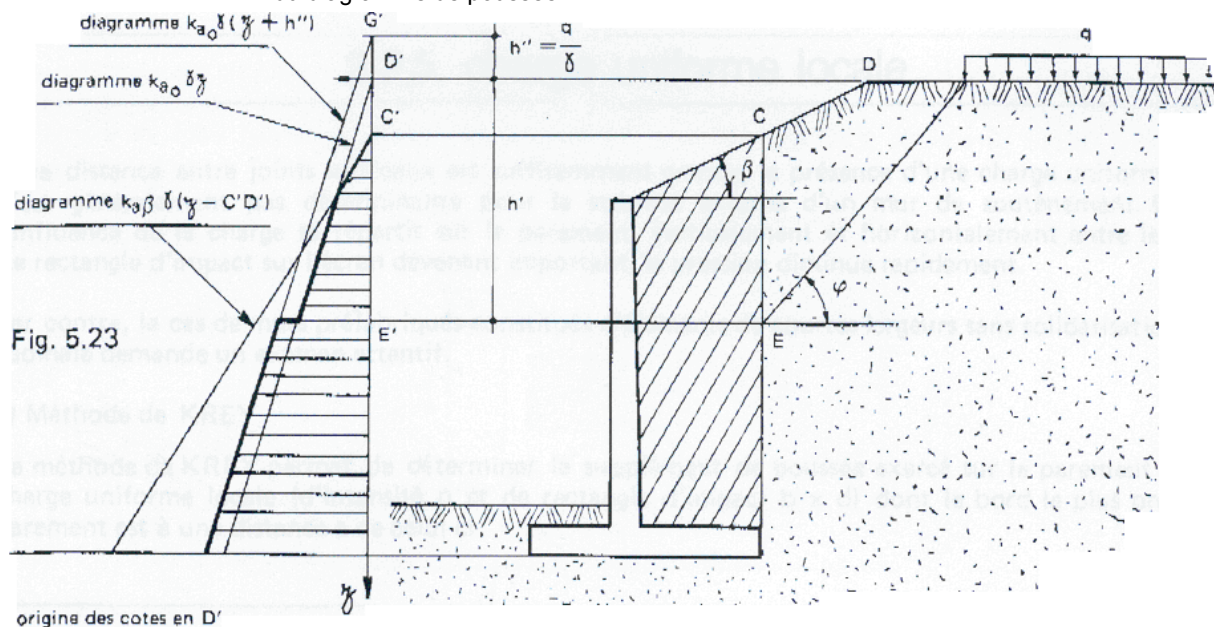


Fig. 5.23

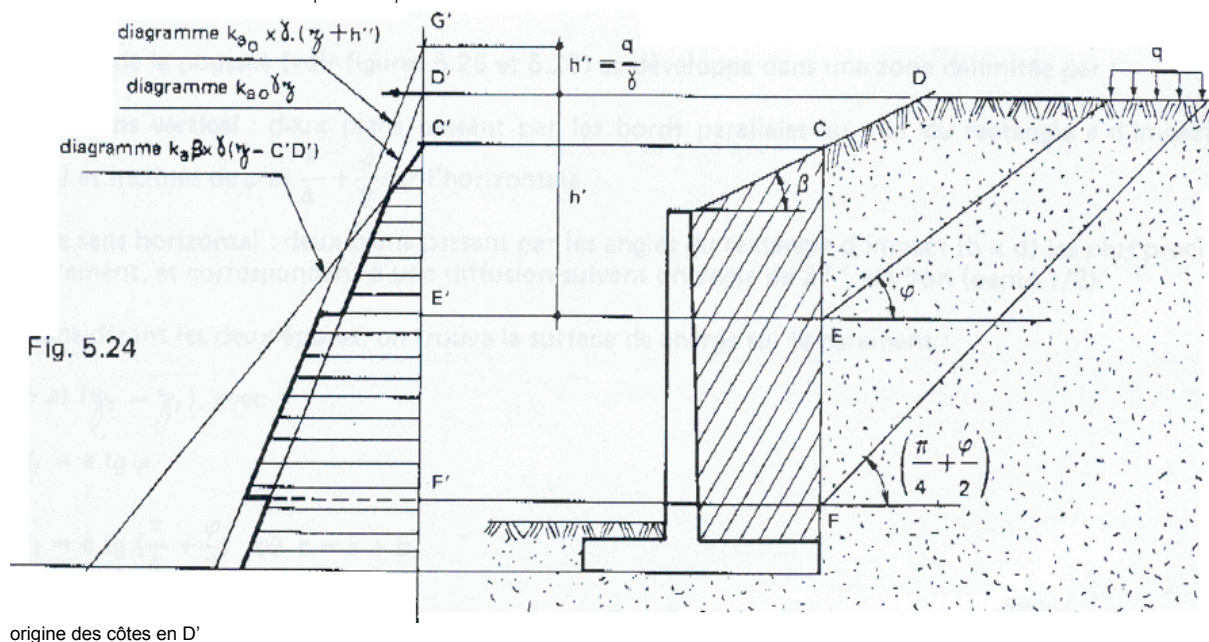
On constate que le diagramme théorique obtenu présente un décrochement.

En effet, l'influence de la poussée due à la charge q sur le terre-plein ne se fait « sentir » qu'à partir du point E' ,

La prise en compte de la charge q est donc fonction de la distance du bord de la charge à l'écran et de l'angle de frottement interne φ du terrain.

Mur en T avec une charge uniforme finie sur le terre-plein

La construction est identique à celle du paragraphe 2.1.6 ci-dessus. L'effet de la charge d'exploitation est comprise entre les deux droites d'influence inclinées sur l'horizontale de φ et de $\varphi/2 + \pi/4$



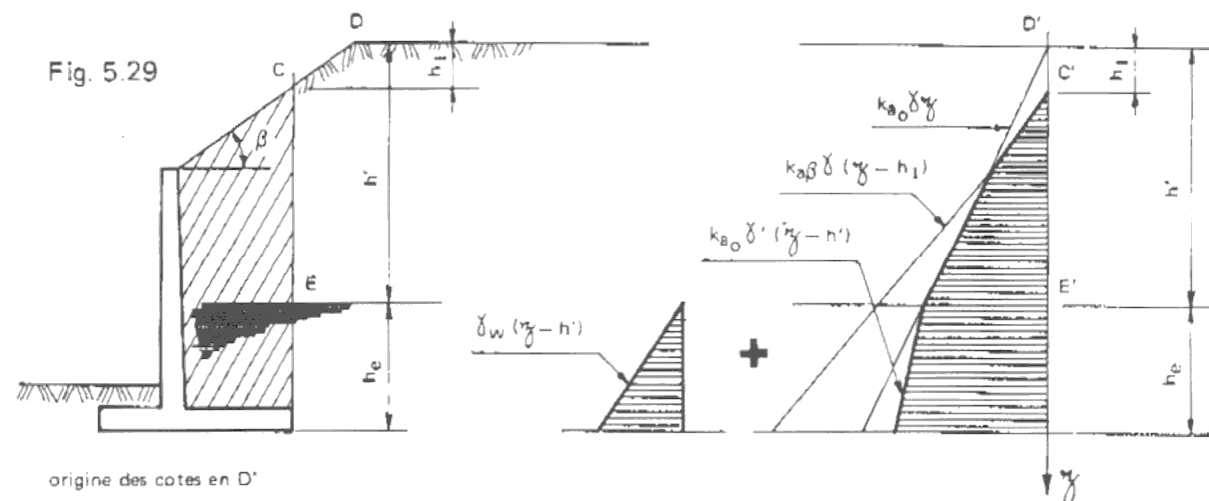
Mur en T avec une charge uniforme finie sur le terre-plein

Dans le cas d'une nappe aquifère de niveau constant, le diagramme des poussées unitaires à partir du niveau supérieur de la nappe est la somme de :

La poussée hydrostatique :

$$P_h = \gamma_w * h_e \quad \text{avec } \gamma_w \text{ poids volumique de l'eau}$$

La poussée unitaire du sol de poids volumique apparent égal au poids volumique déjaugé γ' :



Remarque :

Si la nappe aquifère a un niveau variable, la représentation précédente doit être adaptée en fonction des coefficients de pondération des actions.

La poussée de l'eau est toujours perpendiculaire à l'écran. Lorsque celui-ci est vertical, elle n'intervient donc pas dans le diagramme des composantes verticales de la poussée.

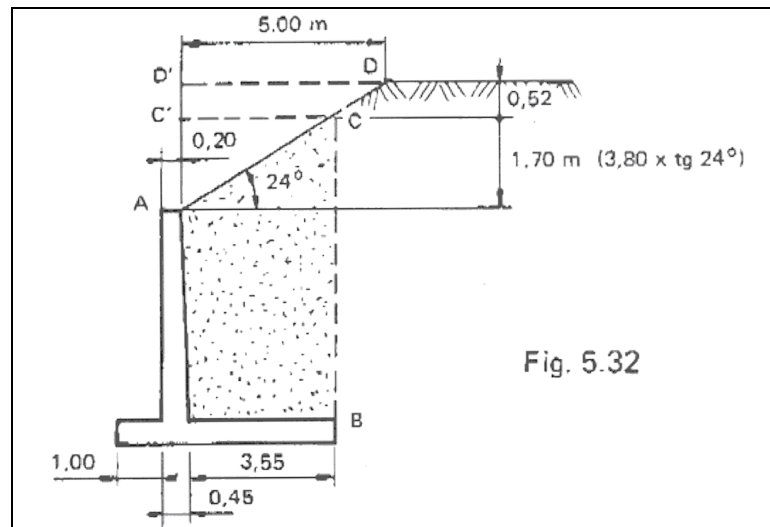
Application Numérique

Fig. 5.32

Le talus derrière le mur est incliné de 24° sur l'horizontale. Le terre-plein horizontal commence 5 mètres derrière le voile ($DD' = 5$ m).

Le plan vertical fictif coupe le talus au point C.

La poussée des terres derrière l'écran BC est limitée par deux phénomènes :

- la poussée à partir de C' due à un talus infini et incliné de 24° sur l'horizontale.

On a :

- ☐ $\beta = 24^\circ$
- ☐ $\delta = 24^\circ$, car pris égal à l'angle du talus
- ☐ $\varphi = 30^\circ$
- ☐ $\lambda = 0^\circ$
- ☐

donc :

- ☐ $\beta / \varphi = 0,8$
- ☐ $\delta / \varphi = 0,8$

D'après les abaques de Caquot-Kérisel, pour :

- ☐ $\delta / \varphi = 1$ on trouve : $K_a = 0,488$
- ☐ $\delta / \varphi = 2/3$ on trouve : $K_a = 0,469$

donc en interpolant :

- ☐ $\delta / \varphi = 0,8 \rightarrow K_a = 0,48$

soit

- ☐ $k_{a\beta H} = k_a * \cos(24^\circ) = 0,44$
- ☐ $k_{a\beta V} = k_a * \sin(24^\circ) = 0,19$

- La poussée à partir de D' due à un terre-plein horizontal infini :

- ☐ $\beta / \varphi = 0$
- ☐ $\delta / \varphi = 0$
- ☐ $\varphi = 30^\circ$
- ☐ $\lambda = 0^\circ$

$$\rightarrow K_a = 0,333$$

- La poussée est perpendiculaire à l'écran de poussée. Elle est donc horizontale.

- ☐ $k_{aH} = k_a * \cos(\lambda + \delta) = 0,333$
- ☐ $k_{aV} = 0$

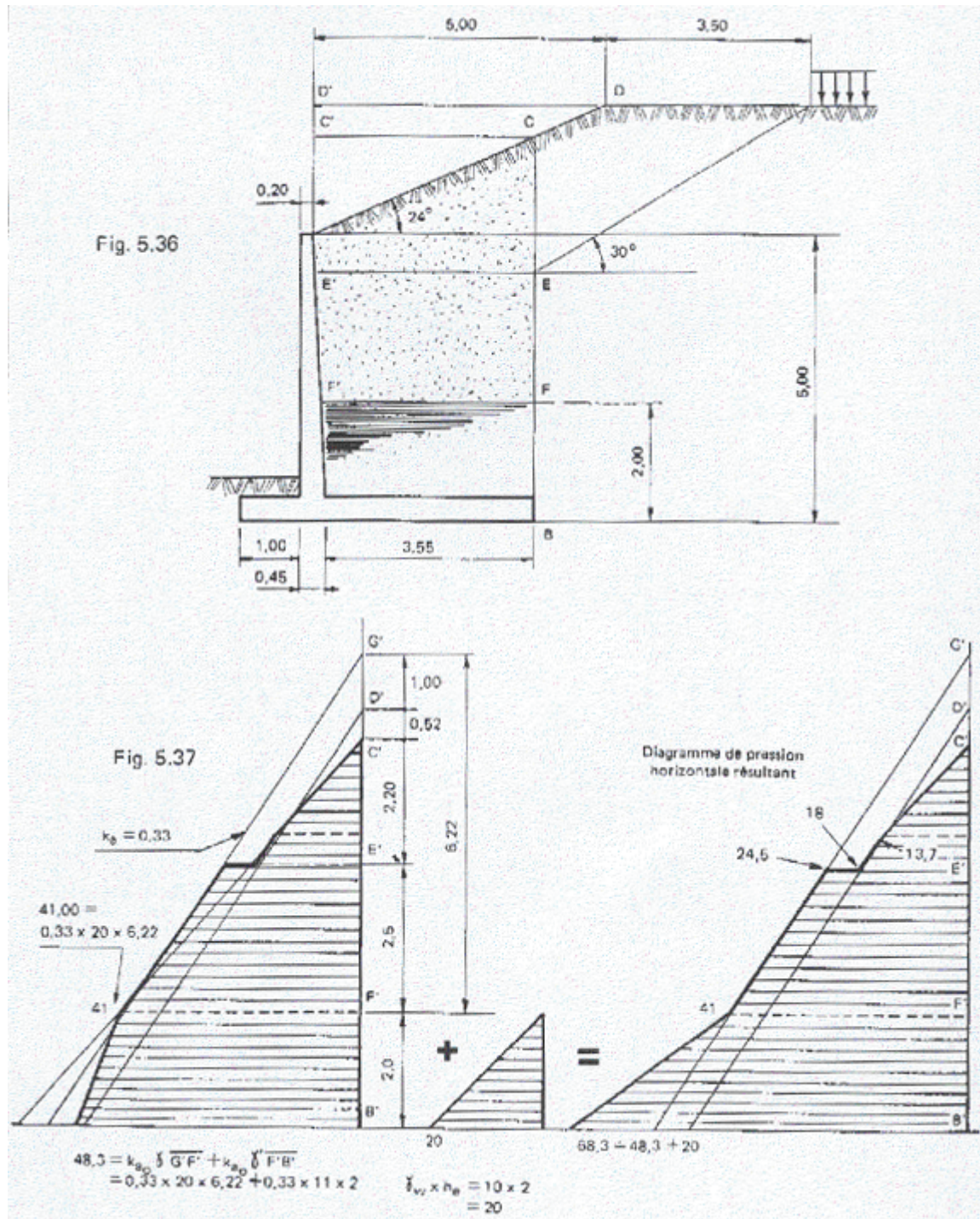
Le diagramme de pression à prendre en compte est le diagramme enveloppe correspondant aux valeurs minimales de la poussée.

- La charge uniforme infinie de 20 kN/m^2 est appliquée à partir de $3,50 \text{ m}$ de la tête D du talus (à partir du terre-plein horizontal). Cette charge équivaut à une hauteur de terrain supplémentaire de :

$$h'' = q / \gamma = 20 / 20 = 1 \text{ m}$$

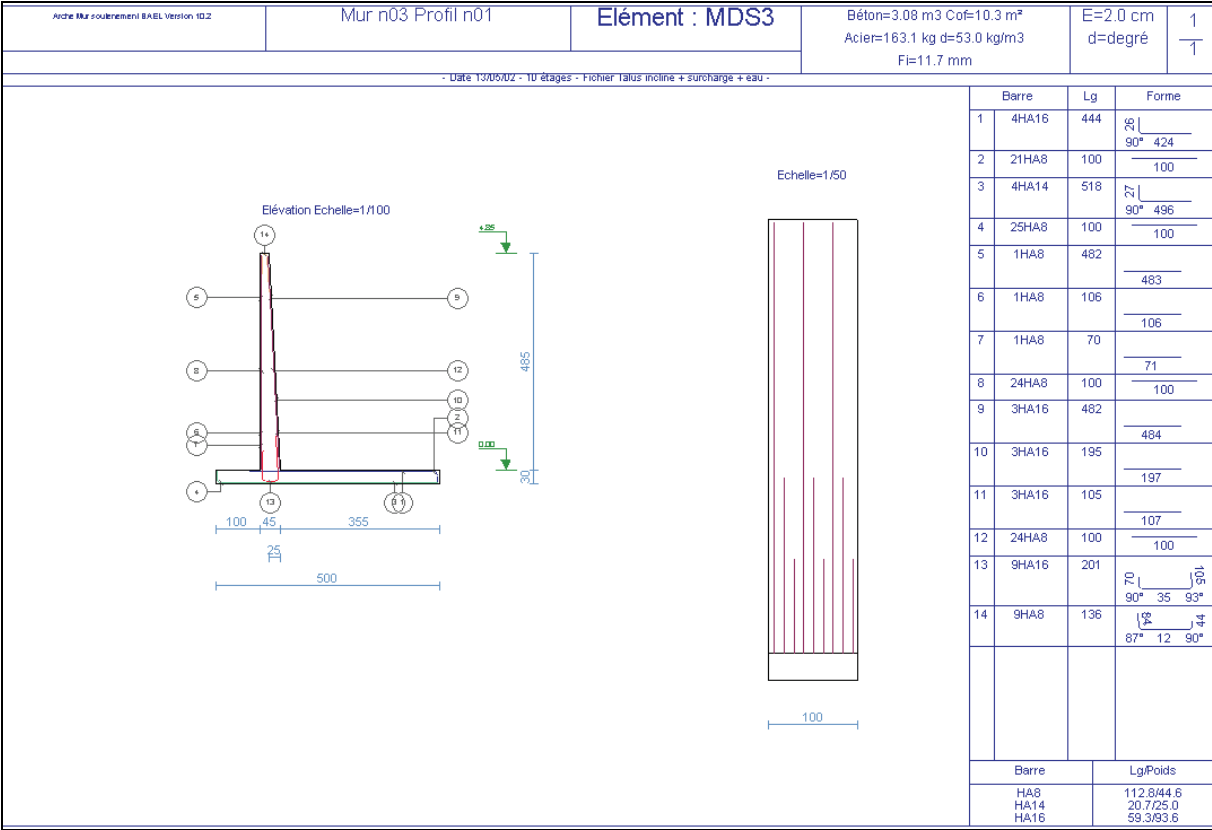
Son influence ne se fait sentir sur l'écran de poussée qu'à partir du point E, intersection de l'écran et de la droite inclinée sur l'horizontale d'un angle β_1 égal à l'angle de frottement interne du terrain, soit 30° .

- La nappe est à 2 m au dessus du point B.
- La figure 5.37 donne la construction du diagramme des poussées. Sur les 2 m inférieurs, il faut tenir compte du poids volumique déjaugé et ajouter la poussée hydrostatique :

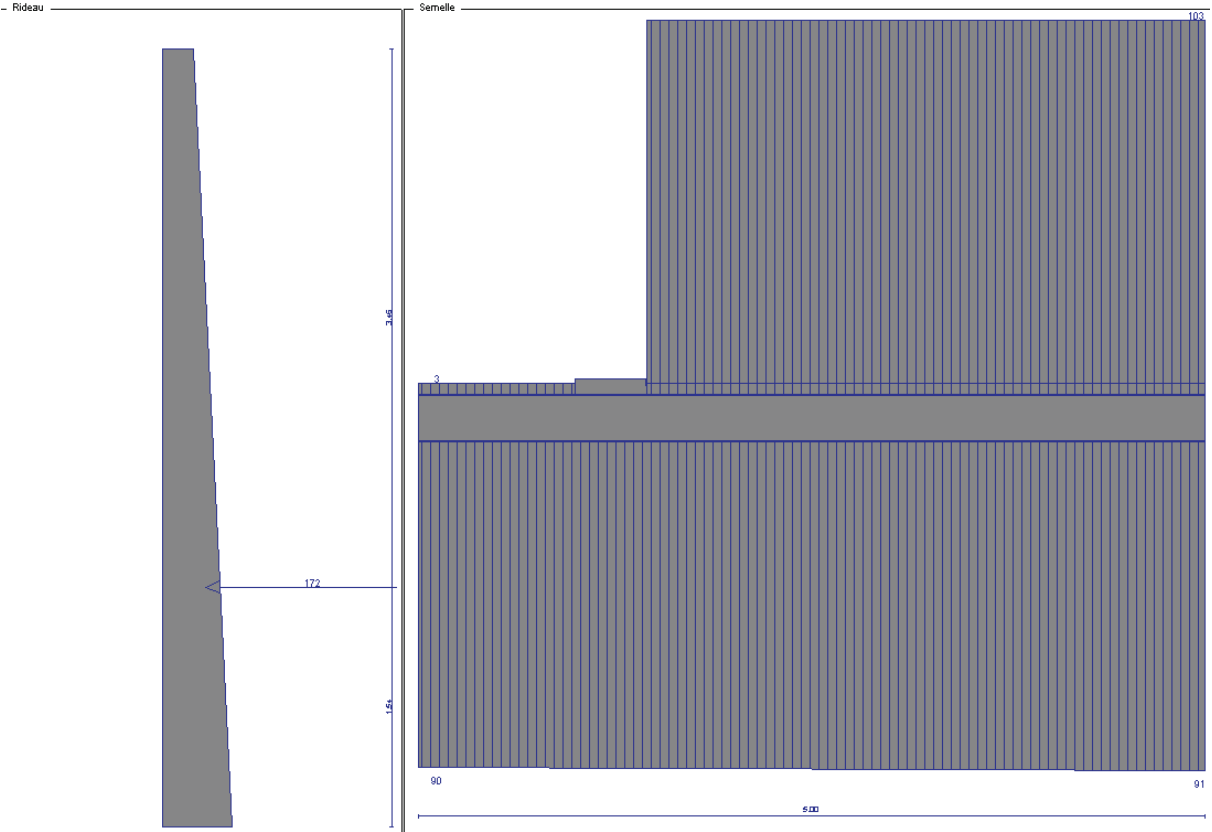


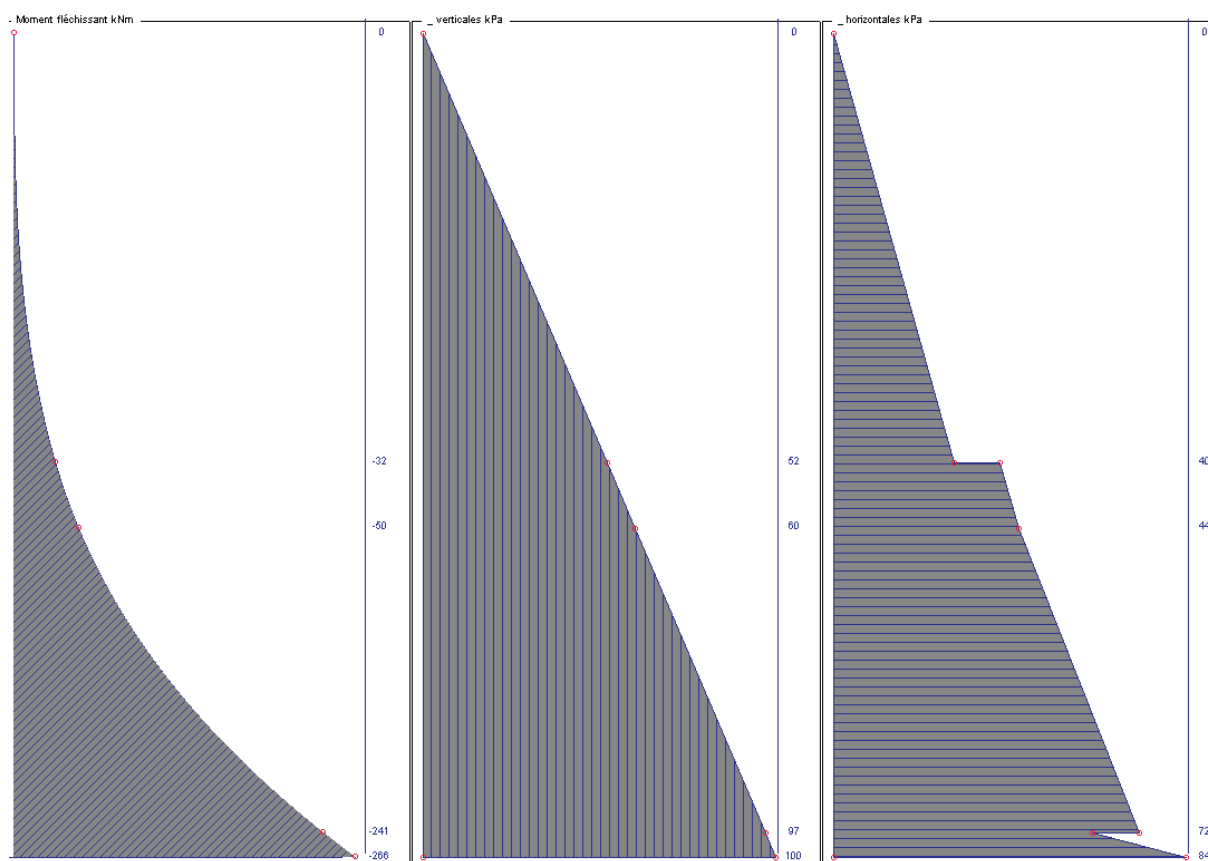
2.44.4. Résultats de référence

Ferrailage

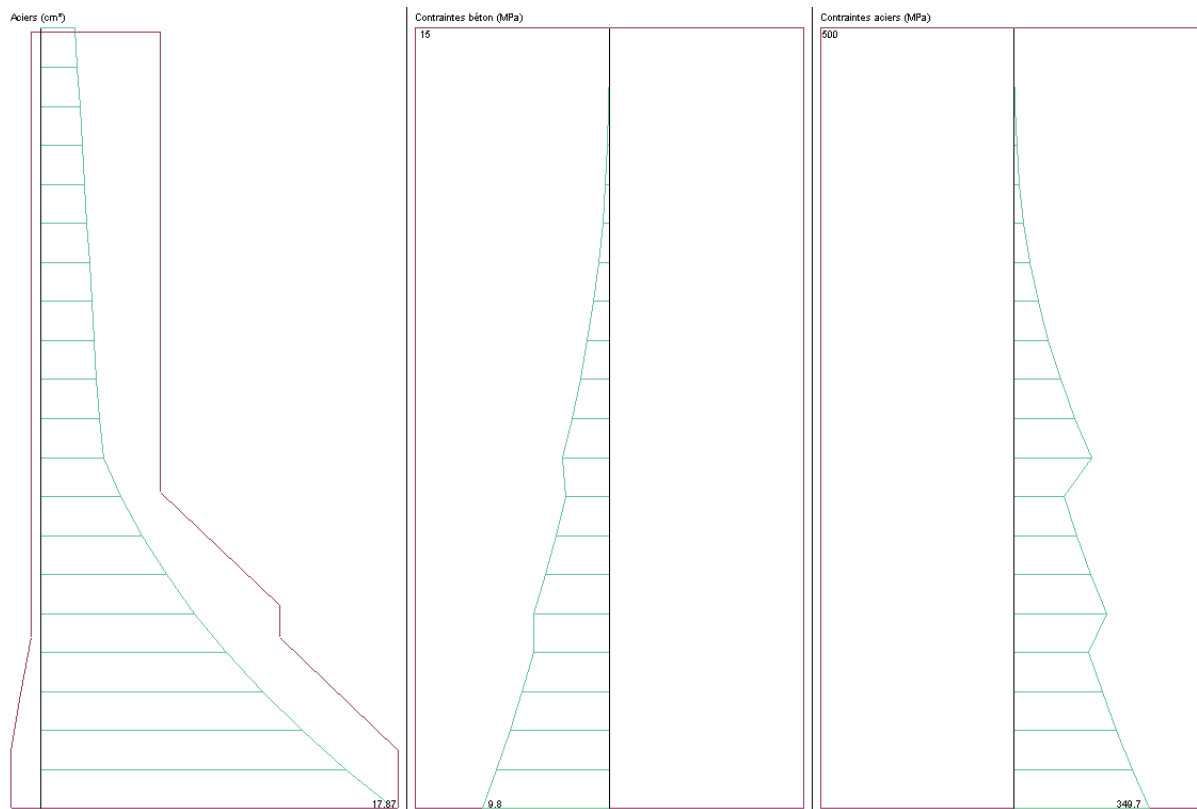


Sollicitation ELS





Vérification des contraintes



Résultats BAEI

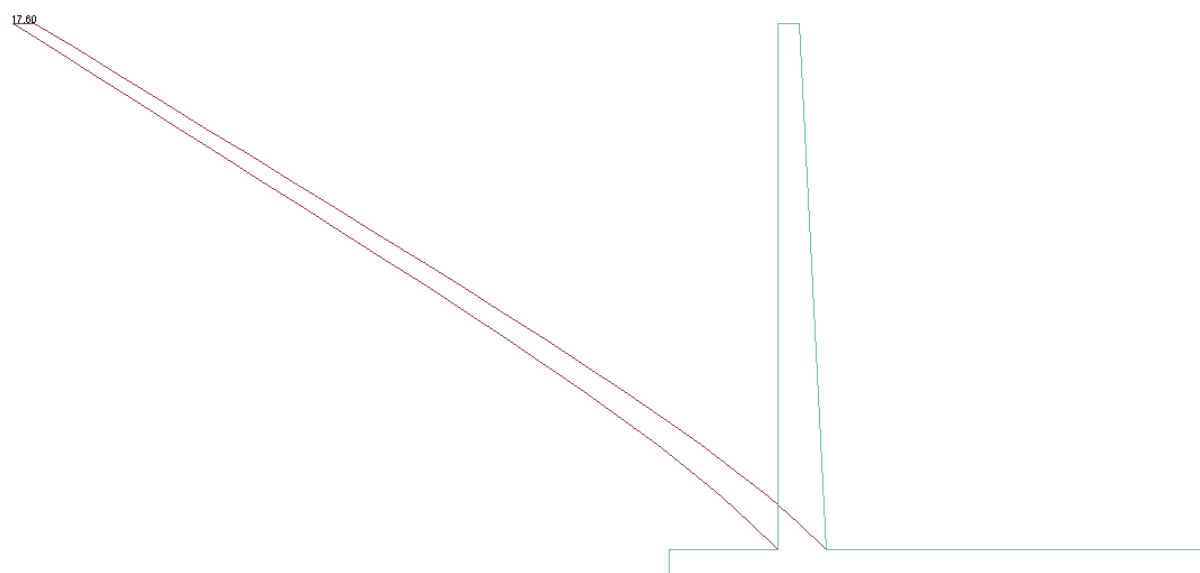
Rideau												
Y (m)	b0 (m)	h (m)	N ELU (kN)	N ELS (kN)	M ELU (kNm)	M ELS (kNm)	TO U (MPa)	A min (cm²)	AG Th (cm²)	AD Th (cm²)	AG Re (cm²)	AD Re (cm²)
0.50	1.00	0.23	3.5	2.6	-0.3	-0.2	0.0091	1.99	0.00	1.99	0.50	6.03
1.00	1.00	0.25	7.4	5.5	-2.5	-1.8	0.0327	2.24	0.00	2.24	0.50	6.03
1.50	1.00	0.28	11.8	8.7	-8.3	-6.2	0.0668	2.49	0.00	2.49	0.50	6.03
2.00	1.00	0.30	16.6	12.3	-19.8	-14.6	0.1086	2.73	0.00	2.73	0.50	6.03
2.50	1.00	0.33	21.7	16.1	-38.6	-28.6	0.1563	2.98	0.00	2.98	0.50	6.03
3.00	1.00	0.35	27.3	20.2	-67.8	-50.2	0.2271	3.23	0.00	4.42	0.50	12.06
3.50	1.00	0.38	33.3	24.7	-111.9	-82.9	0.3058	3.48	0.00	6.95	0.50	12.06
4.00	1.00	0.40	39.7	29.4	-173.4	-128.4	0.3888	3.73	0.00	10.26	1.01	18.10
4.50	1.00	0.43	46.5	34.5	-254.9	-188.8	0.4754	3.98	0.00	14.43	1.51	18.10
5.00	1.00	0.45	53.8	39.8	-359.0	-265.9	0.5643	4.23	0.00	0.00	1.51	18.10

Patin												
Y (m)	b0 (m)	h (m)	N ELU (kN)	N ELS (kN)	M ELU (kNm)	M ELS (kNm)	TO U (MPa)	A min (cm²)	AB Th (cm²)	AH Th (cm²)	AB Re (cm²)	AH Re (cm²)
1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	58.6	43.4	0.9732	2.70	4.95	0.00	6.16	0.00

Talon												
Y (m)	b0 (m)	h (m)	N ELU (kN)	N ELS (kN)	M ELU (kNm)	M ELS (kNm)	TO U (MPa)	A min (cm²)	AB Th (cm²)	AH Th (cm²)	AB Re (cm²)	AH Re (cm²)
0.00	1.00	0.30	0.0	0.0	-79.8	-59.1	2.4525	2.70	0.00	6.81	0.00	8.04

Flèche

Déplacements (cm)



Note de Calcul

[02-0175SSLLB_B91 Note de calcul V10.2.doc](#)

2.44.5. Fiche de résultats**Valeurs caractéristiques de la poussée des terres**

Hauteur d'influence du talus ou de la surcharge :

	Résultats théorique [m]	Résultats ARCHE [m]	Ecart [%]
z =	-0,14	-	-100.00%
z =	0,50	-	-100.00%
z =	3,00	-	-100.00%

Valeur de la poussée aux points caractéristiques :

	Résultats théorique [kPa]	Résultats ARCHE [kPa]	Ecart [%]
z = -1,70 m	0	0	0.00%
z = -0,14 m	13.7	12	-12.41%
z = 0,50- m	18	-	0.56%
z = 0,50+ m	24,5	28	12.5%
z = 3,00 m	41	43	4.65%
z = 5,00 m	68,3	70	2.43%

Nota : z = 0,00 m en tête de mur.

2.45. Test n° 02-0176SSLLB B91: Arche MDS - Talus incliné fini + surcharge

2.45.1. Fiche de description

- Référence : ADETS – Le treillis soudé – Calcul et utilisation conformément aux règles BAEL 80 – Fascicule 5 : les murs de soutènement
Cahier des charges « Méthodes de dimensionnement des murs de soutènement »
Nadine Bailly
- Type d'analyse :
- Type d'élément :

2.45.2. Présentation

Le but de ce test est de contrôler sur une base théorique les diagrammes de poussée obtenus avec le module mur de soutènement de Arche et de vérifier que les résultats de ferrailage obtenus entre la version **V10.2 E SP2** et une version ultérieure sont identiques, afin de s'assurer de la non régression du logiciel. La version V10.2 E SP2 est donc ici réputée comme correcte.

Unité :

- Longueur : m
- Charge : kN
- Contrainte : kPa

Géométrie du mur de soutènement :

Géométrie coffrage

Dimensions

Rideau = 4.85 m Redan

☒ Erideau = 0.20 m ☒ ESemelle = 0.30 m

☒ BaseGauche = 0.00 m ☒ BaseDroite = 0.25 m

☒ Patin = 1.00 m ☒ Talon = 3.55 m

☒ LargBêche = 0.00 m ☒ HautBêche = 0.00 m

Stabilité

Glissement : 0.3287 < 0.8000

Renversement : 5.2902 > 1.5000

Poinçonnement : 0.1373 < 0.3000

Zone comprimée : 5.0000 > 2.5000

Cisaillement rideau : 0.5120 < 3.0000

Cisaillement patin : 1.0971 < 3.0000

Cisaillement talon : 2.4827 < 3.0000

Cisaillement bêche : /

Prédimensionnement Ferrailage Débloquer

Propriété des matériaux

- Béton B25 et Acier FeE500
- Fissuration non préjudiciable, enrobage 2,5 centimètres
- Prise en compte du poids propre
- Durée d'application des charges supérieure à 24 heures

Chargement

Poids propre mur

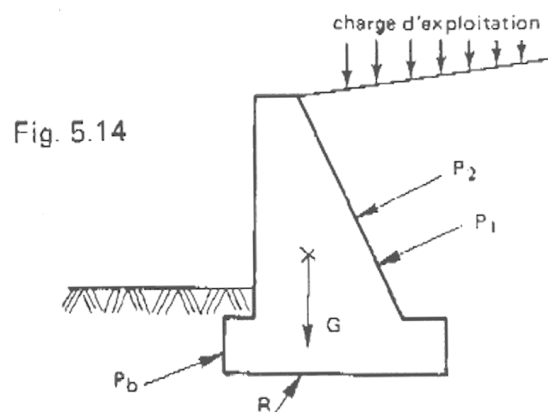
Béton : $24,5 \text{ kN/m}^3$

Sol

 $\gamma_h = 20 \text{ kN/m}^3$ $\varphi = 30^\circ$ $C = 0$ Talus incliné de 24° sur 5 m.Charge uniforme de 20 kN/m^2 , appliquée à partir de 3,50 m de la tête du talus.**2.45.3. Analyse théorique****Rappel théoriques**Forces agissantes

Les différentes forces qui agissent sur un mur de soutènement en dehors de la présence d'eau, sont :

- la résultante P_1 de la poussée des terres soutenues,
- la résultante P_2 de la poussée due aux charges d'exploitation sur le terre-plein,
- le poids propre G du mur,
- la résultante P_b de la butée du terrain devant le mur,
- la réaction R du sol sous la base du mur.



Par sécurité, il est d'usage de négliger l'action de la butée à l'avant d'un mur de soutènement. En effet, les déplacements nécessaires à la mobilisation de la butée sont importants et sont incompatibles avec l'esthétique et la destination future de l'ouvrage. De plus, la butée peut toujours être supprimée par des travaux de terrassements ultérieurs (pose de canalisations par exemple). Il serait dangereux de la prendre en compte dans les calculs.

Hypothèses de calcul

Les méthodes d'évaluation de la poussée développée ci-après concernent des massifs de sols pulvérulents.

En effet, toutes les théories ont été établies pour ce type de sol. Pour un sol cohérent (de cohésion C et d'angle de frottement interne φ), le théorème des états correspondants permet de ramener l'étude de ce type de sol à celui d'un milieu pulvérulent soumis à son contour à une pression hydrostatique :

$$C * \cot \varphi$$

Mais l'expérience montre que le rôle de la cohésion qui varie dans le temps, est mal connu et difficilement mesurable.

Le fait de négliger la cohésion allant dans le sens de la sécurité, tous les calculs relatifs aux ouvrages de soutènement seront menés en considérant un sol sans cohésion.

Principe des calculs

La poussée unitaire qui s'exerce sur un écran de poussée en un point M situé à une distance z de l'arête supérieure de l'écran est de la forme :

$$P(M) = k_a \times \gamma \times z$$

où :

- γ est le poids volumique des terres
- k_a est le coefficient de pression active (coefficient de poussée) .

Ce coefficient dépend:

- de l'angle β que fait le talus avec l'horizontale,
- de l'angle λ d'inclinaison de l'écran sur la verticale.
- de l'angle de frottement interne φ du terrain situé en arrière de l'écran.
- de l'angle δ d'inclinaison de la poussée unitaire sur la normale à l'écran.

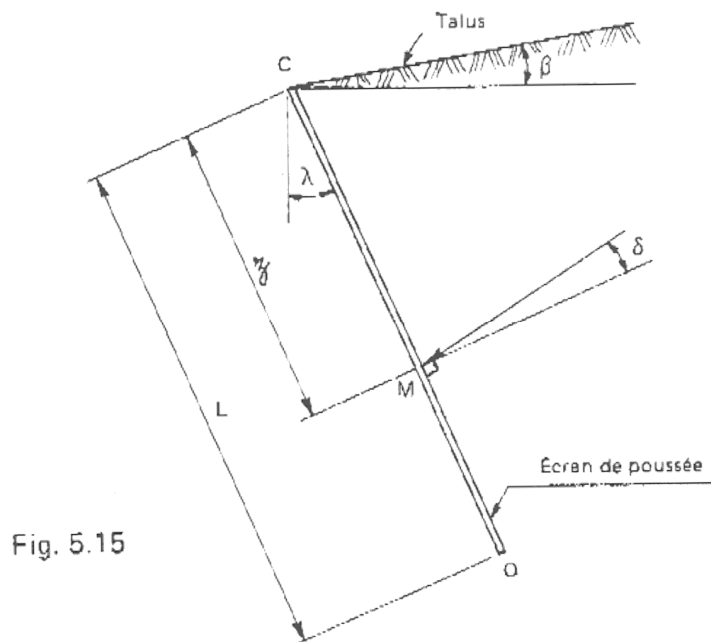


Fig. 5.15

Cet angle δ dépend de l'état de rugosité du parement, lui-même fonction du type de coffrage utilisé pour la réaction de l'écran. Par exemple, pour un écran vertical ($\lambda = 0^\circ$) on prend en général :

- $\delta = 2/3 \varphi$, si le parement est parfaitement lisse (coffrage métallique ou en contreplaqué) ou dans le cas où le tassement général du mur peut être supérieur à celui du remblai.
- $\delta = \varphi$ pour un parement rugueux (coffrage en planches)
- $\delta = \beta$ pour un écran fictif vertical

La résultante p des poussées unitaires, sur la longueur « L » de l'écran, s'applique au tiers inférieur du parement avec l'inclinaison δ et l'intensité :

$$p = k_a \times \gamma \times L^2 / 2$$

On peut décomposer la poussée en:

- une composante unitaire horizontale
 $P_H(M) = P(M) \times \cos(\lambda + \delta) = k_{aH} \times \gamma \times z$
- une composante unitaire verticale :
 $P_V(M) = P(M) \times \sin(\lambda + \delta) = k_{aV} \times \gamma \times z$

avec $k_{aH} = k_a \cdot \cos(\lambda + \delta)$

avec $k_{aV} = k_a \cdot \sin(\lambda + \delta)$

On peut représenter la variation de P_H et de P_V en fonction de la cote de profondeur z du point M par deux diagrammes. Si δ est constant sur la distance L , ces deux diagrammes se déduisent l'un de l'autre par affinité.

Mur en T avec talus incliné finis

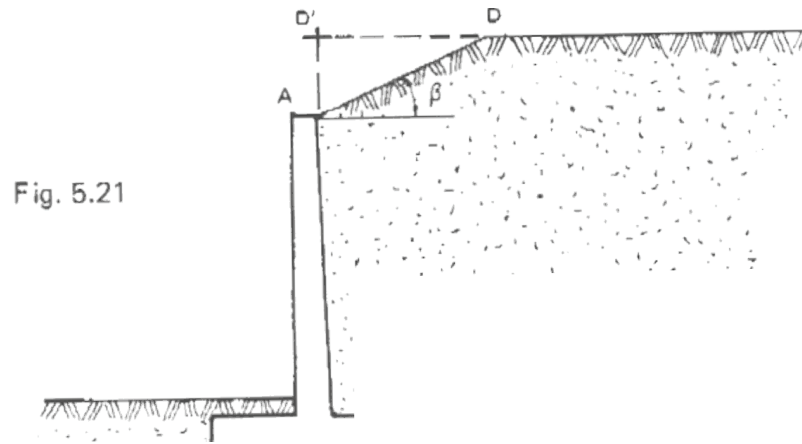


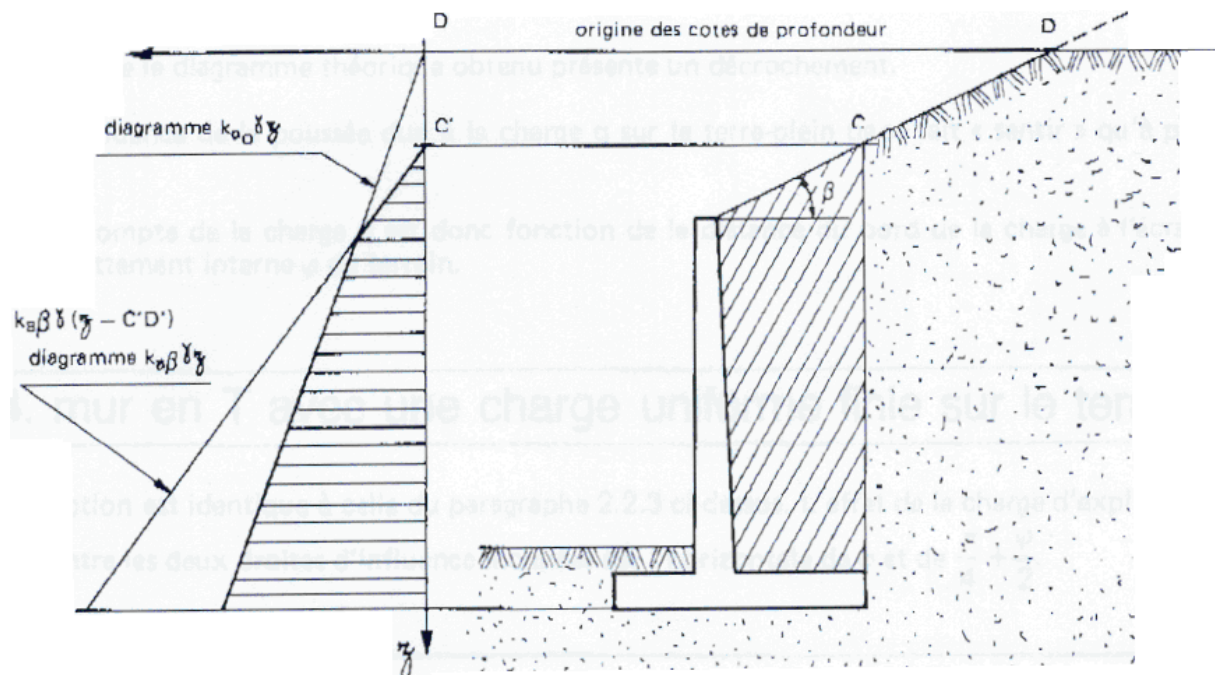
Fig. 5.21

Ce cas est très fréquemment rencontré. Le talus, d'inclinaison β sur l'horizontale, est limité par un terre plein horizontal infini.

La poussée réelle est définie par deux diagrammes de poussée :

- la poussée due à un remblai horizontal infini passant par le point D' : coefficient de poussée K_{a0} ($\beta = 0^\circ$).
- la poussée due à un massif limité par un talus infini d'angle β sur l'horizontale : coefficient de poussée $K_{a\beta}$.

Pour la détermination du diagramme des composantes unitaires (horizontale ou verticale) correspondant au cas du mur avec talus incliné fini, on considère que le diagramme de poussée réelle correspond au minimum des deux diagrammes définis ci-après. La cote du terre-plein est prise comme origine des cotes de profondeur.



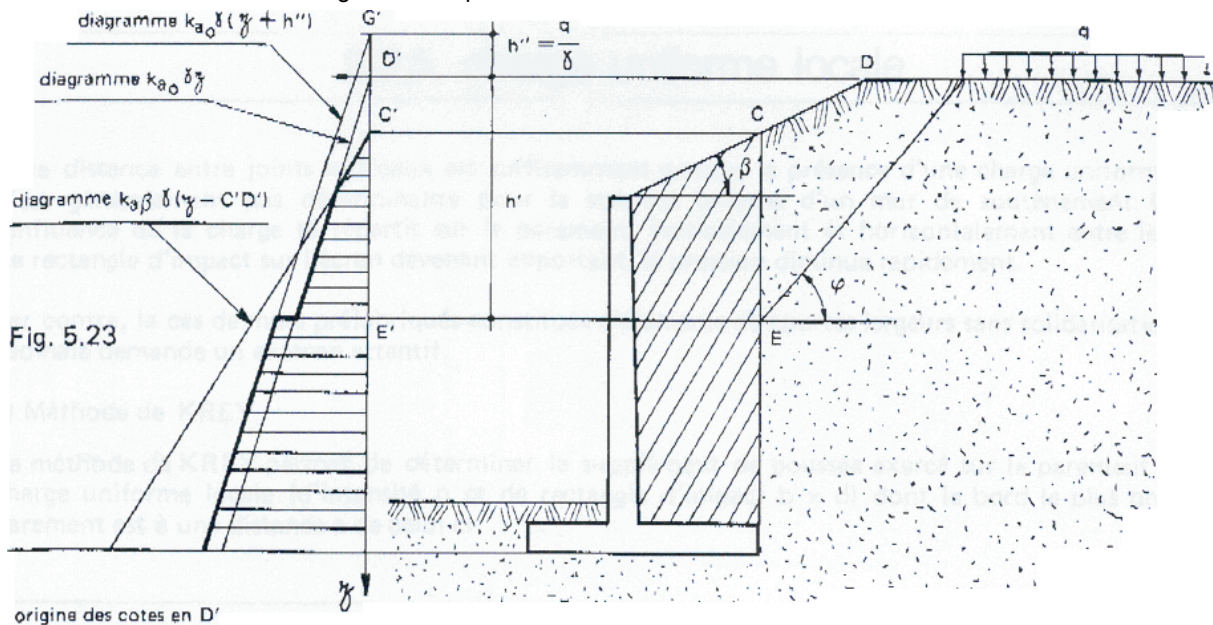
Mur en T avec une charge uniforme infinie sur le terre-plein

La théorie de Coulomb montre que l'effet d'une charge uniforme infinie q est le même que celui d'une épaisseur h'' de sol supplémentaire.

Si γ est le poids volumique du sol, on a :

$$h'' = q / \gamma$$

On admet que la charge se diffuse dans le terrain suivant des directions faisant l'angle φ avec l'horizontale. Pour un mur avec un talus fini on obtient ainsi la construction suivante du diagramme de poussée :



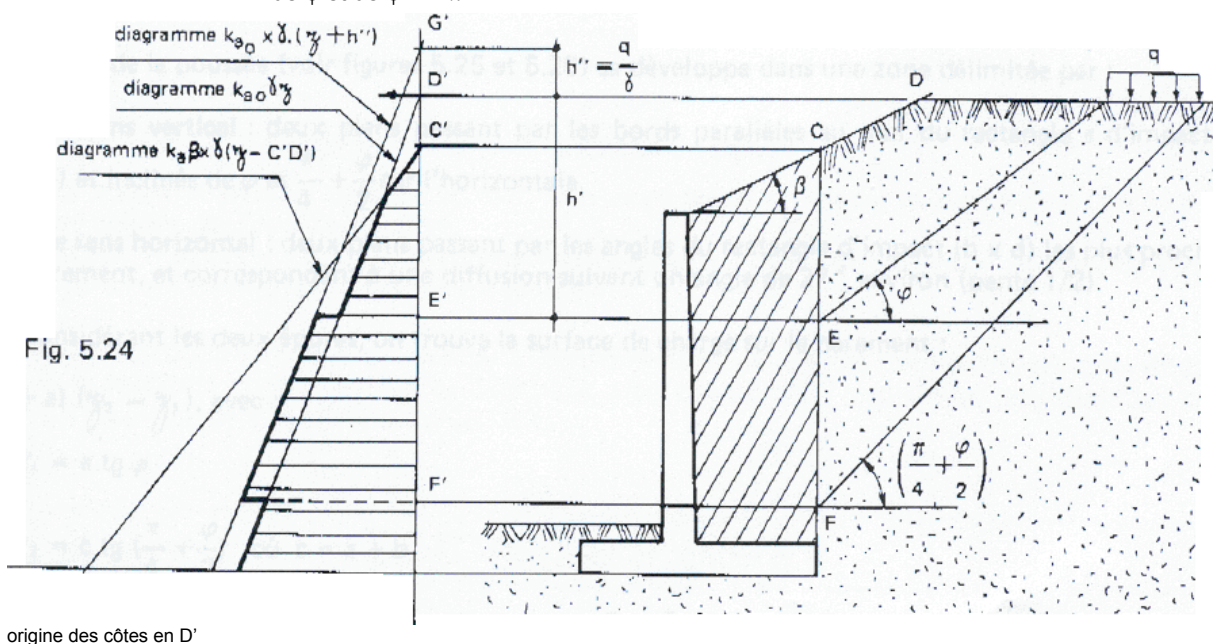
On constate que le diagramme théorique obtenu présente un décrochement.

En effet, l'influence de la poussée due à la charge q sur le terre-plein ne se fait « sentir » qu'à partir du point E' .

La prise en compte de la charge q est donc fonction de la distance du bord de la charge à l'écran et de l'angle de frottement interne φ du terrain.

Mur en T avec une charge uniforme finie sur le terre-plein

La construction est identique à celle du paragraphe 2.1.6 ci-dessus. L'effet de la charge d'exploitation est comprise entre les deux droites d'influence inclinées sur l'horizontale de φ et de $\varphi/2 + \pi/4$.



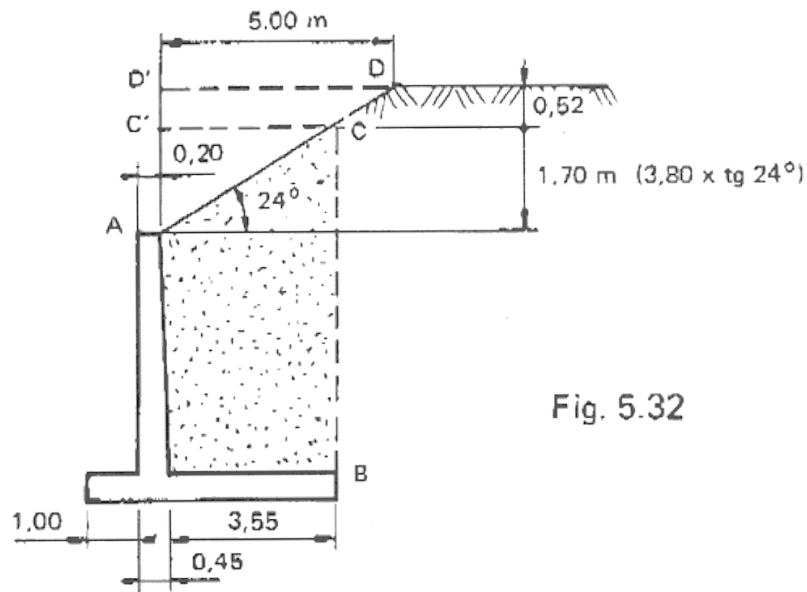
Application Numérique

Fig. 5.32

Le talus derrière le mur est incliné de 24° sur l'horizontale. Le terre-plein horizontal commence 5 mètres derrière le voile ($DD' = 5$ m).

Le plan vertical fictif coupe le talus au point C.

La poussée des terres derrière l'écran BC est limitée par deux phénomènes :

- la poussée à partir de C' due à un talus infini et incliné de 24° sur l'horizontale.

On a :

- ☐ $\beta = 24^\circ$
- ☐ $\delta = 24^\circ$, car pris égal à l'angle du talus
- ☐ $\varphi = 30^\circ$
- ☐ $\lambda = 0^\circ$

donc :

- ☐ $\beta / \varphi = 0,8$
- ☐ $\delta / \varphi = 0,8$

D'après les abaques de Caquot-Kérisel, pour :

- ☐ $\delta / \varphi = 1$ on trouve : $K_a = 0,488$
- ☐ $\delta / \varphi = 2/3$ on trouve : $K_a = 0,469$

donc en interpolant :

- ☐ $\delta / \varphi = 0,8 \rightarrow K_a = 0,48$

soit

- ☐ $k_{a\beta H} = k_a * \cos(24^\circ) = 0,44$
- ☐ $k_{a\beta V} = k_a * \sin(24^\circ) = 0,19$

- La poussée à partir de D' due à un terre-plein horizontal infini :

- ☐ $\beta / \varphi = 0$
- ☐ $\delta / \varphi = 0$
- ☐ $\varphi = 30^\circ$
- ☐ $\lambda = 0^\circ$

$\rightarrow K_a = 0,333$

- La poussée est perpendiculaire à l'écran de poussée. Elle est donc horizontale.

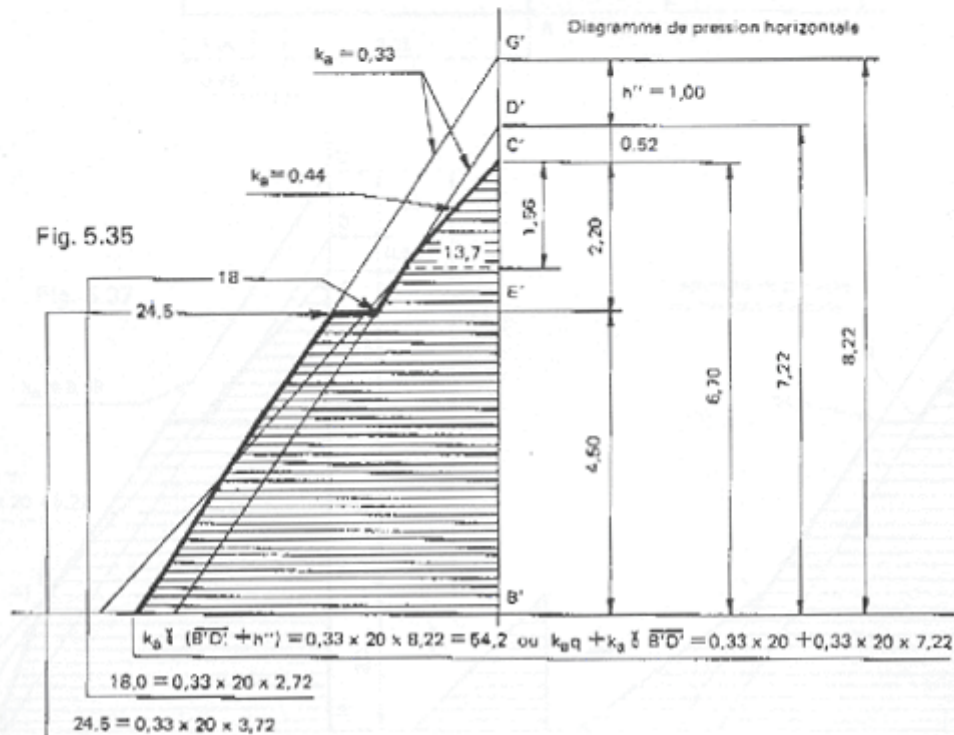
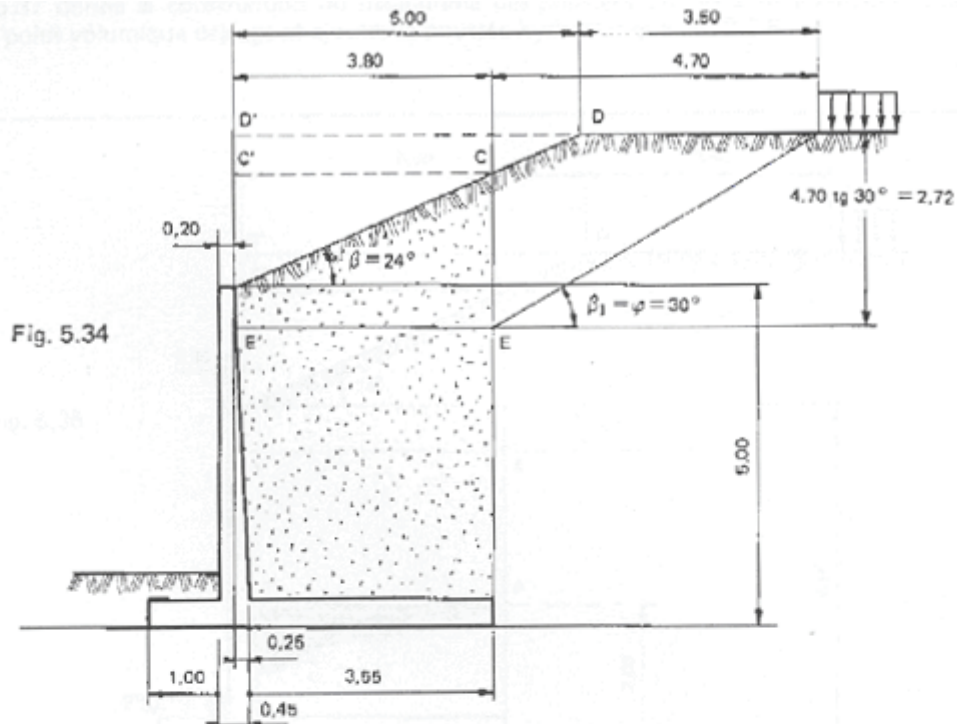
- ☐ $k_{aH} = k_a * \cos(\lambda + \delta) = 0,333$
- ☐ $k_{aV} = 0$

Le diagramme de pression à prendre en compte est le diagramme enveloppe correspondant aux valeurs minimales de la poussée.

- La charge uniforme infinie de 20 kN/m^2 est appliquée à partir de $3,50 \text{ m}$ de la tête D du talus (à partir du terre-plein horizontal). Cette charge équivaut à une hauteur de terrain supplémentaire de :

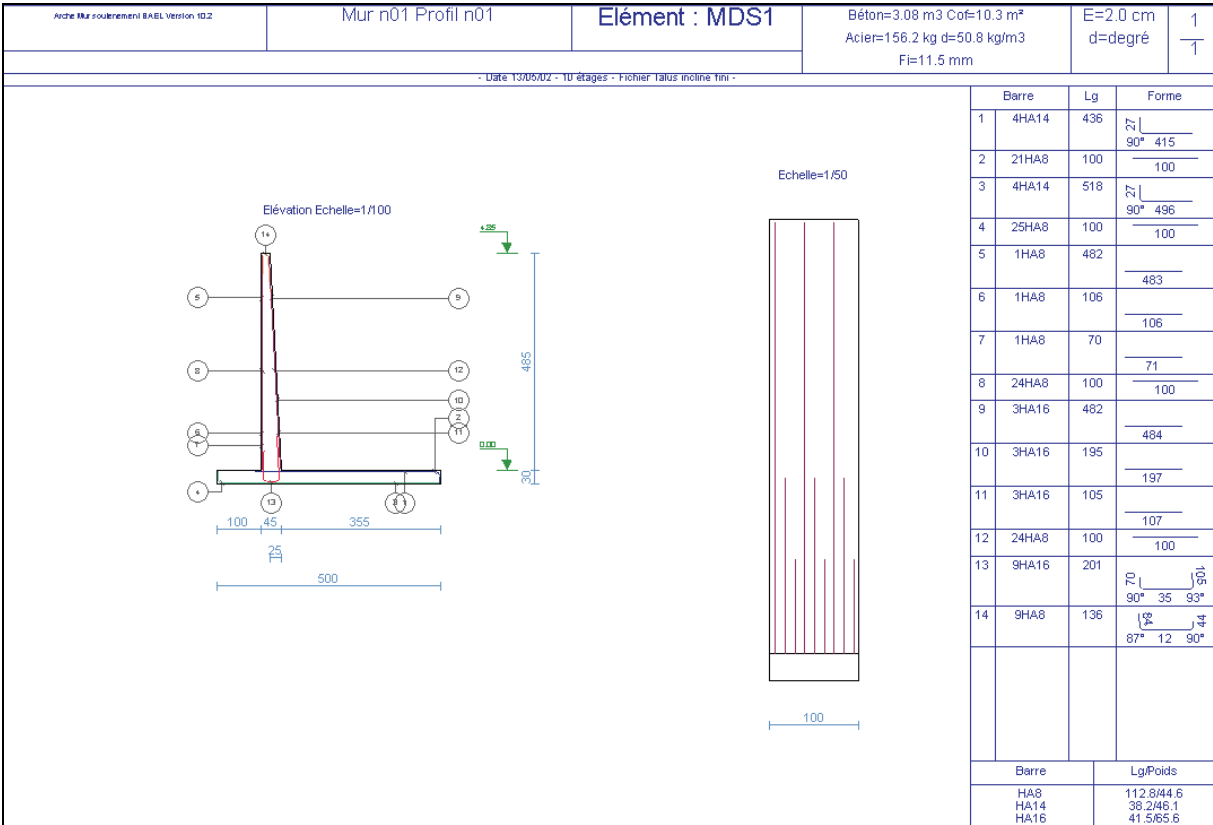
$$h'' = q / \gamma = 20 / 20 = 1 \text{ m}$$

Son influence ne se fait sentir sur l'écran de poussée qu'à partir du point E, intersection de l'écran et de la droite inclinée sur l'horizontale d'un angle β_1 égal à l'angle de frottement interne du terrain, soit 30° .

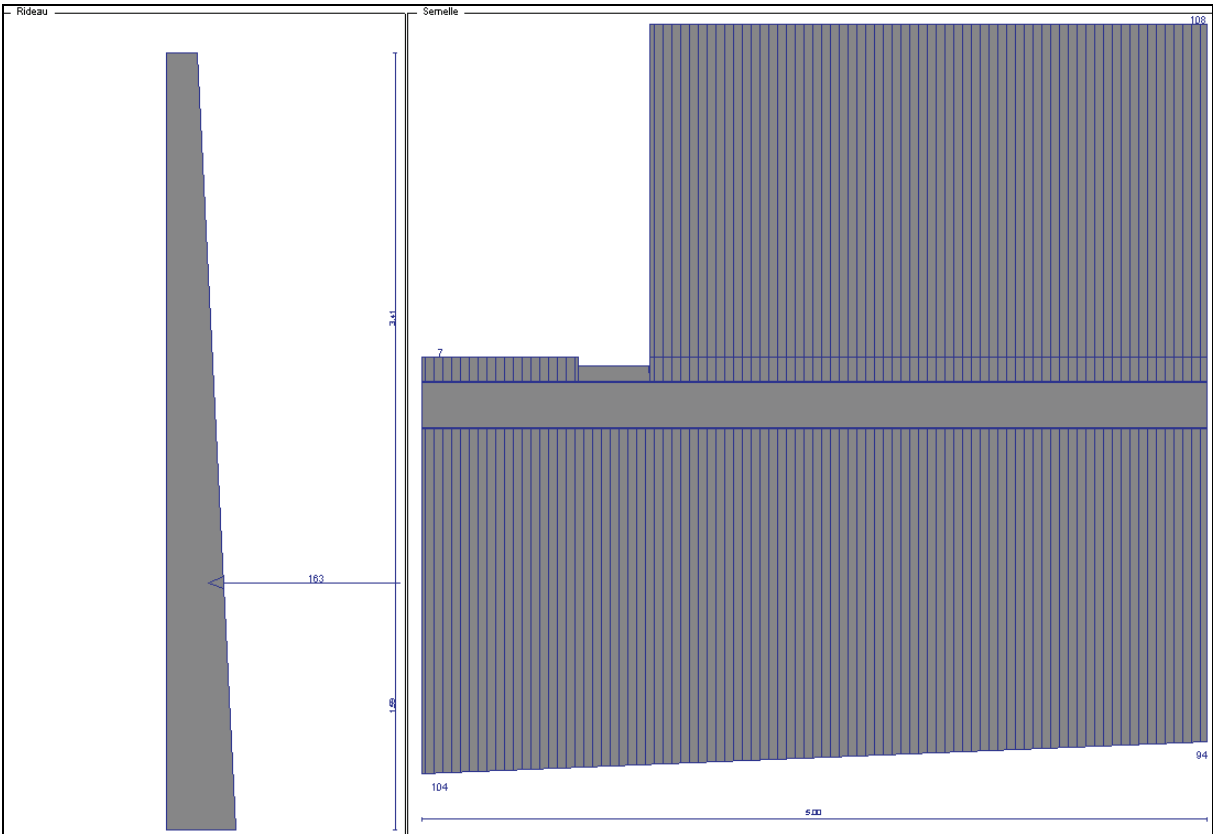


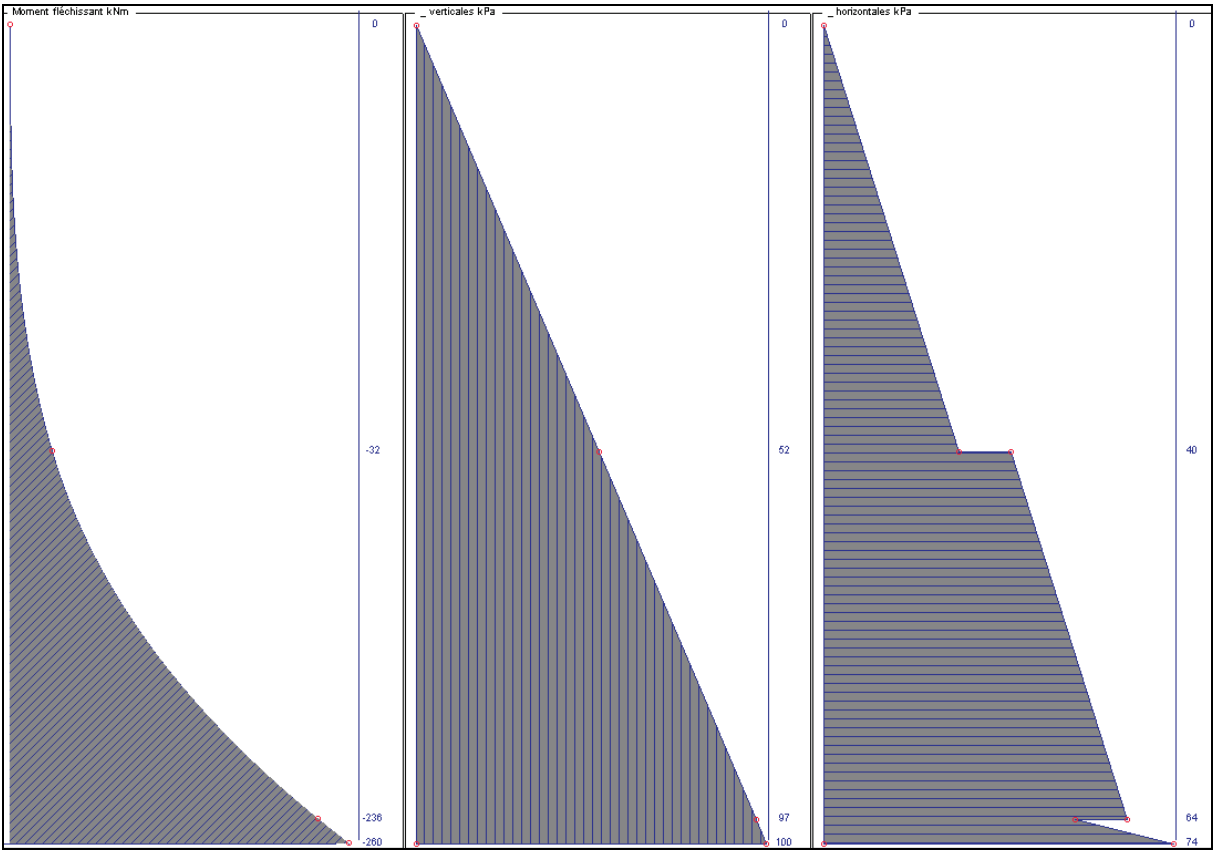
2.45.4. Résultats de référence

Ferraillage

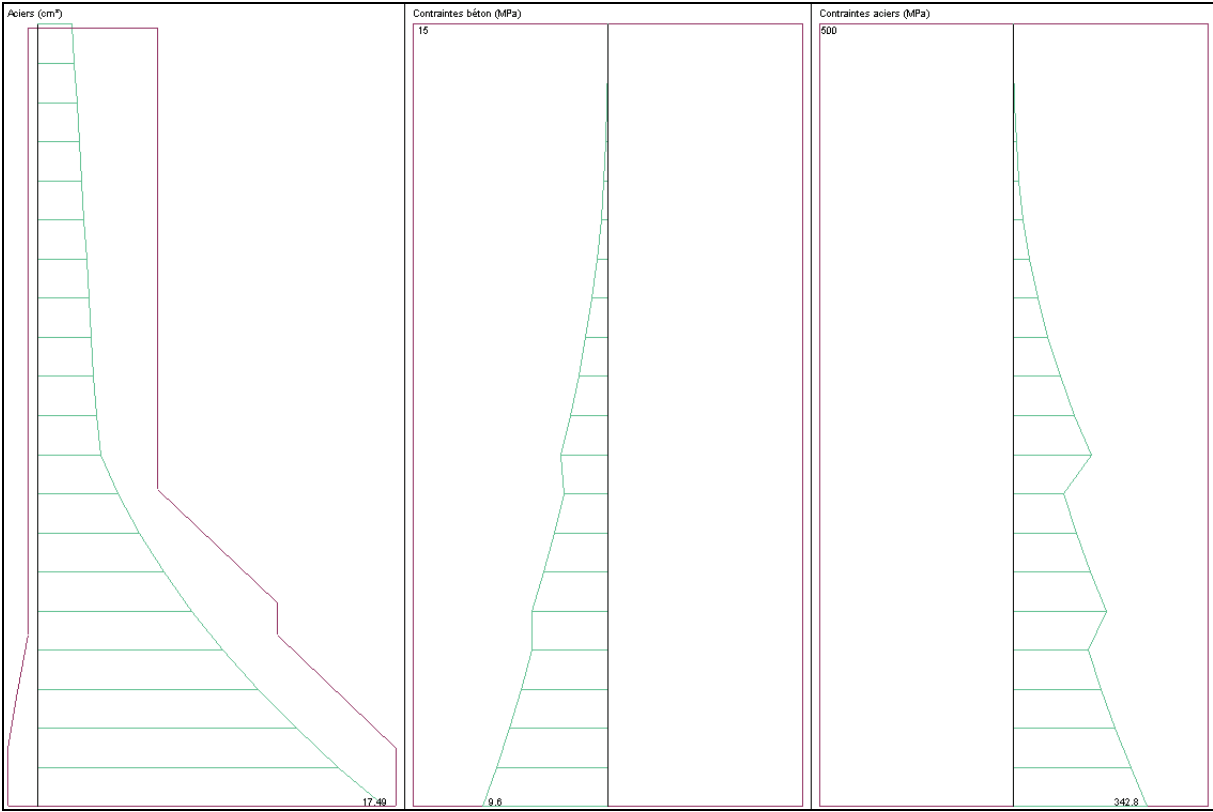


Sollicitation ELS





Vérification des contraintes

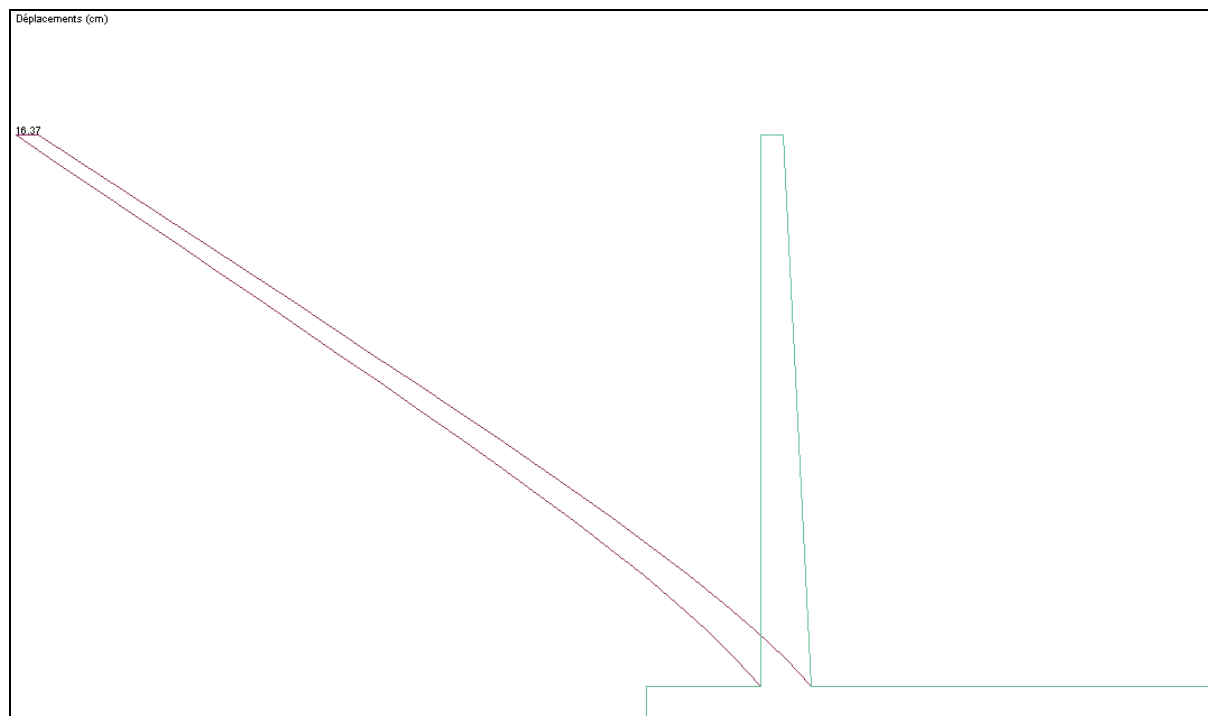


Résultats BAEI

Hérou												
Y (m)	b0 (m)	h (m)	N ELU (kN)	N ELS (kN)	M ELU (kNm)	M ELS (kNm)	TO U (MPa)	A min (cm²)	AG Th (cm²)	AD Th (cm²)	AG Re (cm²)	AD Re (cm²)
0.50	1.00	0.23	3.5	2.6	-0.3	-0.2	0.0091	1.99	0.00	1.99	0.50	6.03
1.00	1.00	0.25	7.4	5.5	-2.5	-1.8	0.0327	2.24	0.00	2.24	0.50	6.03
1.50	1.00	0.28	11.8	8.7	-8.3	-6.2	0.0668	2.49	0.00	2.49	0.50	6.03
2.00	1.00	0.30	16.6	12.3	-19.8	-14.6	0.1086	2.73	0.00	2.73	0.50	6.03
2.50	1.00	0.33	21.7	16.1	-38.6	-28.6	0.1563	2.98	0.00	2.98	0.50	6.03
3.00	1.00	0.35	27.3	20.2	-67.8	-50.2	0.2271	3.23	0.00	4.42	0.50	12.06
3.50	1.00	0.38	33.3	24.7	-111.8	-82.8	0.3036	3.48	0.00	6.94	0.50	12.06
4.00	1.00	0.40	39.7	29.4	-172.4	-127.7	0.3805	3.73	0.00	10.20	1.01	18.10
4.50	1.00	0.43	46.5	34.5	-251.5	-186.3	0.4577	3.98	0.00	14.21	1.51	18.10
5.00	1.00	0.45	53.8	39.8	-350.9	-259.9	0.5345	4.23	0.00	0.00	1.51	18.10

Patin												
Y (m)	b0 (m)	h (m)	N ELU (kN)	N ELS (kN)	M ELU (kNm)	M ELS (kNm)	TO U (MPa)	A min (cm²)	AB Th (cm²)	AH Th (cm²)	AB Re (cm²)	AH Re (cm²)
1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	64.9	48.1	1.0971	2.70	5.50	0.00	6.16	0.00

Talon												
Y (m)	b0 (m)	h (m)	N ELU (kN)	N ELS (kN)	M ELU (kNm)	M ELS (kNm)	TO U (MPa)	A min (cm²)	AB Th (cm²)	AH Th (cm²)	AB Re (cm²)	AH Re (cm²)
0.00	1.00	0.30	0.0	0.0	-65.6	-48.6	2.4827	2.70	0.00	5.56	0.00	6.16

Flèche**Note de calcul**

[02-0176SSLLB B91 Note de calcul V10.2.doc](#)

2.45.5. Fiche de résultats**Valeurs caractéristiques de la poussée des terres**

Hauteur d'influence du talus ou de la surcharge :

	Résultats théorique [m]	Résultats ARCHE [m]	Ecart [%]
z =	-0,14	-	-100.00%
z =	+0,50	-	-100.00%

Valeur de la poussée aux points caractéristiques :

	Résultats théorique [kPa]	Résultats ARCHE [kPa]	Ecart [%]
z = -1,70 m	0	0	
z = -0,14 m	13,7	12	-12.41%
z = 0,50- m	18	-	-
z = 0,50+ m	24,5	28	12.5%
z = 5,00 m	54,2	59	8.14%

Nota : z = 0,00 m en tête de mur.

2.46. Test n° 02-0177SSLLB B91: Arche MDS - Talus incliné fini

2.46.1. Fiche de description

- Référence : ADETS – Le treillis soudé – Calcul et utilisation conformément aux règles BAEL 80 – Fascicule 5 : les murs de soutènement
- Cahier des charges « Méthodes de dimensionnement des murs de soutènement » Nadine Bailly
- Type d'analyse :
- Type d'élément :

2.46.2. Présentation

Le but de ce test est de contrôler sur une base théorique les diagrammes de poussée obtenus avec le module mur de soutènement de Arche et de vérifier que les résultats de ferrailage obtenus entre la version **V10.2 E SP2** et une version ultérieure sont identiques, afin de s'assurer de la non régression du logiciel. La version V10.2 E SP2 est donc ici réputée comme correcte.

Unité :

- Longueur : m
- Charge : kN
- Contrainte : kPa

Géométrie du mur de soutènement :

Géométrie coffrage

Dimensions

Rideau =	4.85	m	Redan	
☒ Erideau =	0.20	m	☒ ESemelle =	0.30
☒ BaseGauche =	0.00	m	☒ BaseDroite =	0.25
☒ Patin =	1.00	m	☒ Talon =	3.55
☒ LargBêche =	0.00	m	☒ HautBêche =	0.00

Stabilité

Glissement : 0.3726 < 0.8000

Renversement : 4.4785 > 1.5000

Poinçonnement : 145.6 < 300.0

Zone comprimée : 5.0000 > 2.5000

Cisaillement rideau : 429.9 < 3000.0

Cisaillement patin : 1203.3 < 3000.0

Cisaillement talon : 2527.2 < 3000.0

Cisaillement bêche : /

Prédimensionnement
Ferrailage
Débloque

Propriété des matériaux

- Béton B25 et Acier FeE500
- Fissuration non préjudiciable, enrobage 2,5 centimètres
- Prise en compte du poids propre
- Durée d'application des charges supérieure à 24 heures

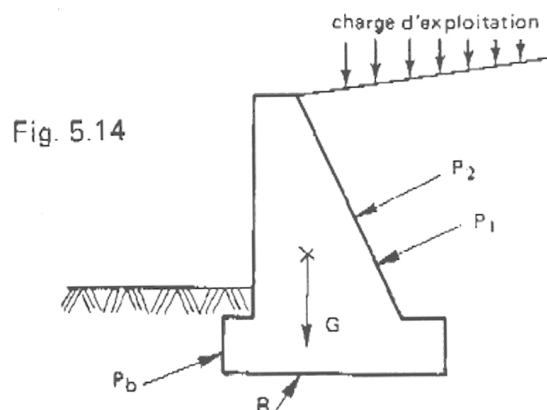
Chargement

- Poids propre mur
Béton : $24,5 \text{ kN/m}^3$
- Sol
 $\gamma_h = 20 \text{ kN/m}^3$
 $\varphi = 30^\circ$
 $C = 0$
- Talus incliné de 24° sur 5 m.

2.46.3. Analyse théorique**Rappel théoriques****Forces agissantes**

Les différentes forces qui agissent sur un mur de soutènement en dehors de la présence d'eau, sont :

- la résultante P_1 de la poussée des terres soutenues,
- la résultante P_2 de la poussée due aux charges d'exploitation sur le terre-plein,
- le poids propre G du mur ,
- la résultante P_b de la butée du terrain devant le mur ,
- la réaction R du sol sous la base du mur .



Par sécurité, il est d'usage de négliger l'action de la butée à l'avant d'un mur de soutènement. En effet, les déplacements nécessaires à la mobilisation de la butée sont importants et sont incompatibles avec l'esthétique et la destination future de l'ouvrage. De plus, la butée peut toujours être supprimée par des travaux de terrassements ultérieurs (pose de canalisations par exemple). Il serait dangereux de la prendre en compte dans les calculs.

Hypothèses de calcul

Les méthodes d'évaluation de la poussée développée ci-après concernent des massifs de sols pulvérulents.

En effet, toutes les théories ont été établies pour ce type de sol. Pour un sol cohérent (de cohésion C et d'angle de frottement interne φ), le théorème des états correspondants permet de ramener l'étude de ce type de sol à celui d'un milieu pulvérulent soumis à son contour à une pression hydrostatique :

$$C * \cotg \varphi$$

Mais l'expérience montre que le rôle de la cohésion qui varie dans le temps, est mal connu et difficilement mesurable.

Le fait de négliger la cohésion allant dans le sens de la sécurité, tous les calculs relatifs aux ouvrages de soutènement seront menés en considérant un sol sans cohésion.

Principe des calculs

La poussée unitaire qui s'exerce sur un écran de poussée en un point M situé à une distance z de l'arête supérieure de l'écran est de la forme :

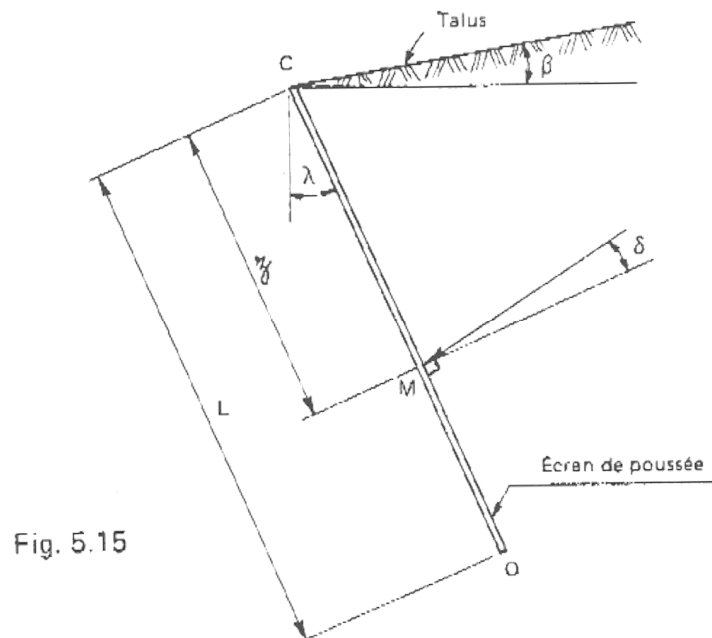
$$P_{(M)} = k_a \times \gamma \times z$$

où :

- γ est le poids volumique des terres
- k_a est le coefficient de pression active (coefficient de poussée) .

Ce coefficient dépend:

- de l'angle β que fait le talus avec l'horizontale,
- de l'angle λ d'inclinaison de l'écran sur la verticale.
- de l'angle de frottement interne φ du terrain situé en arrière de l'écran.
- de l'angle δ d'inclinaison de la poussée unitaire sur la normale à l'écran.



Cet angle δ dépend de l'état de rugosité du parement, lui-même fonction du type de coffrage utilisé pour la réaction de l'écran. Par exemple, pour un écran vertical ($\lambda = 0^\circ$) on prend en général :

- $\delta = 2/3 \varphi$, si le parement est parfaitement lisse (coffrage métallique ou en contreplaqué) ou dans le cas où le tassement général du mur peut être supérieur à celui du remblai.
- $\delta = \varphi$ pour un parement rugueux (coffrage en planches)
- $\delta = \beta$ pour un écran fictif vertical

La résultante p des poussées unitaires, sur la longueur « L » de l'écran, s'applique au tiers inférieur du parement avec l'inclinaison δ et l'intensité :

$$p = k_a \cdot \gamma \cdot L^2 / 2$$

On peut décomposer la poussée en

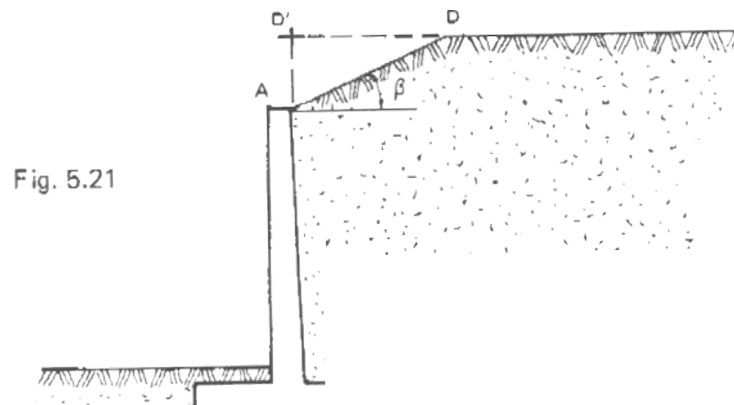
- une composante unitaire horizontale
 $P_H(M) = P(M) \cdot \cos(\lambda + \delta) = k_{aH} \cdot \gamma \cdot z$
- une composante unitaire verticale :
 $P_V(M) = P(M) \cdot \sin(\lambda + \delta) = k_{aV} \cdot \gamma \cdot z$

avec $k_{aH} = k_a \cdot \cos(\lambda + \delta)$

avec $k_{aV} = k_a \cdot \sin(\lambda + \delta)$

On peut représenter la variation de P_H et de P_V en fonction de la cote de profondeur z du point M par deux diagrammes. Si δ est constant sur la distance L , ces deux diagrammes se déduisent l'un de l'autre par affinité.

Mur en T avec talus incliné finis

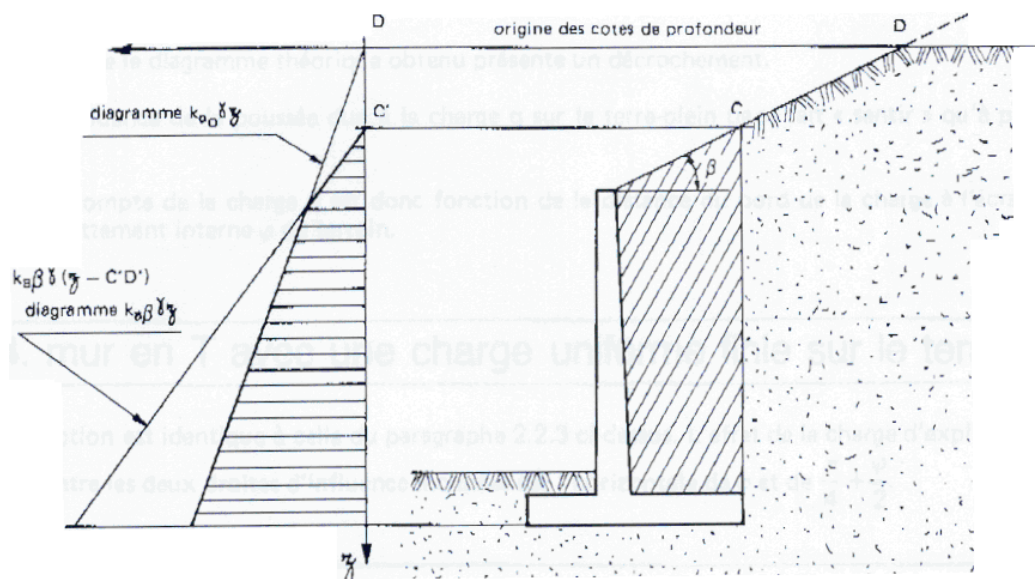


Ce cas est très fréquemment rencontré. Le talus, d'inclinaison β sur l'horizontale, est limité par un terre plein horizontal infini.

La poussée réelle est définie par deux diagrammes de poussée :

- la poussée due à un remblai horizontal infini passant par le point D' : coefficient de poussée K_{a0} ($\beta = 0^\circ$).
- la poussée due à un massif limité par un talus infini d'angle β sur l'horizontale : coefficient de poussée $K_{a\beta}$.

Pour la détermination du diagramme des composantes unitaires (horizontale ou verticale) correspondant au cas du mur avec talus incliné fini, on considère que le diagramme de poussée réelle correspond au minimum des deux diagrammes définis ci-après. La cote du terre-plein est prise comme origine des cotes de profondeur.



2.46.4. Application Numérique

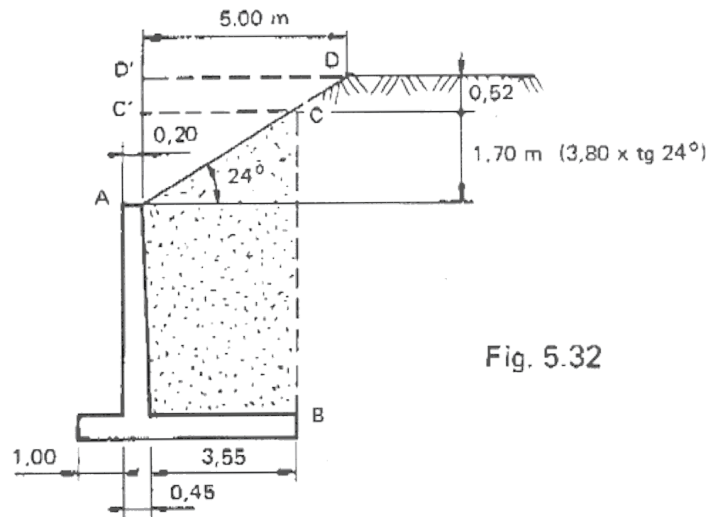


Fig. 5.32

Le talus derrière le mur est incliné de 24° sur l'horizontale. Le terre-plein horizontal commence 5 mètres derrière le voile ($DD' = 5$ m).

Le plan vertical fictif coupe le talus au point C.

La poussée des terres derrière l'écran BC est limitée par deux phénomènes :

- la poussée à partir de C' due à un talus infini et incliné de 24° sur l'horizontale.

On a :

- ☐ $\beta = 24^\circ$
- ☐ $\delta = 24^\circ$, car pris égal à l'angle du talus
- ☐ $\varphi = 30^\circ$
- ☐ $\lambda = 0^\circ$

donc :

- ☐ $\beta / \varphi = 0,8$
- ☐ $\delta / \varphi = 0,8$

D'après les abaques de Caquot-Kérisel, pour :

- ☐ $\delta / \varphi = 1$ on trouve : $K_a = 0,488$
- ☐ $\delta / \varphi = 2/3$ on trouve : $K_a = 0,469$

donc en interpolant :

- ☐ $\delta / \varphi = 0,8 \rightarrow K_a = 0,48$

soit

- ☐ $k_{a\beta H} = k_a * \cos(24^\circ) = 0,44$
- ☐ $k_{a\beta V} = k_a * \sin(24^\circ) = 0,19$

- ☐ La poussée à partir de D' due à un terre-plein horizontal infini :

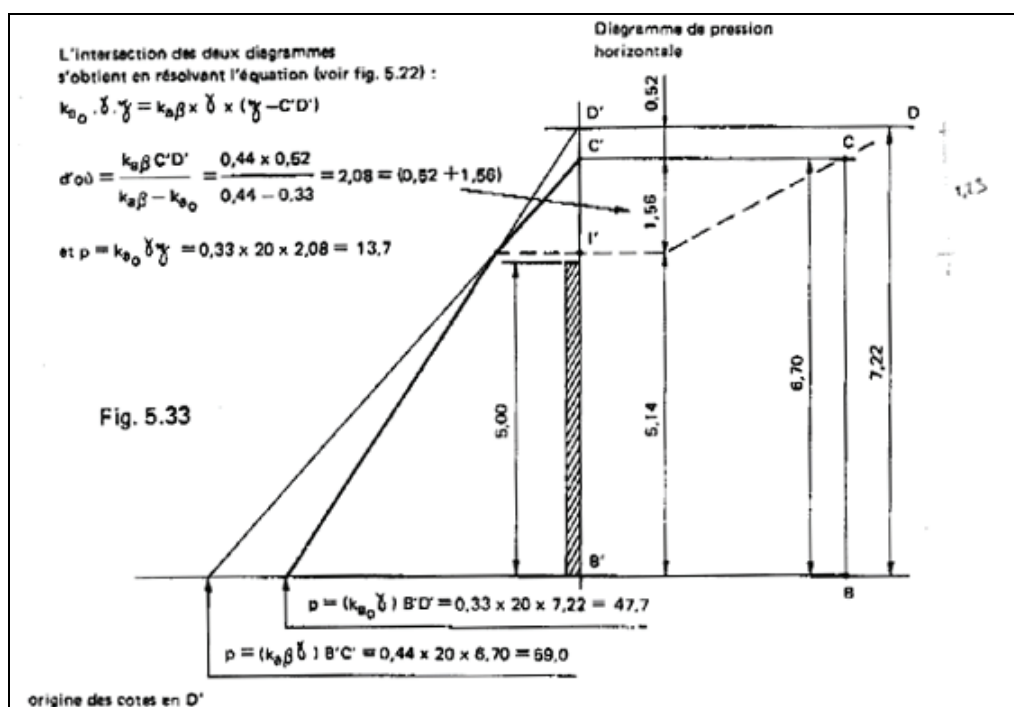
- ☐ $\beta / \varphi = 0$
- ☐ $\delta / \varphi = 0$
- ☐ $\varphi = 30^\circ$
- ☐ $\lambda = 0^\circ$

$\rightarrow K_a = 0,333$

- La poussée est perpendiculaire à l'écran de poussée. Elle est donc horizontale.

- ☐ $k_{aH} = k_a * \cos(\lambda + \delta) = 0,333$
- ☐ $k_{aV} = 0$

Le diagramme de pression à prendre en compte est le diagramme enveloppe correspondant aux valeurs minimales de la poussée.



Le diagramme de la composante horizontale de la poussée diffère peu du diagramme obtenu en considérant uniquement la poussée due au talus horizontal infini à partir de O'. Cela est normal si l'on considère la coupe transversale du mur et la position de l'écran BC, par rapport à la tête du talus.

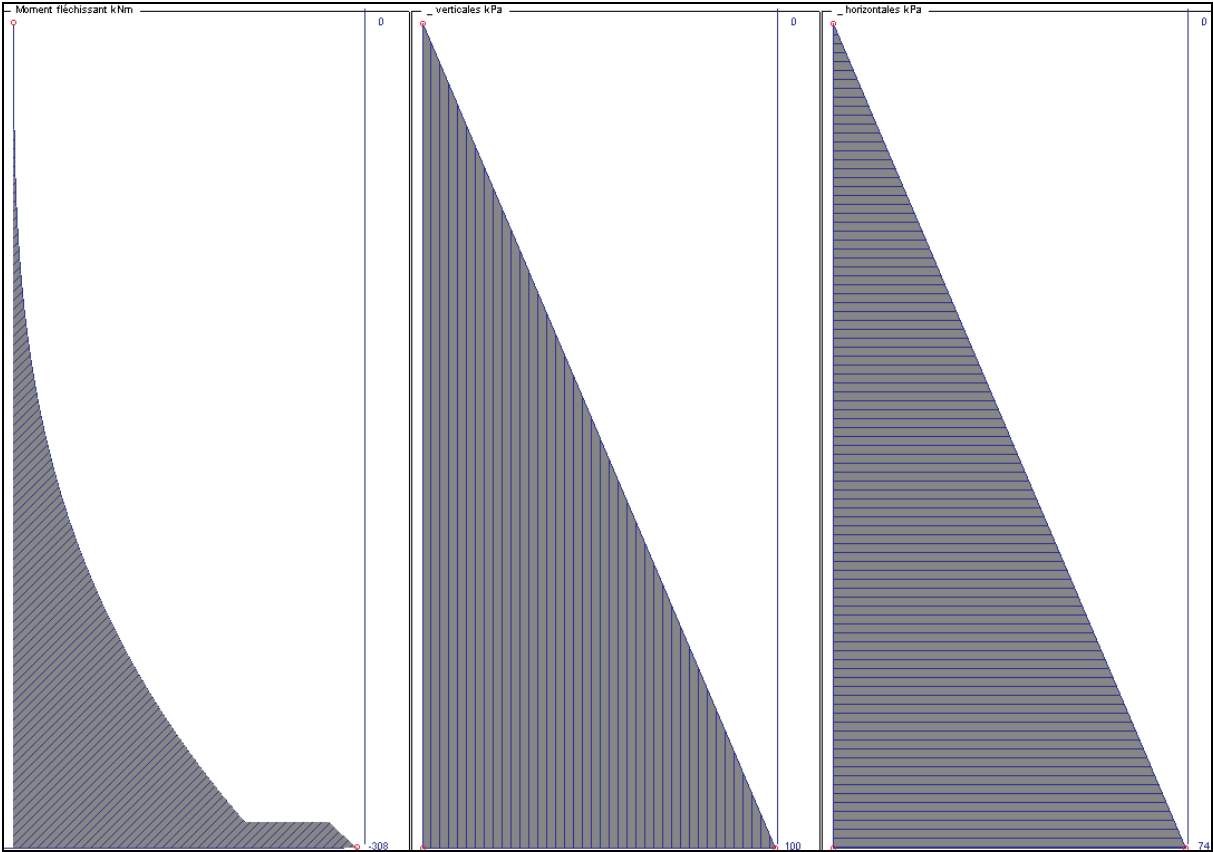
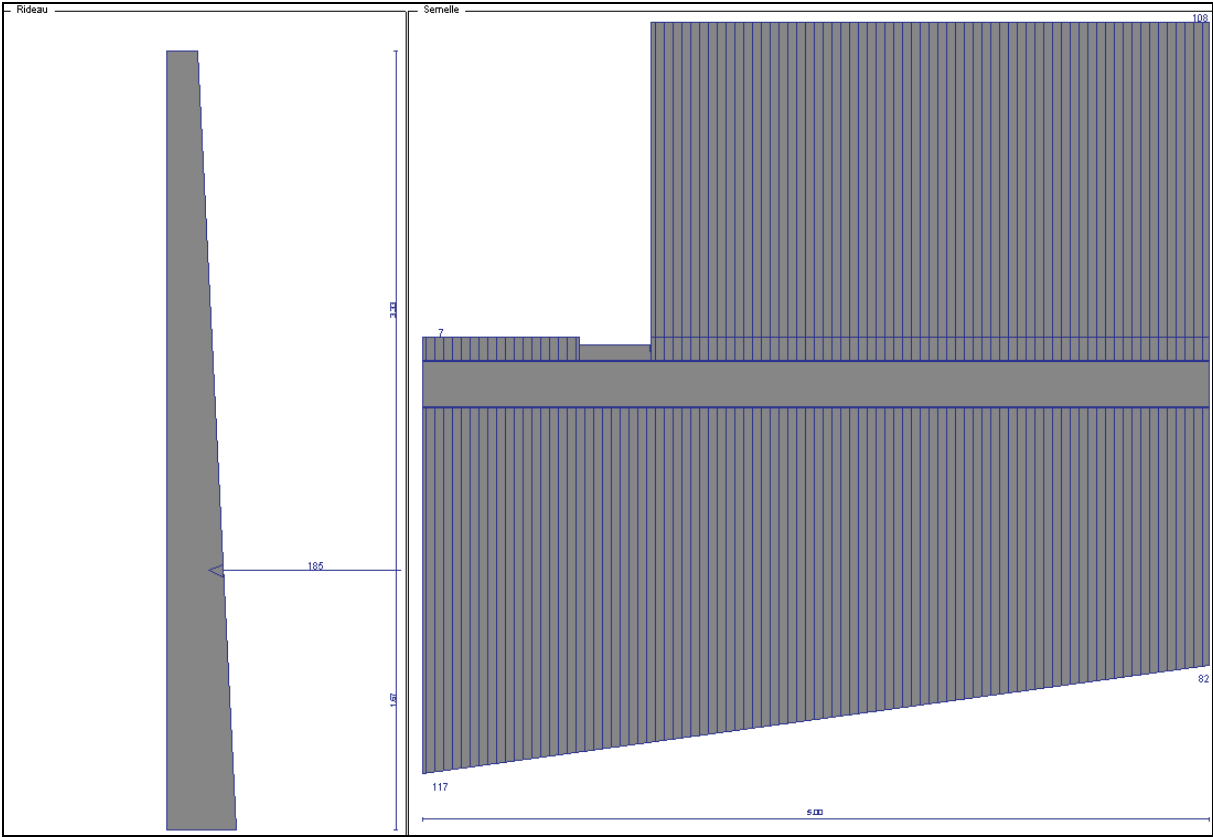
Le diagramme de la composante verticale de la poussée obtenu suivant le même principe est nul sur la hauteur l'B' et pratiquement négligeable entre C' et l' ($k_{a\beta}V = 0,19$).

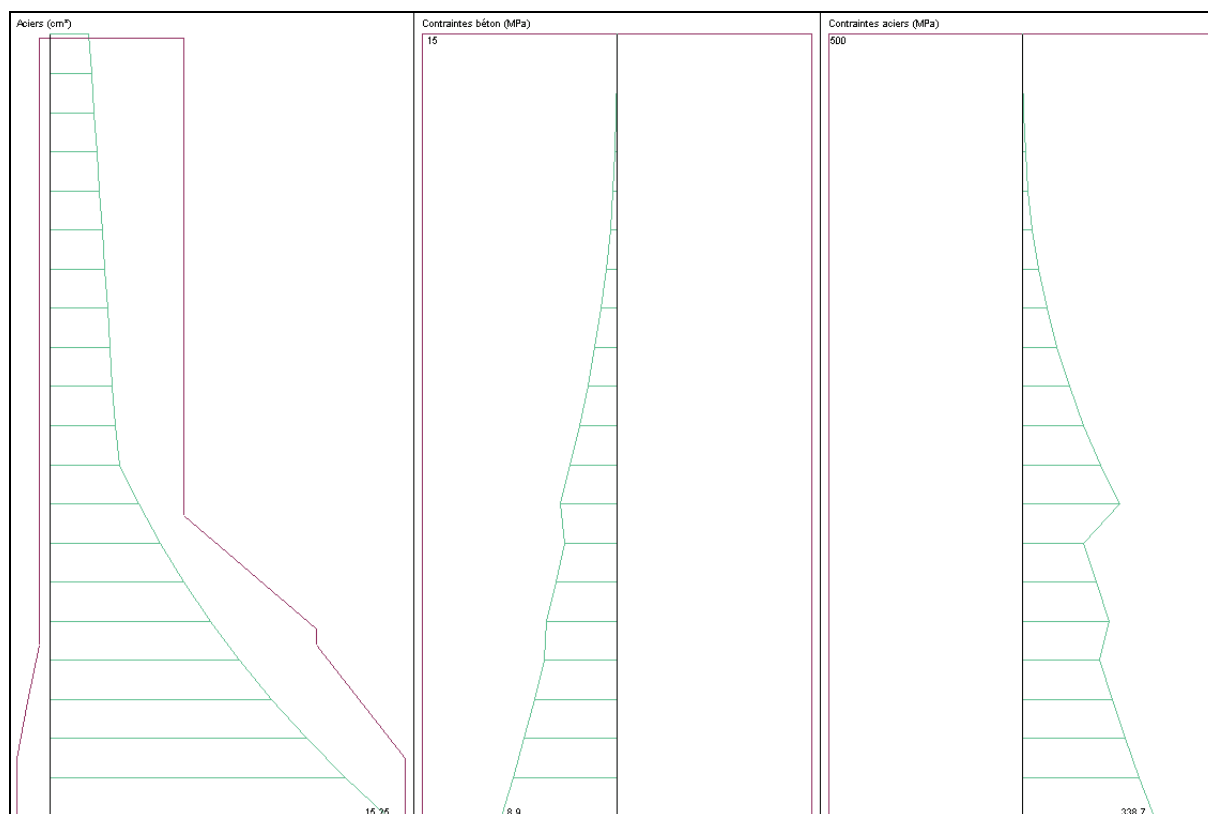
2.46.5. Résultats de référence

Ferraillage

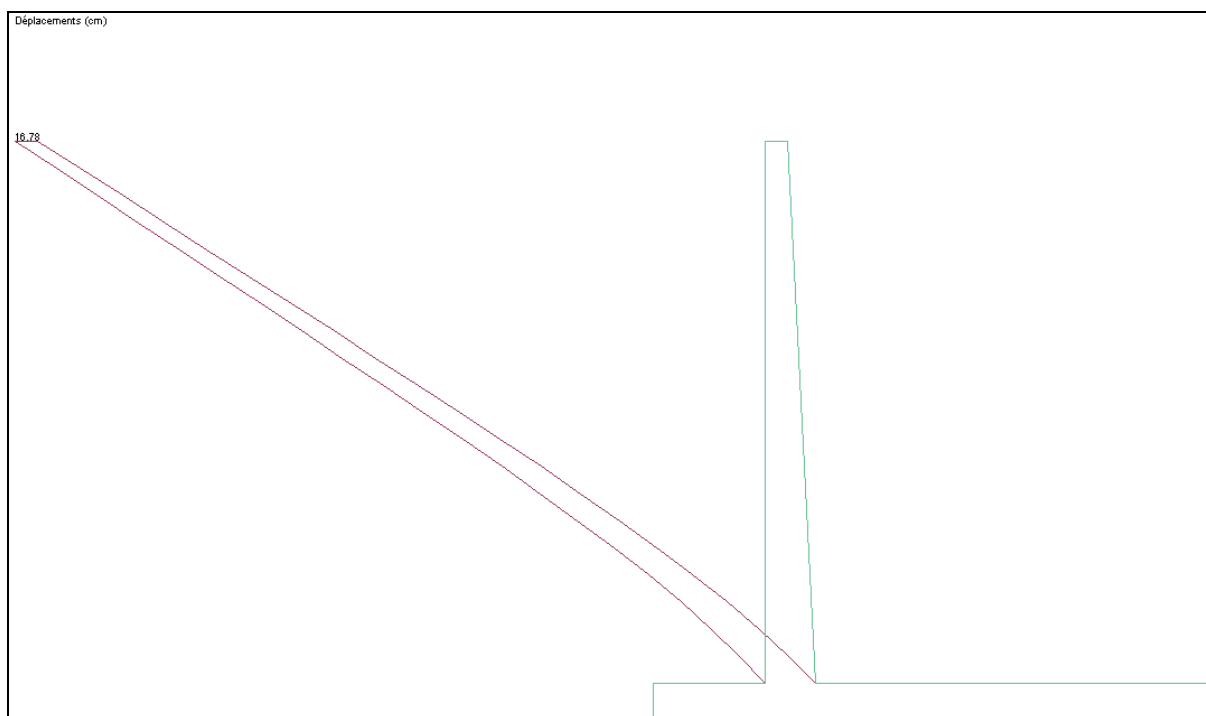
Arche Mur routement/ BAEI Version 10.2		Mur n01 Profil n01	Elément : MDS1	Béton=3.08 m3 Cof=10.3 m² Acier=171.3 kg d=55.7 kg/m3 Fi=11.9 mm	E=2.0 cm d=degré	1 ↑																																													
- Date 13/05/02 - 10 étages - Fichier talus incline fini -																																																			
Élévation Echelle=1/100				Echelle=1/50																																															
				<table><tr><th>Barre</th><th>Lg</th><th>Forme</th></tr><tr><td>1</td><td>6HA16</td><td>444</td></tr><tr><td>2</td><td>21HA8</td><td>100</td></tr><tr><td>3</td><td>4HA14</td><td>518</td></tr><tr><td>4</td><td>25HA8</td><td>100</td></tr><tr><td>5</td><td>1HA8</td><td>482</td></tr><tr><td>6</td><td>1HA8</td><td>106</td></tr><tr><td>7</td><td>1HA8</td><td>70</td></tr><tr><td>8</td><td>24HA8</td><td>100</td></tr><tr><td>9</td><td>3HA16</td><td>482</td></tr><tr><td>10</td><td>3HA16</td><td>185</td></tr><tr><td>11</td><td>2HA16</td><td>105</td></tr><tr><td>12</td><td>24HA8</td><td>100</td></tr><tr><td>13</td><td>8HA16</td><td>201</td></tr><tr><td>14</td><td>8HA8</td><td>136</td></tr></table>	Barre	Lg	Forme	1	6HA16	444	2	21HA8	100	3	4HA14	518	4	25HA8	100	5	1HA8	482	6	1HA8	106	7	1HA8	70	8	24HA8	100	9	3HA16	482	10	3HA16	185	11	2HA16	105	12	24HA8	100	13	8HA16	201	14	8HA8	136		
Barre	Lg	Forme																																																	
1	6HA16	444																																																	
2	21HA8	100																																																	
3	4HA14	518																																																	
4	25HA8	100																																																	
5	1HA8	482																																																	
6	1HA8	106																																																	
7	1HA8	70																																																	
8	24HA8	100																																																	
9	3HA16	482																																																	
10	3HA16	185																																																	
11	2HA16	105																																																	
12	24HA8	100																																																	
13	8HA16	201																																																	
14	8HA8	136																																																	
				<table><tr><th>Barre</th><th>Lg/Poids</th></tr><tr><td>HA8</td><td>111.4/44.0</td></tr><tr><td>HA14</td><td>20.7/25.0</td></tr><tr><td>HA16</td><td>64.8/102.3</td></tr></table>	Barre	Lg/Poids	HA8	111.4/44.0	HA14	20.7/25.0	HA16	64.8/102.3																																							
Barre	Lg/Poids																																																		
HA8	111.4/44.0																																																		
HA14	20.7/25.0																																																		
HA16	64.8/102.3																																																		

Sollicitation ELS



Vérification des contraintes**Résultats BAEI**

Rideau												
Y (m)	b0 (m)	h (m)	N ELU (kN)	N ELS (kN)	M ELU (kNm)	M ELS (kNm)	T0 U (MPa)	A min (cm²)	AG Th (cm²)	AD Th (cm²)	AG Re (cm²)	AD Re (cm²)
0.50	1.00	0.23	3.5	2.6	-0.3	-0.2	0.0091	1.99	0.00	1.99	0.50	6.03
1.00	1.00	0.25	7.4	5.5	-2.5	-1.8	0.0327	2.24	0.00	2.24	0.50	6.03
1.50	1.00	0.28	11.8	8.7	-8.3	-6.2	0.0668	2.49	0.00	2.49	0.50	6.03
2.00	1.00	0.30	16.6	12.3	-19.8	-14.6	0.1086	2.73	0.00	2.73	0.50	6.03
2.50	1.00	0.33	21.7	16.1	-38.6	-28.6	0.1563	2.98	0.00	2.98	0.50	6.03
3.00	1.00	0.35	27.3	20.2	-66.6	-49.4	0.2087	3.23	0.00	4.34	0.50	12.06
3.50	1.00	0.38	33.3	24.7	-105.8	-78.4	0.2649	3.48	0.00	6.54	0.50	12.06
4.00	1.00	0.40	39.7	29.4	-158.0	-117.0	0.3240	3.73	0.00	9.27	1.01	16.08
4.50	1.00	0.43	46.5	34.5	-224.9	-166.6	0.3856	3.98	0.00	12.58	1.51	16.08
5.00	1.00	0.45	53.8	39.8	-416.0	-308.2	0.6058	4.23	0.00	0.00	1.51	16.08
Patin												
Y (m)	b0 (m)	h (m)	N ELU (kN)	N ELS (kN)	M ELU (kNm)	M ELS (kNm)	T0 U (MPa)	A min (cm²)	AB Th (cm²)	AH Th (cm²)	AB Re (cm²)	AH Re (cm²)
1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	72.1	53.4	1.2033	2.70	6.13	0.00	6.16	0.00
Talon												
Y (m)	b0 (m)	h (m)	N ELU (kN)	N ELS (kN)	M ELU (kNm)	M ELS (kNm)	T0 U (MPa)	A min (cm²)	AB Th (cm²)	AH Th (cm²)	AB Re (cm²)	AH Re (cm²)
0.00	1.00	0.30	0.0	0.0	-121.0	-89.7	2.5272	2.70	0.00	10.55	0.00	12.06

Flèche**Note de Calcul**

[02-0177SSLLB B91 Note de calcul V10.2.doc](#)

2.46.6. Fiche de résultats**Valeurs caractéristiques de la poussée des terres**

Hauteur d'influence du talus :

	Résultats théorique [m]	Résultats ARCHE [m]	Ecart [%]
z =	-0,14		-100.00%

Valeur de la poussée aux points caractéristiques :

	Résultats théorique [kPa]	Résultats ARCHE [kPa]	Ecart [%]
z = -1,70 m	0	0	
z = -0,14 m	13.7	12	-12.41%
z = 5 m	47,7	49	2.65%

Nota : z = 0,00 m en tête de mur.

2.47. Test n° 02-0178SSLLB B91: Arche MDS - Terre-plein horizontal infini non chargé

2.47.1. Fiche de description

- Référence : ADETS – Le treillis soudé – Calcul et utilisation conformément aux règles BAEL 80 – Fascicule 5 : les murs de soutènement
Cahier des charges « Méthodes de dimensionnement des murs de soutènement »
Nadine Bailly
- Type d'analyse :
- Type d'élément :

2.47.2. Présentation

Le but de ce test est de contrôler sur une base théorique les diagrammes de poussée obtenus avec le module mur de soutènement de Arche et de vérifier que les résultats de ferrailage obtenus entre la version **V10.2 E SP2** et une version ultérieure sont identiques, afin de s'assurer de la non régression du logiciel. La version V10.2 E SP2 est donc ici réputée comme correcte.

Unité

- Longueur : m
- Charge : kN
- Contrainte : kPa

Géométrie du mur de soutènement

Géométrie coffrage

Dimensions

Rideau =	4.85	m	Redan
☒ Erideau =	0.30	m	☒ ESemelle = 0.30 m
☒ BaseGauche =	0.00	m	☒ BaseDroite = 0.00 m
☒ Patin =	0.80	m	☒ Talon = 1.70 m
☒ LargBêche =	0.00	m	☒ HautBêche = 0.00 m

Stabilité

Glissement : 0.3769 < 0.8000

Renversement : 2.5374 > 1.5000

Poinçonnement : 146.3 < 300.0

Zone comprimée : 2.8000 > 1.4000

Cisaillement rideau : 392.1 < 3000.0

Cisaillement patin : 1089.9 < 3000.0

Cisaillement talon : 1096.8 < 3000.0

Cisaillement bêche : /

Prédimensionnement
Ferrailage
Débloque

Propriété des matériaux

- Béton B25 et Acier FeE500
- Fissuration non préjudiciable, enrobage 2,5 centimètres
- Prise en compte du poids propre
- Durée d'application des charges supérieure à 24 heures

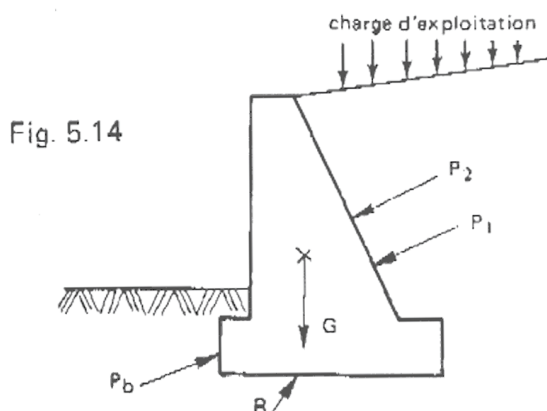
Chargement

- Poids propre mur
Béton : $24,5 \text{ kN/m}^3$
- Sol
 $\gamma_h = 20 \text{ kN/m}^3$
 $\varphi = 30^\circ$
 $C = 0$

2.47.3. Analyse théorique**Rappel théoriques****Forces agissantes**

Les différentes forces qui agissent sur un mur de soutènement en dehors de la présence d'eau, sont :

- la résultante P_1 de la poussée des terres soutenues,
- la résultante P_2 de la poussée due aux charges d'exploitation sur le terre-plein,
- le poids propre G du mur ,
- la résultante P_b de la butée du terrain devant le mur ,
- la réaction R du sol sous la base du mur .



Par sécurité, il est d'usage de négliger l'action de la butée à l'avant d'un mur de soutènement. En effet, les déplacements nécessaires à la mobilisation de la butée sont importants et sont incompatibles avec l'esthétique et la destination future de l'ouvrage. De plus, la butée peut toujours être supprimée par des travaux de terrassements ultérieurs (pose de canalisations par exemple). Il serait dangereux de la prendre en compte dans les calculs.

Hypothèses de calcul

Les méthodes d'évaluation de la poussée développée ci-après concernent des massifs de sols pulvérulents.

En effet, toutes les théories ont été établies pour ce type de sol. Pour un sol cohérent (de cohésion C et d'angle de frottement interne φ , le théorème des états correspondants permet de ramener l'étude de ce type de sol à celui d'un milieu pulvérulent soumis à son contour à une pression hydrostatique :

$$C * \cotg \varphi$$

Mais l'expérience montre que le rôle de la cohésion qui varie dans le temps, est mal connu et difficilement mesurable.

Le fait de négliger la cohésion allant dans le sens de la sécurité, tous les calculs relatifs aux ouvrages de soutènement seront menés en considérant un sol sans cohésion.

Principe des calculs

La poussée unitaire qui s'exerce sur un écran de poussée en un point M situé à une distance z de l'arête supérieure de l'écran est de la forme :

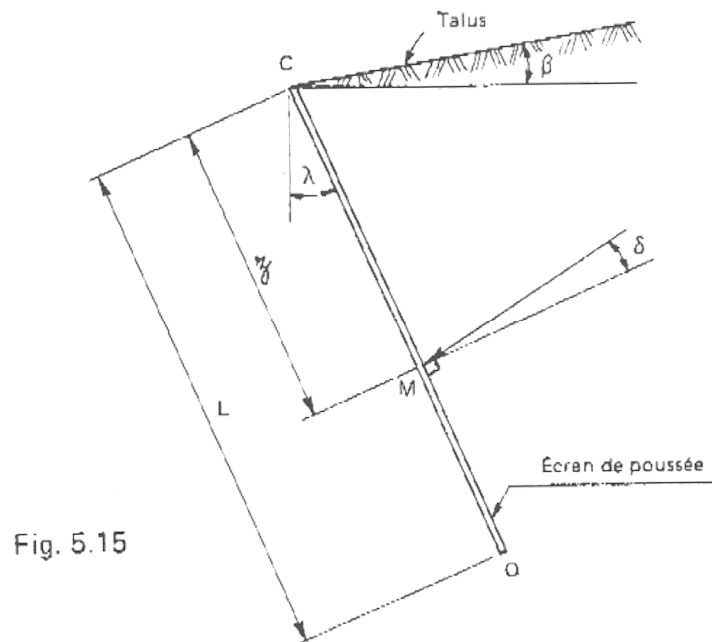
$$P_{(M)} = k_a \times \gamma \times z$$

où :

- γ est le poids volumique des terres
- k_a est le coefficient de pression active (coefficient de poussée) .

Ce coefficient dépend:

- de l'angle β que fait le talus avec l'horizontale,
- de l'angle λ d'inclinaison de l'écran sur la verticale.
- de l'angle de frottement interne φ du terrain situé en arrière de l'écran.
- de l'angle δ d'inclinaison de la poussée unitaire sur la normale à l'écran.



Cet angle δ dépend de l'état de rugosité du parement, lui-même fonction du type de coffrage utilisé pour la réaction de l'écran. Par exemple, pour un écran vertical ($\lambda = 0^\circ$) on prend en général :

- $\delta = 2/3 \varphi$, si le parement est parfaitement lisse (coffrage métallique ou en contreplaqué) ou dans le cas où le tassement général du mur peut être supérieur à celui du remblai.
- $\delta = \varphi$ pour un parement rugueux (coffrage en planches)
- $\delta = \beta$ pour un écran fictif vertical

La résultante p des poussées unitaires, sur la longueur « L » de l'écran, s'applique au tiers inférieur du parement avec l'inclinaison δ et l'intensité :

$$p = k_a \times \gamma \times L^2 / 2$$

On peut décomposer la poussée en

- une composante unitaire horizontale

$$P_H(M) = P(M) * \cos(\lambda + \delta) = k_{aH} * \gamma * z$$

- une composante unitaire verticale :

$$P_V(M) = P(M) * \sin(\lambda + \delta) = k_{aV} * \gamma * z$$

avec $k_{aH} = k_a * \cos(\lambda + \delta)$

avec $k_{aV} = k_a * \sin(\lambda + \delta)$

On peut représenter la variation de P_H et de P_V en fonction de la cote de profondeur z du point M par deux diagrammes. Si δ est constant sur la distance L , ces deux diagrammes se déduisent l'un de l'autre par affinité.

Application Numérique

En considérant un écran fictif vertical passant par l'arrière du talon, les tables de Caquot-Kérisel donnent pour :

- $\beta / \varphi = 0$

- $\delta / \varphi = 0$

- $\varphi = 30^\circ$

- $\lambda = 0^\circ$

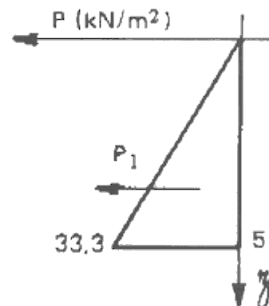
→ $K_a = 0,333$

La poussée est perpendiculaire à l'écran de poussée. Elle est donc horizontale.

- $k_{aH} = k_a * \cos(\lambda + \delta) = 0,333$

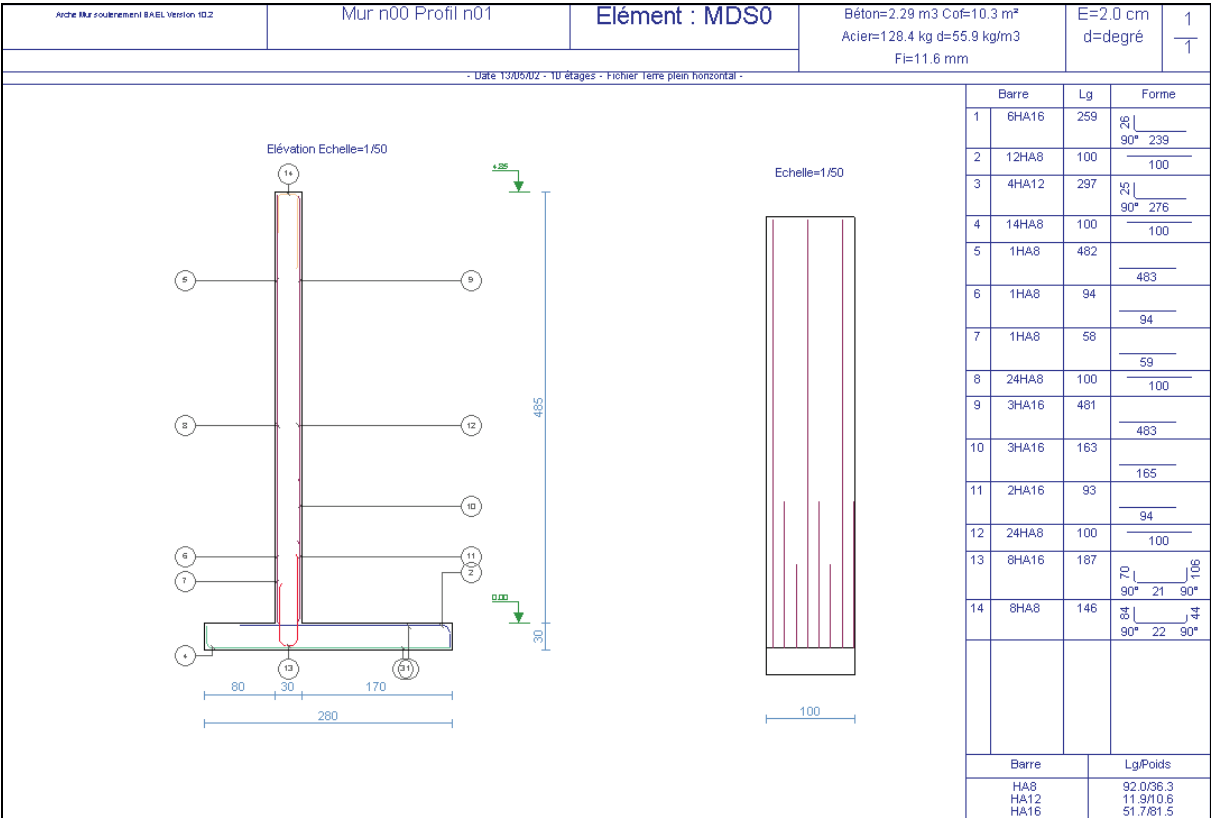
- $k_{aV} = 0$

Le diagramme de poussée a alors une forme triangulaire :

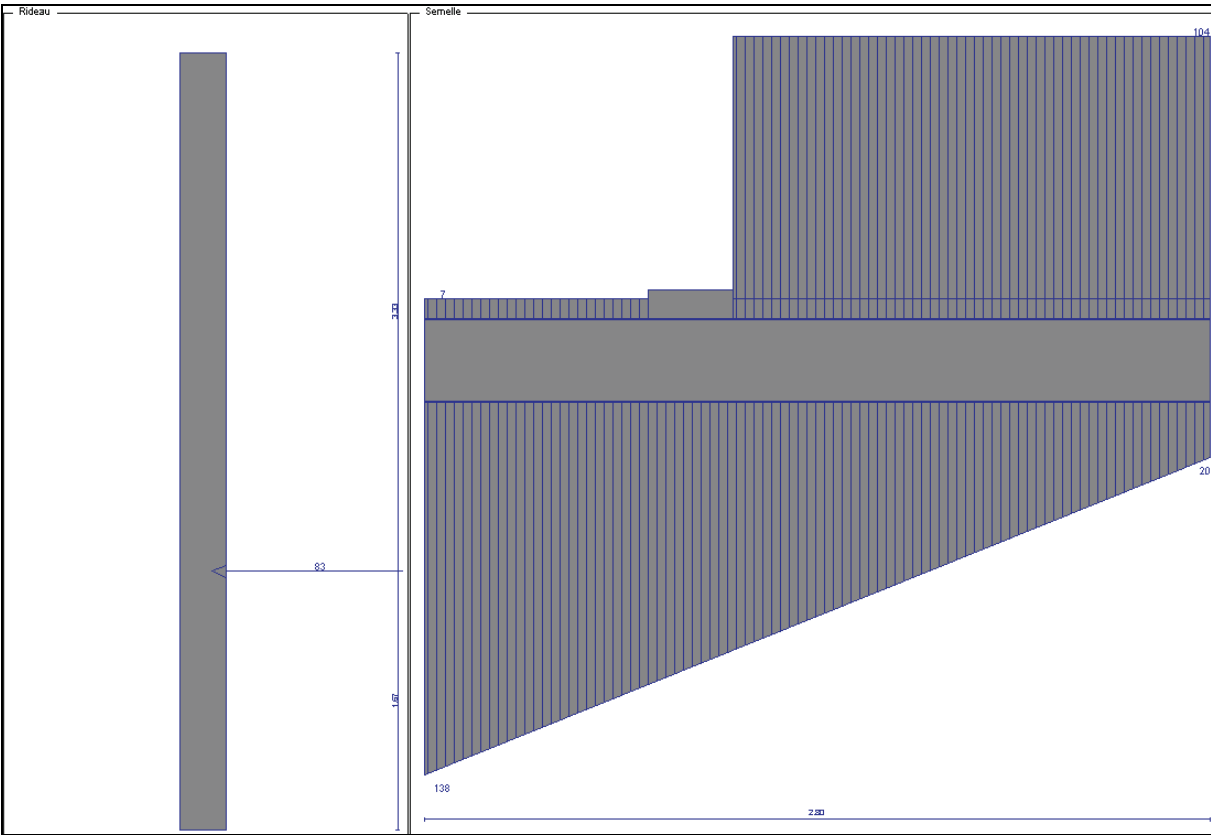


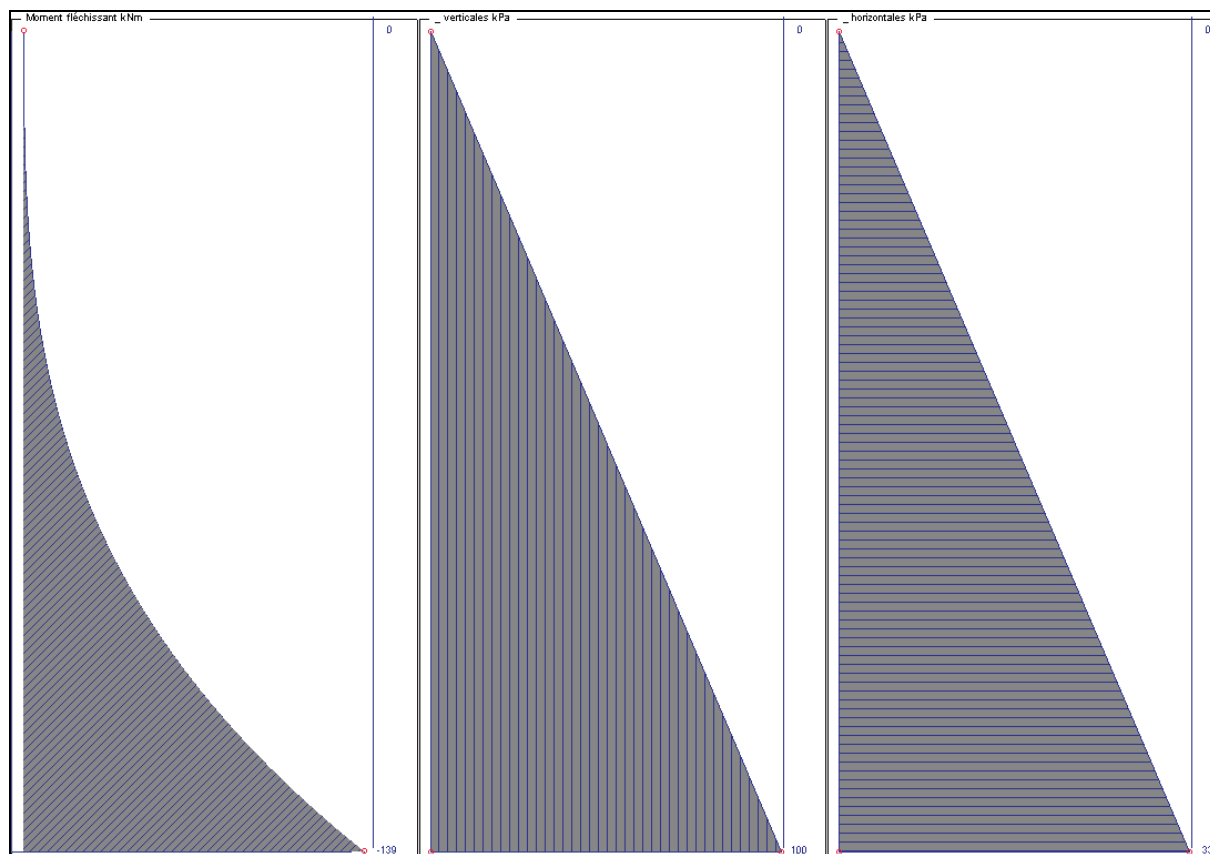
2.47.4. Résultats de référence

Ferraillage

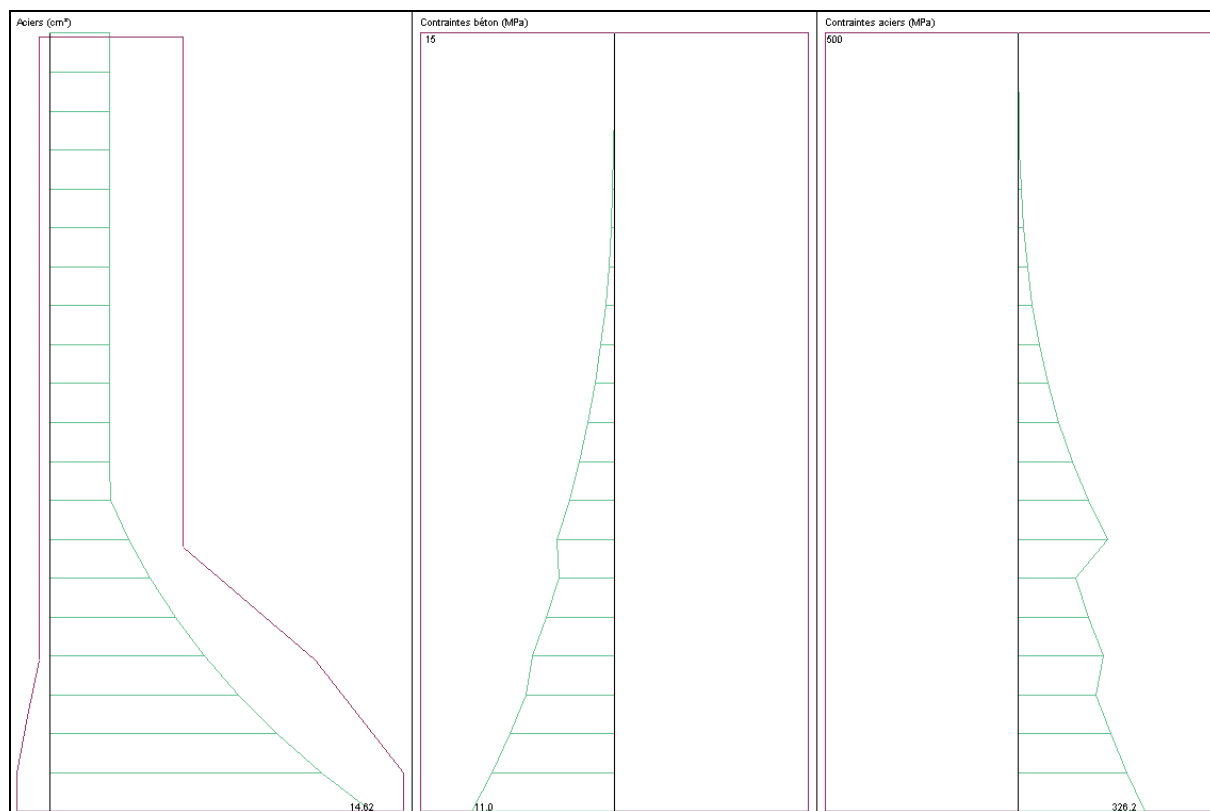


Sollicitation ELS



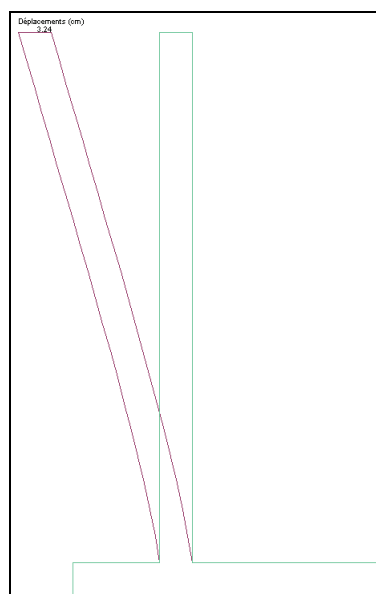


Vérification des contraintes



Résultats BAEL

Rideau												
Y (m)	b0 (m)	h (m)	N ELU (kN)	N ELS (kN)	M ELU (kNm)	M ELS (kNm)	TO U (MPa)	A min (cm²)	AG Th (cm²)	AD Th (cm²)	AG Re (cm²)	AD Re (cm²)
0.50	1.00	0.30	5.0	3.7	-0.2	-0.1	0.0042	2.70	0.00	2.70	0.50	6.03
1.00	1.00	0.30	9.9	7.4	-1.5	-1.1	0.0167	2.70	0.00	2.70	0.50	6.03
1.50	1.00	0.30	14.9	11.0	-5.1	-3.8	0.0375	2.70	0.00	2.70	0.50	6.03
2.00	1.00	0.30	19.9	14.7	-12.0	-8.9	0.0667	2.70	0.00	2.70	0.50	6.03
2.50	1.00	0.30	24.8	18.4	-23.5	-17.4	0.1042	2.70	0.00	2.70	0.50	6.03
3.00	1.00	0.30	29.8	22.1	-40.5	-30.0	0.1500	2.70	0.00	3.03	0.50	6.03
3.50	1.00	0.30	34.8	25.7	-64.3	-47.7	0.2042	2.70	0.00	5.02	0.50	12.06
4.00	1.00	0.30	39.7	29.4	-96.0	-71.1	0.2667	2.70	0.00	7.75	1.01	16.08
4.50	1.00	0.30	44.7	33.1	-136.7	-101.3	0.3376	2.70	0.00	11.40	1.51	16.08
5.00	1.00	0.30	49.7	36.8	-187.6	-138.9	0.4167	2.70	0.00	0.00	1.51	16.08
Palin												
Y (m)	b0 (m)	h (m)	N ELU (kN)	N ELS (kN)	M ELU (kNm)	M ELS (kNm)	TO U (MPa)	A min (cm²)	AB Th (cm²)	AH Th (cm²)	AB Re (cm²)	AH Re (cm²)
0.80	1.00	0.30	0.0	0.0	51.5	38.1	1.0899	2.70	4.33	0.00	4.52	0.00
Talon												
Y (m)	b0 (m)	h (m)	N ELU (kN)	N ELS (kN)	M ELU (kNm)	M ELS (kNm)	TO U (MPa)	A min (cm²)	AB Th (cm²)	AH Th (cm²)	AB Re (cm²)	AH Re (cm²)
0.00	1.00	0.30	0.0	0.0	-117.7	-87.2	1.0968	2.70	0.00	10.25	0.00	12.06

Flèche**Note de calcul**

[02-0178SSLLB_B91 Note de calcul V10.2.doc](#)

2.47.5. Fiche de résultats**Valeurs caractéristiques de la poussée des terres**

	Résultats théorique [kPa]	Résultats ARCHE [kPa]	Ecart [%]
z = 0 m	0	0	0.00%
z = 5 m	33.3	32	-4.00%

2.48. Test n° 02-0179SSLLB B91: Vérification au glissement - Semelle isolée**2.48.1. Fiche de description**

- Référence : Graitec interne
- Type d'analyse : statique linéaire suivant BAEL91/DTU 13.12
- Type d'élément : semelle

2.48.2. Présentation

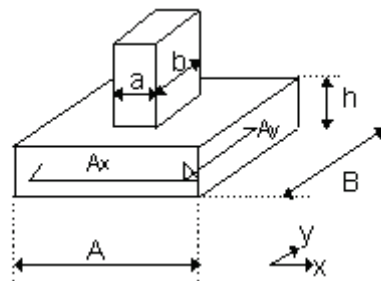
Le but est de faire une vérification au glissement (rapport H/V) dans le cas où la composante verticale V est négatif (soulèvement global de la semelle).

Ce cas n'est pas très réaliste mais permet de vérifier la prise en compte correcte des signes des composantes verticales de chaque effort.

La vérification se fait conformément au DTU 13.12

Les caractéristiques générales, retenues pour le calcul, sont les suivantes:

- Contrainte admissible du sol (ELU): 0.30 Mpa
- Béton utilisé: B25 (fissuration non préjudiciable)
- Ferrailage: Barre HA Fe500

**Unité :**

- Longueur : m
- Charge : KN

Géométrie :

- Semelle: $A=1.00\text{m}$, $B=1.00\text{m}$ et $h=0.30\text{m}$
- Fut: $a=0.25\text{m}$, $b=0.25\text{m}$ et $h=0.30\text{m}$

Propriété des matériaux :

- Béton B25 et Acier FeE500,
- Fissuration non préjudiciable,
- Durée d'application supérieure à 24 heures.

Conditions aux limites :

- contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 0.30 \text{ MPa}$.

Chargements :

Le torseur des efforts appliqués est le suivant:

Charge	V kN	Mx kNm	My kNm	Hx kN	Hy kN
Permanente	10.0	0.0	0.0	5.0	0.0
Exploit. 1	-15.0	0.0	0.0	2.0	0.0
Exploit. 2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Neige	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Vent1:X+sur.	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Vent2:X+dép.	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Vent3:X-sur.	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Vent4:X-dép.	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Vent5:Y+sur.	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Vent6:Y+dép.	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Vent7:Y-sur.	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Vent8:Y-dép.	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Séisme 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Séisme 2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Séisme 3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Acciden.	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

ATTENTION, le poids propre de la semelle n'est pas pris en compte.

2.48.3. Vérification au glissement

Dans ce cas, la vérification au glissement se fait suivant la combinaison suivante:

$$1.35G + 1.5Q$$

Attention, les coefficients de pondération doivent être les mêmes pour les composantes H et V.

Calcul de H:

$$H = 1.35 \cdot 5 + 1.5 \cdot 2 = 9.75 \text{ KN}$$

Calcul de V:

$$V = 1.35 \cdot 10 + 1.5 \cdot (-15) = -9.00 \text{ KN}$$

Rapport H/V:

$$H/V = 9.75 / -9.00 = -1.08$$

**Le rapport H/V est négatif, la vérification au glissement n'est donc pas satisfaite
=> Le module Semelle doit donc renvoyer un message d'erreur.**

Travée	A théo			A réel			Esp		
	v10.2	v2009	Ecart	v10.2	v2009	Ecart	v10.2	v2009	Ecart
Sup. X	0	0	0.00%	0	0	0.00%	0.000	0.000	0.00%
Inf. X	0.16	0.16	0.00%	2.01	2.01	0.00%	0.275	0.275	0.00%
Sup. Y	0	0	0.00%	0	0	0.00%	0.000	0.000	0.00%
Inf. Y	0.17	0.17	0.00%	2.01	2.01	0.00%	0.275	0.275	0.00%

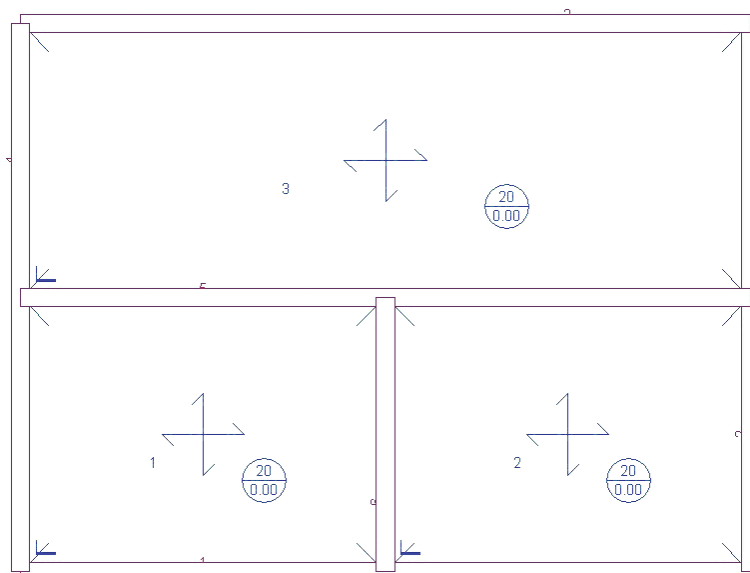
Hypothèses calcul / Tenir compte de la condition de non fragilité = off

2.49. Test n° 03-0180SSLLG B91: Dalle rectangulaire appuyée sur des voiles

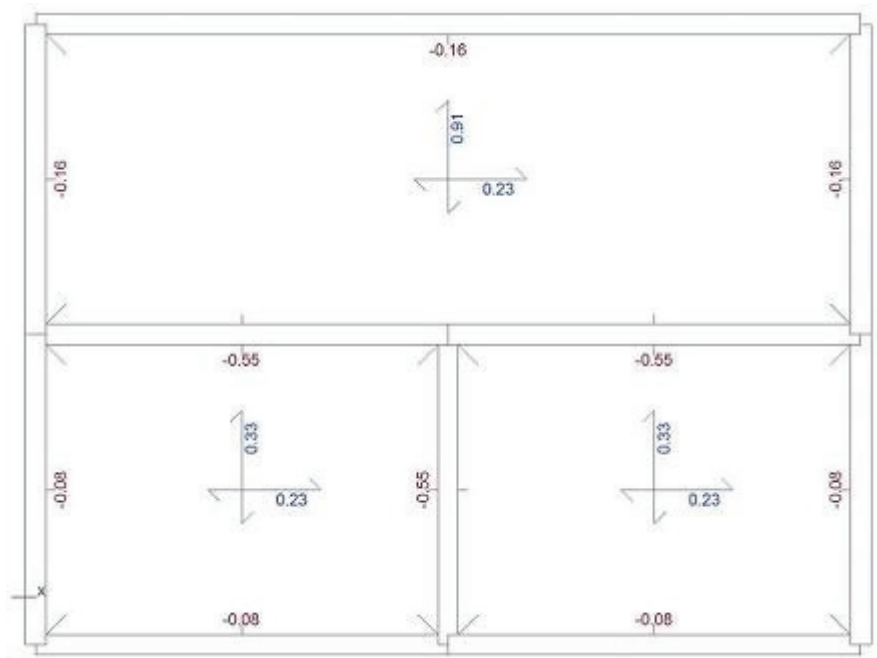
2.49.1. Fiche de description

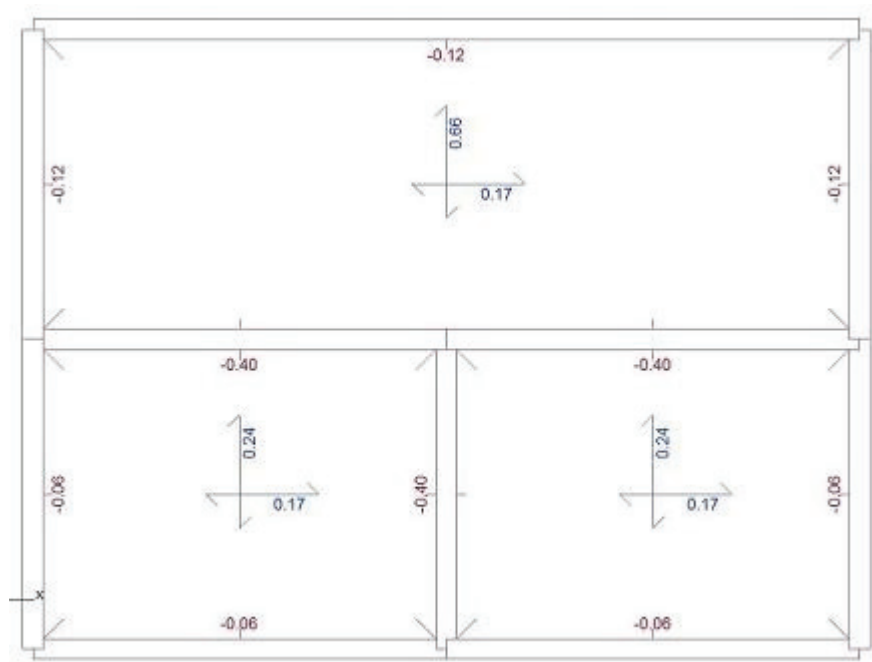
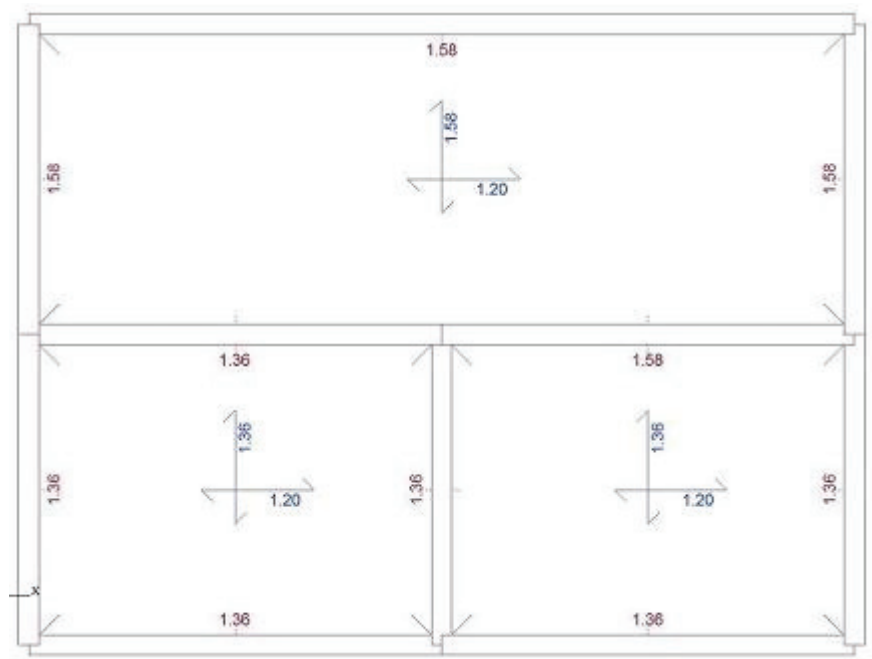
Géométrie

Le but est de comparer les résultats sur la dalle suivante:

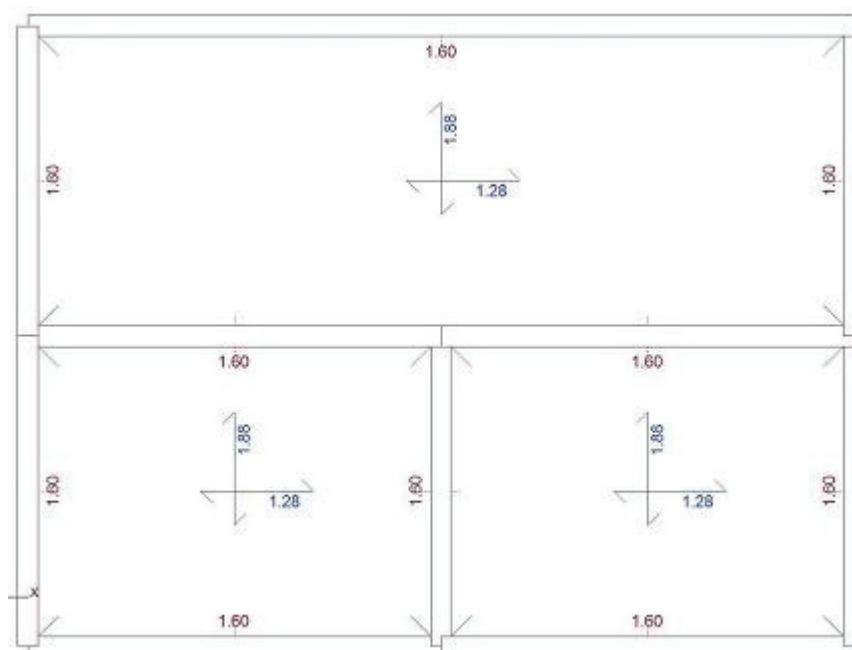


Sollicitations ELU



Sollicitations ELS**Ferraillage théorique**

Ferraillage réel



Flèche



Note de calcul de Arche

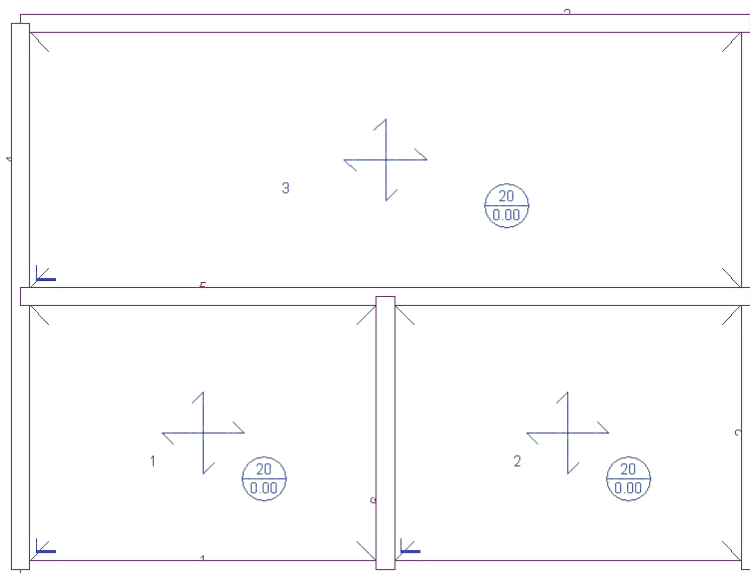
[03-0180SSLLG_B91 Note de calcul v2010.doc](#)

2.50. Test n° 03-0181SSLLG B91: Dalle rectangulaire appuyée sur des voiles

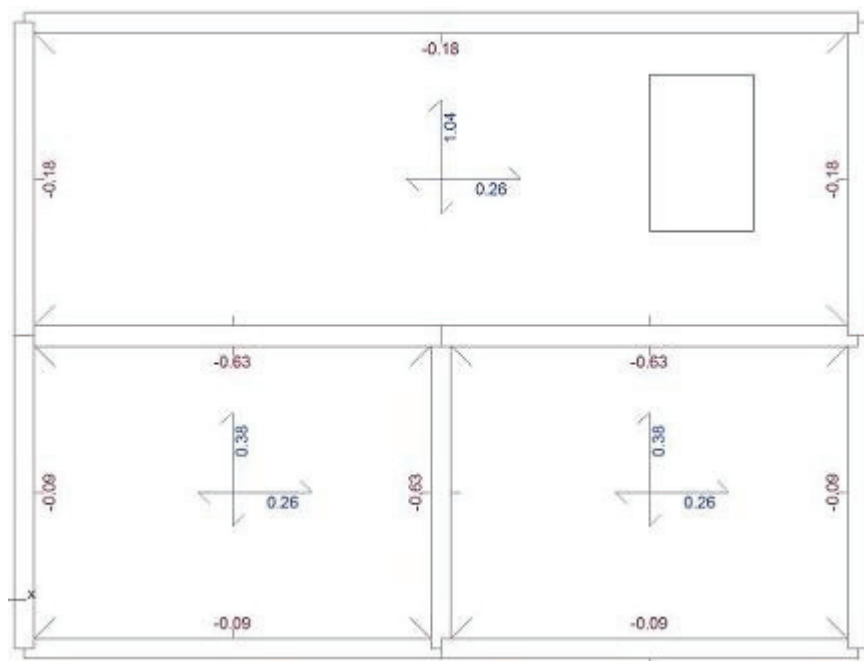
2.50.1. *Fiche de description*

Géométrie

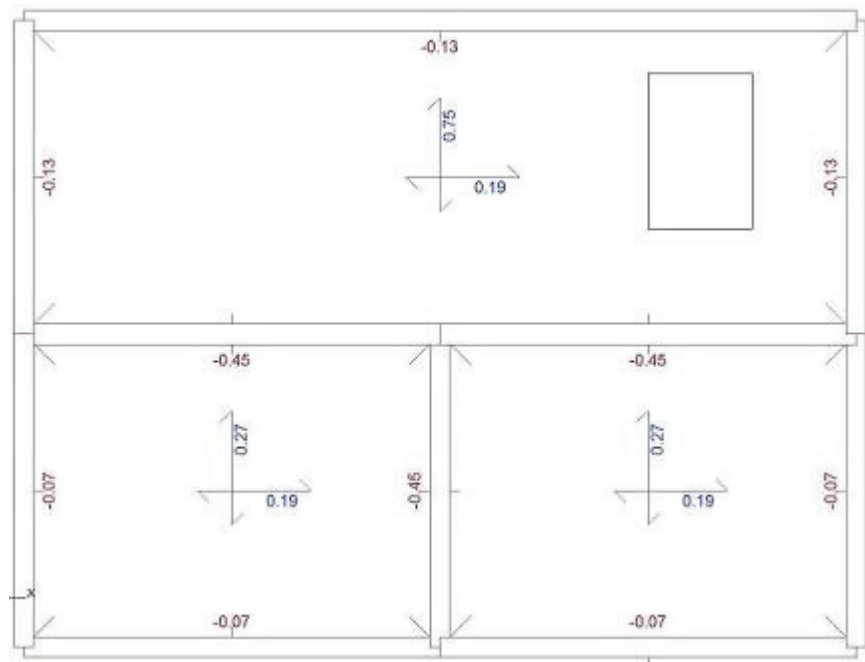
Le but est de comparer les résultats sur la dalle suivante:



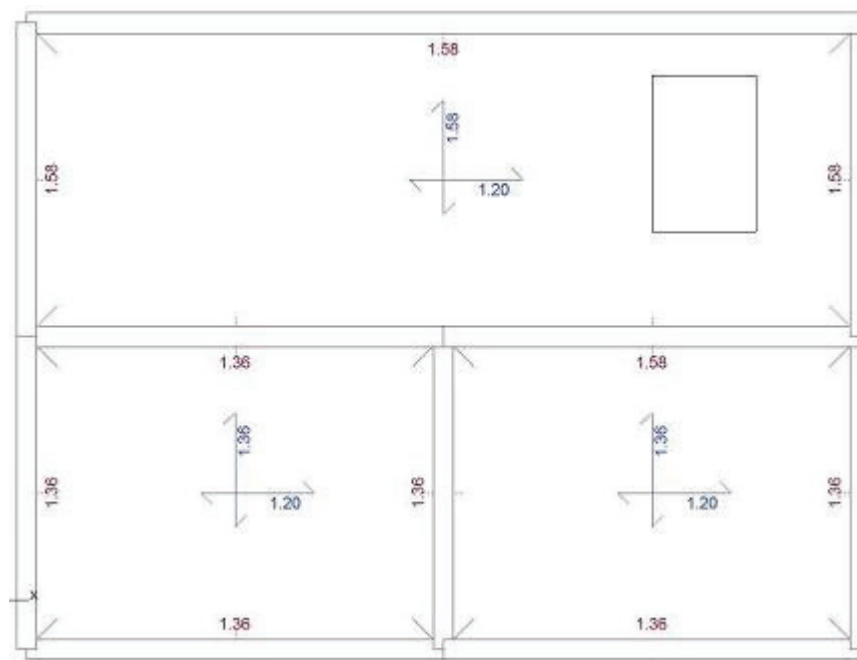
Sollicitations ELU

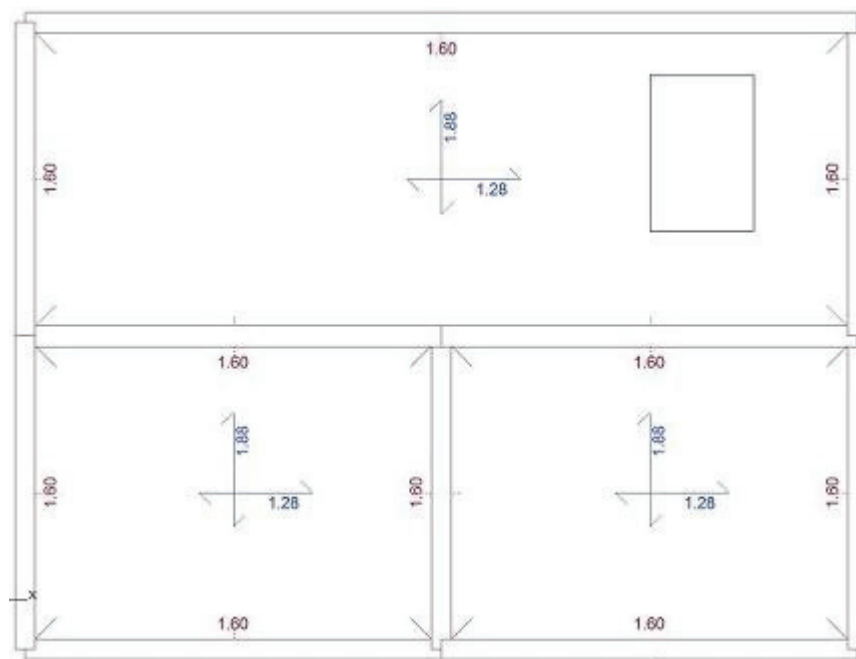


Sollicitations ELS



Ferraillage théorique



Ferraillage réel**Flèche****Note de calcul de Arche**

[03-0181SSLLG_B91 Note de calcul v2010.doc](#)

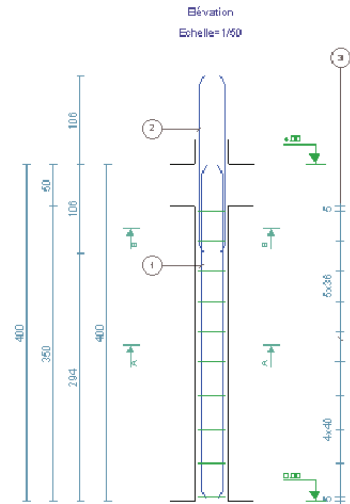
Note

Hypothèses de calcul – Aucun appui continu

2.51. Test n° 03-0184SSLLG_B91: Poteau rectangulaire - Flexion composée déviée

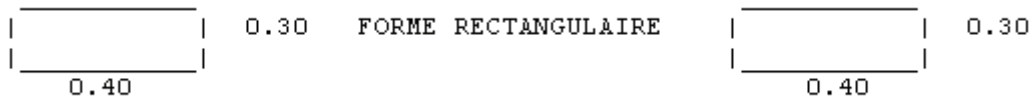
2.51.1. Hypothèses générales

- Unités:
 - Longueur : Mètre
 - Force : TonneForce
 - Moment : T*m
 - Contraintes : MegaPa. (N/mm²)
- Calculs selon le BAEL 91 Méthode Forfaitaire
- $F_{c28} = 30 \text{ MPa}$ $F_{eL} = 400 \text{ MPa}$ $F_{eT} = 400 \text{ MPa}$
- Densité du béton : 2.300 T/m^3
- Poteau bi-encasté
- Application des combinaisons supérieure à 1 h et inférieure à 24 h
- Majeure partie des charges appliquée avant 28 j
- CF 2 H Méthode complète
- Fissuration préjudiciable Add99
- Enrobages = 0.030 m
- Pas de dispositions au séisme.



2.51.2. Géométrie

- Hauteur sous dalle 3.50 m Hauteur 0.30 m
- Hauteur poutre 0.50 m (à gauche et à droite du poteau)



2.51.3. Charges

Type de charge	Nz	Mx	My	Tx	Ty
Permanente	70.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Poids propre	1.10	/	/	/	/
Exploitation 1	20.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vent 1	0.00	0.00	2.00	1.00	0.00
Neige	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00

2.51.4. Résultats comparatifs

Résultats v11.1H SP4	Résultats v12.1C	Résultats v2009
Elancement $\lambda_x=17.32$ $\lambda_y=23.09$ Nmax=136T Mymax=10.8Tm pour N=96T Amin=5.6 A=43.6 Amax=60 Ax=32.8 Ay=10.8 Aciers réels Al:4HA40 At:10HA12 Température Béton 527° Acier 613° Coef d'affaiblissmt Béton 0.56 Acier 0.34 Effort normal Critique 222.5<91.1 Φ moy=32.7 Ratio 604.5 Prix 708.55€	Elancement $\lambda_x=17.32$ $\lambda_y=23.09$ Nmax=136T Mymax=10.8Tm pour N=96T Amin=5.6 A=43.6 Amax=60 Ax=32.8 Ay=10.8 Aciers réels Al:4HA40 At:10HA12 Température Béton 527° Acier 613° Coef d'affaiblissmt Béton 0.56 Acier 0.34 Effort normal Critique 222.5<91.1 Φ moy=32.7 Ratio 604.5 Prix 708.55€	Elancement $\lambda_x=17.32$ $\lambda_y=23.09$ Nmax=136T Mymax=10.8Tm pour N=96T Amin=5.6 A=43.6 Amax=60 Ax=32.8 Ay=10.8 Aciers réels Al:4HA40 At:10HA12 Température Béton 527° Acier 613° Coef d'affaiblissmt Béton 0.56 Acier 0.34 Effort normal Critique 222.5<91.1 Φ moy=32.73 Ratio 604.48 Prix 708.55€

	v11.1H SP4	v2010	Ecart
Aciers longitudinaux nécessaires	43.6	37.6	-13.76%
Aciers mis en place	50.27	50.27	0.00%
	4HA40	4HA40	
Aciers transversaux	HA 12	HA 12	
	10 cadres	10 cadres	

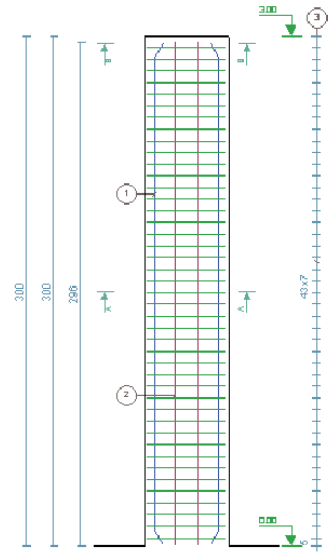
REMARQUE

Le ferrailage obtenu est plus faible du fait de l'application de la méthode de Perchat dans le cas d'une flexion composée déviée. Auparavant, l'excentricité additionnelle était comptée 2 fois.

2.52. Test n° 03-0186SSLLG B91: Poteau rectangulaire - Méthode forfaitaire

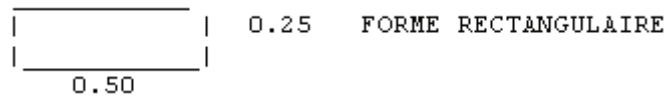
2.52.1. Hypothèses générales

- Unités:
 - Longueur : Mètre
 - Force : TonneForce
 - Moment : T*m
 - Contraintes : MegaPa. (N/mm²)
- Calculs selon le BAEL 91 Méthode Forfaitaire
- $F_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $F_{eL} = 500 \text{ MPa}$ $F_{eT} = 500 \text{ MPa}$
- Densité du béton : 2.499 T/m^3
- Poteau encastré-libre
- Application des combinaisons supérieure à 24 h
- Date d'application des charges : autre cas suivant BAEL 91
- CF 0 H Fissuration non préjudiciable
- Enrobages = 0.020 m
- Dispositions au séisme suivant les PS92.
Poteau principal.



2.52.2. Géométrie

- Hauteur sous dalle 3 m
- Libre en tête



2.52.3. Charges

Type de charge	Nz	Mx	My	Tx	Ty
Permanente	20.00	0.00	1.30	3.00	0.00
Poids propre	0.94	/	/	/	/

2.52.4. Résultats comparatifs

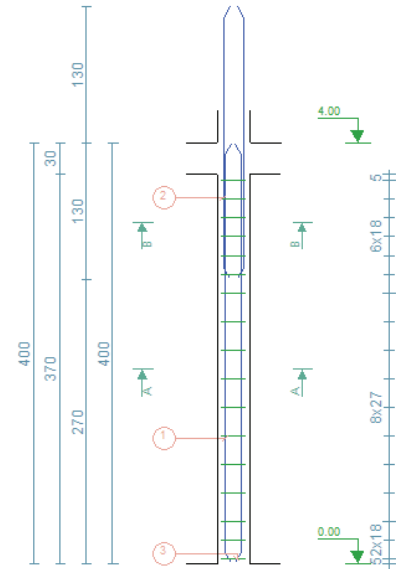
Résultats v11.1H SP4	Résultats v12.1C	Résultats v2009
Elancement $\lambda_x=41.57$ $\lambda_y=83.14$ Nmax=28.625T Mymax=13.905Tm Amin=12.5 A=32 Amax=62.5 Ax=27 Ay=5 Aciers réels Al:4HA32+4HA25 At:44HA8 E1y = 0.06 E2y = 0.173 m E1x = 1.476 E2x = 0.086 m Hauteur utile X=0.46 Y=0.209 Φ moy=14.5 Ratio 425.9 Prix 526.3€	Elancement $\lambda_x=41.57$ $\lambda_y=83.14$ Nmax=28.625T Mymax=13.905Tm Amin=12.5 A=32 Amax=62.5 Ax=27 Ay=5 Aciers réels Al:4HA32+4HA25 At:44HA12 E1y = 0.06 E2y = 0.173 m E1x = 1.476 E2x = 0.086 m Hauteur utile X=0.456 Y=0.206 Φ moy=16.3 Ratio 579.1 Prix 622.6€	Elancement $\lambda_x=41.57$ $\lambda_y=83.14$ Nmax=28.3T Mymax=13.905Tm Amin=12.5 A=32 Amax=62.5 Ax=27 Ay=5 Aciers réels Al:4HA32+4HA25 At:44HA12 E1y = 0.06 E2y = 0.173 m E1x = 1.476 E2x = 0.086 m Hauteur utile X=0.452 Y=0.202 Φ moy=16.3 Ratio 578.8 Prix 622.6€

	v11.1H SP4	v2010	Ecart
Aciers longitudinaux nécessaires	32	32	0.00%
Aciers mis en place	51.80	51.80	0.00%
	4HA32 + 4HA25	4HA32 + 4HA25	
Aciers transversaux	HA 8	HA 12	
	44 cadres + 88 épingles	44 cadres + 88 épingles	

2.53. Test n° 03-0188SSLG_EC2: Poteau carré - Méthode simplifiée (règles professionnelles)

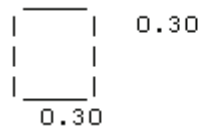
2.53.1. Hypothèses générales

- Unités:
 - Longueur : Mètre
 - Force : TonneForce
 - Moment : T*m
 - Contraintes : MegaPa. (N/mm²)
- Calculs selon les EUROCODES (France)
- Aciers longitudinaux : Méthode simplifiée (règles professionnelles)
- $F_{ck} = 30.00$ MPa $F_{yk} = 500.00$ MPa
- Densité du béton : 2.499 T /m³
- Enrobages = 0.035 m

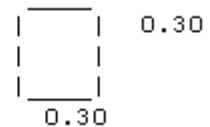


2.53.2. Géométrie

- Hauteur sous dalle 3.70 m
- Hauteur 0.30 m
- Hauteur poutre (à gauche et à droite du poteau) 0.30 m



FORME CARREE



2.53.3. Charges

Type de charge	Nz	Mx	My	Tx	Ty
Permanente	120.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Poids propre	0.90	/	/	/	/
Exploitation 1	20.00	0.00	0.00	0.00	0.00

2.53.4. Résultats comparatifs

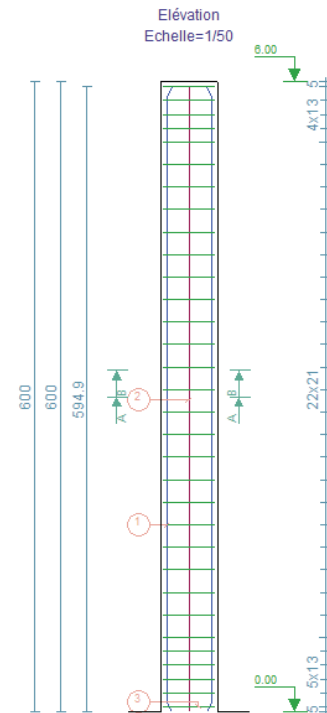
Référence
Elancement $\lambda_x=32.66$ $\lambda_y=32.66$ $N_u = 193.2$ T $\alpha = 0.86/(1+(\lambda/62)^2)=0.673$ $k_h = (0.75+0.5h)(0.95) = 0.855$ $k_s = 1.6-0.6*f_{yk}/500 = 1$ $A = \frac{1}{f_{yd}} \left(\frac{N_{ed}}{k_h \times k_s \times \alpha} - b \times h \times f_{cd} \right) = \frac{1}{434.78} \left(\frac{1.895}{0.855 \times 1 \times 0.673} - 0.3 \times 0.3 \times 20 \right) = 34.35 cm^2$

	Référence	v2010	Ecart
Aciers longitudinaux nécessaires	34.35	16.7	0.00%
Aciers mis en place	19.63	19.63	0.00%
	4HA25	4HA25	0.00%
Aciers transversaux	HA 8	HA 10	
	15 cadres	17 cadres	

2.54. Test n° 03-0189SSLG_EC2: Poteau rectangulaire -Méthode de la rigidité nominale

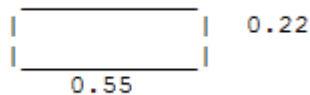
2.54.1. Hypothèses générales

- Unités:
 - Longueur : Mètre
 - Force : TonneForce
 - Moment : T*m
 - Contraintes : MegaPa. (N/mm²)
- Calculs selon les EUROCODES (Europe)
- Aciers longitudinaux : Méthode de la rigidité nominale
- $F_{ck} = 25.00$ MPa $F_{yk} = 500.00$ MPa
- Densité du béton : 2.499 T /m³
- Poids propre non-pris en compte
- Enrobages = 0.030 m
- Date d'application des charges : 28 jours
- Taux d'humidité : 70%
- Coefficient de combinaison quasi-permanente $\psi_2 = 0.3$



2.54.2. Géométrie

- Poteau encastré en pied – articulé en tête



2.54.3. Charges (kN et kN.m)

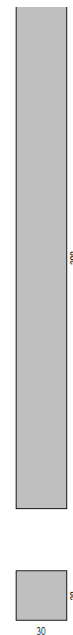
Type de charge	N_z	M_x	M_y	T_x	T_y
Permanente	85.0	0.0	90.0	0.0	0.0
Exploitation 1	75.0	0.0	80.0	0.0	0.0

Résultats

	Référence	v2010	Ecart
Aciers longitudinaux nécessaires	19.8cm ²	20.4cm ²	3.03%
Aciers mis en place		41.99cm ²	
		4HA32 + 2HA25	
Aciers transversaux		HA 8	
		32 cadres + 32 épingles	

2.55. Test n° 03-0190SSLG EC2: Poteau rectangulaire - Méthode de la rigidité nominale**2.55.1. Hypothèses générales**

- Unités:
 - Longueur : Mètre
 - Force : TonneForce
 - Moment : T*m
 - Contraintes : MegaPa. (N/mm²)
- Calculs selon les EUROCODES (France)
- Aciers longitudinaux : Méthode de la rigidité nominale
- $F_{ck} = 25 \text{ MPa}$ $F_{yk} = 500 \text{ MPa}$
- Densité du béton : 2.499 T/m^3
- Poids propre non-pris en compte
- Enrobages = 0.030 m
- Date d'application des charges : 28 jours
- Taux d'humidité : 70%
- Coefficient de combinaison quasi-permanente : $\psi_2 = 0.3$

**2.55.2. Géométrie**

- Poteau encastré en pied – articulé en tête

**2.55.3. Charges**

Type de charge	Nz	Mx	My	Tx	Ty
Permanente	60.0	70.0	0.0	0.0	0.0
Exploitation 1	40.0	90.0	0.0	0.0	0.0

Résultats

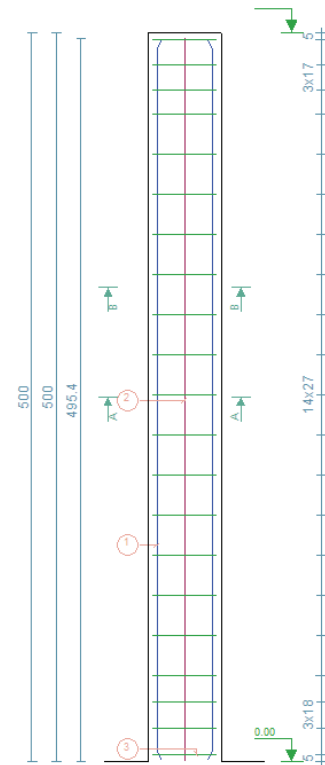
	Référence	v2010	Ecart
Aciers longitudinaux nécessaires	36.90cm ²	36.90cm ²	0.00%
Aciers mis en place		0cm ²	
Aciers transversaux		0cm ²	

Remarque : Le ferrailage n'est pas disponible car la section est supérieure à la section maximale d'armatures.

2.56. Test n° 03-0191SSLG EC2: Poteau – Méthode de la courbure nominale

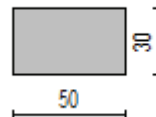
2.56.1. Hypothèses générales

- Unités:
 - Longueur : Mètre
 - Force : kN
 - Moment : kN*m
 - Contraintes : MegaPa. (N/mm²)
- Calculs selon les EUROCODES (France)
- Aciers longitudinaux : Méthode de la courbure nominale
- $F_{ck} = 30.00$ MPa $F_{yk} = 500.00$ MPa
- Densité du béton : 2.499 T /m³
- Poids propre non-pris en compte
- Enrobages = 0.030 m
- Date d'application des charges : 30 jours
- Taux d'humidité : 70%
- Coefficient de combinaison quasi-permanente : $\psi_2 = 0.3$



2.56.2. Géométrie

- Poteau encastré en pied – libre en tête



2.56.3. Charges (kN et kN.m)

Type de charge	N_z	M_x	M_y	T_x	T_y
Permanente	100.0	0.0	20.0	0.0	0.0
Exploitation 1	150.0	0.0	30.0	0.0	0.0
Vent 1	0.0	0.0	0.0	14.4	0.0

Résultats

	Référence	v2010	Ecart
Aciers longitudinaux nécessaires	13.5cm ²	13cm ²	3.85%
Aciers mis en place		25.92cm ²	
		4HA25 + 2HA20	
Aciers transversaux		HA 8	
		21 cadres + 21 épingles	

2.57. Test n° 03-0197SSLLB B91: Calcul de flèches par intégration de la courbure**2.57.1. Hypothèses**

- Poutre iso 20*50
- Enrobage 2.5cm
- Chargement G = 1 T/ml , Q = 1 T/ml , pp = 0.25 T/ml
- Portée 6m
- Acier sup. A' = 1.51 cm² (3HA8)
- Acier inf. A = 9.24 cm² (6HA14)
- Fc28 = 25 Mpa
- Module instantané du Béton : E = 32164 Mpa
- Module différé du Béton : E = 10818 Mpa
- Coeff. d'équivalence:
- Instantané n=6.22
- Différé n=18.49
- D = 50-2.5-1.4 = 46.1 cm
- D' = 2.5+0.8/2=2.9 cm

2.57.2. Calcul de la flèche en section non fissurée**Flèche différée due à l'ensemble des charges permanentes: fgv**

Hauteur du centre de gravité de la section non fissurée:

$$v = \frac{\frac{b_0 h^2}{2} + n(Ad + A'd')}{b_0 h + n(A + A')} = \frac{\frac{20 * 50^2}{2} + 18.49(46.1 * 9.24 + 2.9 * 1.51)}{20 * 50 + 18.49(9.24 + 1.51)} = 27.49 \text{ cm}$$

Inertie de la section non fissurée :

$$I = \frac{bv^3}{3} + \frac{b_0(h-v)^3}{3} + nA(d-v)^2 + nA'(v-d')^2 =$$

$$\frac{20 * 50^3}{3} + \frac{20(50 - 27.49)^3}{3} + 18.49 * 9.24(46.1 - 27.49)^2 + 18.49 * 1.51(27.49 - 2.9)^2 = 290576 \text{ cm}^4$$

D'où fgv après avoir intégré la courbure deux fois:

$$fgv(x) = -\frac{n}{Es.I} \left(\frac{Gx^4}{24} - \frac{Glx^3}{12} + \frac{Gl^3x}{24} \right)$$

fgv max pour x=l/2

$$fgv(x) = -\frac{5.n.Gl^4}{384.Es.I} = -\frac{5 * 18.49 * 1.25 * 9.81 * 1000 * 6^4}{384.200000.10^6.290576.10^{-8}} = 0.658 \text{ cm}$$

Récapitulatif des différentes flèches

	Résultats	Arche	Ecart %
Fgv	-0.658	-0.671	1.82%
Fji	-0.271	-0.273	0.74%
Fpi	-0.487	-0.492	0.82%
fgi	-0.271	-0.273	0.74%
fnui	-0.603	-0.617	2.16%

2.57.3. Calcul de la flèche en section fissurée**Flèche différée due à l'ensemble des charges permanentes : fgv**

La position du centre de gravité de la section homogénéisée est solution de l'équation:

$$\frac{b_0 x^2}{2} + (nA' + nA)x - nA'd' - nAd = 0 \quad (ax^2 + bx + c)$$

avec $a=10$; $b=198.77$; $c=-7956$

$x=19.97\text{cm}$

L'inertie de la section homogénéisée vaut :

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA(d-x)^2 + nA'(x-d')^2$$

$$= \frac{20 \cdot 19.97^3}{3} + 18.49 \cdot 9.24 \cdot (46.1 - 19.97)^2 + 18.49 \cdot 1.51(19.97 - 2.9)^2 = 177864\text{cm}^4$$

on a

$$\frac{1}{r} = \frac{(\varepsilon_s + \varepsilon_b)}{d} = \frac{1}{d} \left(\frac{nM(X)}{E_s I} + \frac{nM(X)(d-x)}{E_s I} - \frac{f_{tj}}{2E_s \rho_f} \right) = \frac{nM(X)}{E_s I} - \frac{f_{tj}}{2E_s \rho_f d}$$

avec $\rho_f = \frac{A}{b_0 d_1}$ et $d_1 = \max[0.3d; 2(h-d)]$

Après deux intégrations successives j'obtiens :

$$f_{gv}(x) = -\frac{n}{E_s I} \left(\frac{Gx^4}{24} - \frac{Glx^3}{12} + \frac{Gl^3x}{24} \right) + \frac{f_{tj}}{4E_s \rho_f d} (lx - x^2)$$

f max pour $x=l/2$

$$f_{gv}(l/2) = -\frac{5nGl^4}{384E_s I} + \frac{f_{tj}l^2}{16E_s \rho_f d}$$

AN:

$$d_1 = \max[0.3d; 2(h-d)] = 13.83\text{cm}$$

$$\rho_f = \frac{A}{b_0 d_1} = \frac{9.24}{20 \cdot 13.83} = 0.0334$$

$$f_{gv}(l/2) = -\frac{5nGl^4}{384E_s I} + \frac{f_{tj}l^2}{16E_s \rho_f d}$$

$$= -\frac{5 \cdot 18.49 \cdot 1.25 \cdot 1000 \cdot 9.81 \cdot 6^4}{384 \cdot 200000 \cdot 10^6 \cdot 177864 \cdot 10^{-8}} + \frac{2.1 \cdot 10^6 \cdot 6^2}{16 \cdot 200000 \cdot 10^6 \cdot 0.0334 \cdot 0.461} = 0.922\text{cm}$$

Récapitulatif des différentes flèches

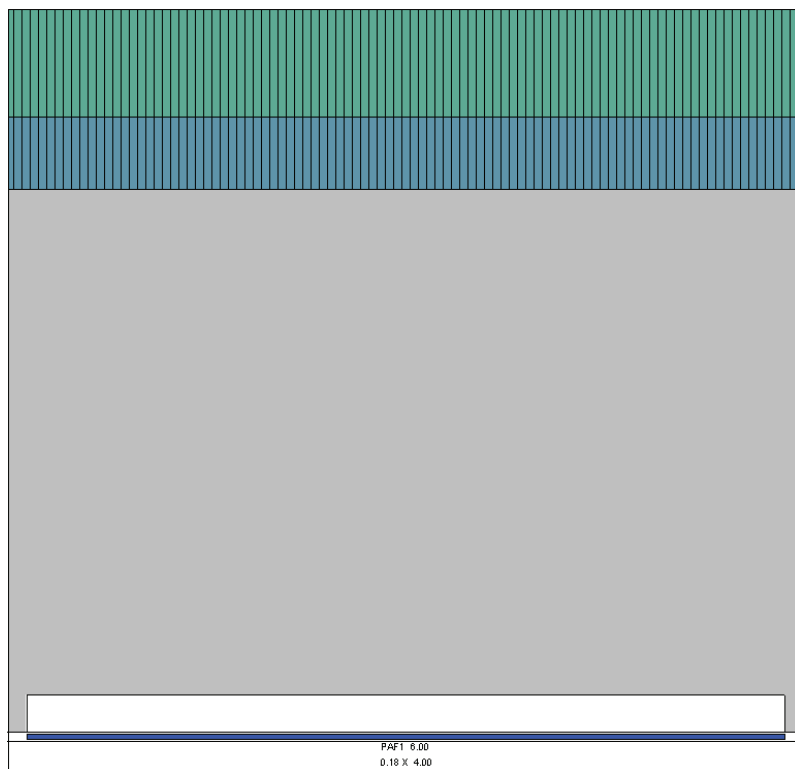
	Résultats	Arche	Ecart %
Fgv	-0.922	-0.966	4.99%
Fji	-0.666	-0.698	4.95%
Fpi	-1.321	-1.388	5.07%
fgi	-0.666	-0.698	4.95%
fnui	-0.911	-0.960	5.05%

2.57.4. Calcul de la flèche par "détection auto"

Calcul du moment de fissuration :

$$\frac{M_f \times v}{I_0} = F_{tj} \Rightarrow M_f = \frac{F_{tj} \cdot I_0}{v} = \frac{2.1 \cdot 10^6 \cdot 290576 \cdot 10^{-8}}{0.2251} = 27108\text{N.m} = 2.76\text{Tm}$$

Le moment agissant est inférieur à M_f dans les intervalles $[0;0.44]$ et $[5.56;6]$ Il est donc normal que les résultats soient quasiment identiques entre l'option "détection auto" et "calcul en inertie fissurée"

2.58. Test n° 03-0202SSLLG B91: PV iso sous charge uniformément répartie

	Réf. v 12.1	Status
Note de calcul	03-0202ssllg_b91 Note de calcul v12.1.rtf	OK

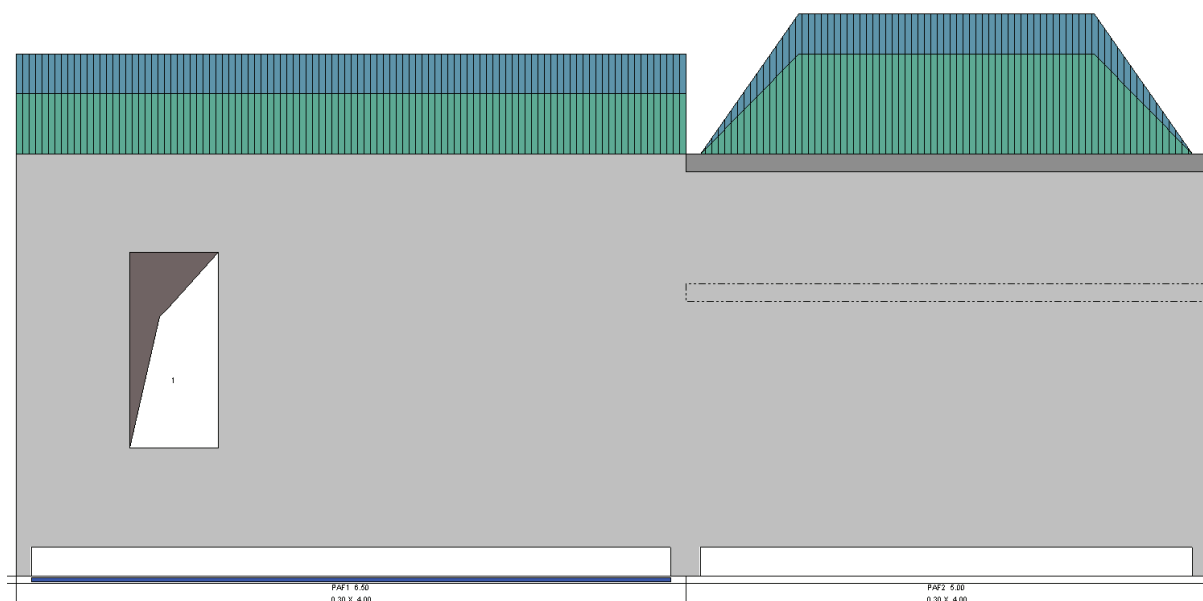
Travée	Armatures principales inférieures					
	Théorique [cm²]			Réal [cm²]		
	v12.1H	v2010	Ecart	v12.1H	v2010	Ecart
1	22.86	22.86	0.00%	24.13	24.13	0.00%

S

Travée	Armatures verticales					
	Théorique [cm²]			Réal [cm²]		
	v12.1H	v2010	Ecart	v12.1H	v2010	Ecart
1	8.07	8.07	0.00%	12.72	12.72	0.00%

Travée	Armatures horizontales - Réseau inférieur					
	Théorique [cm²]			Réal [cm²]		
	v12.1H	v2010	Ecart	v12.1H	v2010	Ecart
1	11.64	11.64	0.00%	12.72	12.72	0.00%

2.59. Test n° 03-0203SSLLG B91: PV continue avec trémie et plancher décalés



	Réf. v 12.1	Status
Note de calcul	03-0203ssllg_b91 Note de calcul v12.1.rtf	OK

REMARQUE

Différences dans le Ratio d'armature

Section d'armatures horizontales (réseau inférieur) insuffisante en travée

Le message d'erreur de la version V15.1 est justifié. La version 12.1 n'indiquait pas ce message d'erreur du fait d'un problème qui a été rectifié.

Aciers longitudinaux

Travée	Armatures principales inférieures					
	Théorique [cm²]			Réal [cm²]		
	v12.1H	v2010	Ecart	v12.1H	v2010	Ecart
1	22.91	22.91	0.00%	23.09	23.09	0.00%
2	21.87	21.87	0.00%	23.09	23.09	0.00%

Travée	Armatures sur appui gauche					
	Théorique [cm²]			Réal [cm²]		
	v12.1H	v2010	Ecart	v12.1H	v2010	Ecart
1	0.00	0.00	0.00%	0.00	0.00	0.00%
2	29.87	29.87	0.00%	37.70	37.70	0.00%

Travée	Armatures sur appui droit					
	Théorique [cm²]			Réal [cm²]		
	v12.1H	v2010	Ecart	v12.1H	v2010	Ecart
1	29.87	29.87	0.00%	37.70	37.70	0.00%
2	0.00	0.00	0.00%	0.00	0.00	0.00%

Travée	Armatures verticales					
	Théorique [cm²]			Réal [cm²]		
	v12.1H	v2010	Ecart	v12.1H	v2010	Ecart
1	10.88	10.88	0.00%	12.72	12.72	0.00%
2	10.25	10.25	0.00%	12.72	12.72	0.00%

Travée	Armatures horizontales - Réseau inférieur					
	Théorique [cm²]			Réal [cm²]		
	v12.1H	v2010	Ecart	v12.1H	v2010	Ecart
1	13.53	13.53	0.00%	12.72	12.72	0.00%
2	12.25	12.25	0.00%	12.72	12.72	0.00%

Travée	Tirant					
	Théorique [cm²]			Réal [cm²]		
	v12.1H	v2010	Ecart	v12.1H	v2010	Ecart
1	23.28	23.28	0.00%	29.45	29.45	0.00%

Travée	Armatures verticales		
	Réal [cm²]		
	v12.1H	v2010	Ecart
1	7.04	7.04	0.00%

Travée	Armatures horizontales réparties								
	Théorique [cm²]			Réal Sup.[cm²]			Réal Inf.[cm²]		
	v12.1H	v2010	Ecart	v12.1H	v2010	Ecart	v12.1H	v2010	Ecart
1	142.53	142.53	0.00%	193.02	193.02	0.00%	193.02	193.02	0.00%

L'objectif de cette partie du guide est de fournir des tests de validation spécifiques au module Arche Dallage, conforme à la norme DTU 13.3

2.60. Test n° 06-0204SSLLB DTU133: Calcul des longueurs soulevées d'une dalle (en angle et en bord de joint) selon DTU 13.3 de mars 2005

2.60.1. Fiche de description

- Référence : Calcul interne GRAITEC,
- Type d'analyse : statique linéaire,
- Type d'élément : dalle
- Norme : DTU 13.3 de mars 2005 (sans amendement)

2.60.2. Présentation

Calcul des longueurs soulevées en angle et en bord de joint pour la dalle décrite ci-après.

Unités

- Longueur en m
- Charges en MN
- Contraintes en Mpa

Géométrie

- Epaisseur de la dalle $H = 0.20$ m,
- Epaisseur de la chape $e = 0.02$ m

Propriétés des matériaux

- Béton : B25
- Densité du béton : 25 KN/m^3
- Module $E_{bv} = 10819 \text{ Mpa}$

Chargement

- Retrait du béton: Externe : $\varepsilon_r = 0.4 \text{ mm/m} = 0.0004 \text{ m/m}$
- $D_{\max} = 25 \text{ mm}$
- Gradient thermique : $C = 30^\circ \text{C/m}$

2.60.3. Résultats de référence

Longueur soulevée en angle L_{sa}

- $\varepsilon_r = 0.0004 \text{ m/m}$
- $D_{\max} = 25 \text{ mm} \Rightarrow$ pas de majoration de ε_r
- $\varepsilon_r' = \varepsilon_r \left[1 + \frac{1}{1 + 0.15 \frac{H}{e}} \right] = 0.0004 \left[1 + \frac{1}{1 + 0.15 \frac{0.20}{0.02}} \right] = 0.00056 \text{ m/m}$
 $\delta_t = C \times H = 30 \times 0.20 = 6^\circ \text{C}$
- $\varepsilon_r'' = \varepsilon_r' + 1.1 \times \delta_t \times 10^{-5} = 0.00056 + 1.1 \times 6 \times 10^{-5} = 0.000626 \text{ m/m}$
- $L_{sa} = \sqrt{0.16 \times \varepsilon_r'' \times \frac{E_{bv} \cdot H}{\gamma}} = \sqrt{0.16 \times 0.000626 \times \frac{10819 \cdot 0.20}{0.025}} = 2.94 \text{ m}$

Longueur soulevée en bord Lsb

$$\bullet \quad Lsb = \sqrt{0.05 \times \varepsilon_r'' \times \frac{E_{bv} \cdot H}{\gamma}} = \sqrt{0.05 \times 0.000626 \times \frac{10819.0.20}{0.025}} = 1.65m$$

2.60.4. Fiche de résultats**1 Comparaison des résultats : Longueur Lsa**

Unité	Référence	Arche Dallage	Ecart
M	2.94	2.94	0.00%

2 Comparaison des résultats : Longueur Lsb

Unité	Référence	Arche Dallage	Ecart
M	1.65	1.646	-0.20%

2.60.5. Fichier d'archive

Archive 06-0204SSLLB_DTU133.dal

2.61. Test n° 06-0205SSLLB DTU133: Calcul des longueurs soulevées d'une dalle (en angle et en bord de joint) selon l'amendement de mars 2006.

2.61.1. Fiche de description

- Référence : Calcul interne GRAITEC,
- Type d'analyse : statique linéaire,
- Type d'élément : dalle
- Norme : DTU 13.3 de mars 2005 avec prise en compte de l'amendement mars 2006

2.61.2. Présentation

Calcul des longueurs soulevées en angle et en bord de joint pour la dalle décrite ci-après.

Unités

- Longueur en m
- Charges en MN
- Contraintes en Mpa

Géométrie

- Epaisseur de la dalle $H = 0.20$ m,
- Epaisseur de la chape $e = 0.02$ m

Propriétés des matériaux

- Béton : B25
- Densité du béton : 25 KN/m³
- Module $E_{bv} = 10819$ Mpa

Chargement

- Retrait du béton: Externe : $\varepsilon_r = 0.4 \text{ mm} / \text{m} = 0.0004 \text{ m} / \text{m}$
- $D_{\max} = 25 \text{ mm}$
- Gradient thermique : $C = 30^\circ \text{C} / \text{m}$

2.61.3. Résultats de référence

Longueur soulevée en angle L_{sa}

- $\varepsilon_r = 0.0004 \text{ m} / \text{m}$
- $D_{\max} = 25 \text{ mm} \Rightarrow$ pas de majoration de ε_r
- $\varepsilon_r' = \varepsilon_r \left[1 + \frac{1}{1 + 0.15 \frac{H}{e}} \right] = 0.0004 \left[1 + \frac{1}{1 + 0.15 \frac{0.20}{0.02}} \right] = 0.00056 \text{ m} / \text{m}$
- $\delta_t = C \times H = 30 \times 0.20 = 6^\circ \text{C}$
- $\varepsilon_r'' = \varepsilon_r' + 1.1 \times \delta_t \times 10^{-5} = 0.00056 + 1.1 \times 6 \times 10^{-5} = 0.000626 \text{ m} / \text{m}$

$$\bullet \quad Lsa = \sqrt{0.0375 \times \varepsilon_r'' \times \frac{E_{bv} \cdot H}{\gamma}} = \sqrt{0.0375 \times 0.000626 \times \frac{10819.0.20}{0.025}} = 1.425m$$

Longueur soulevée en bord Lsb

$$\bullet \quad Lsb = \sqrt{0.0375 \times \varepsilon_r'' \times \frac{E_{bv} \cdot H}{\gamma}} = \sqrt{0.0375 \times 0.000626 \times \frac{10819.0.20}{0.025}} = 1.425$$

2.61.4. Fiche de résultats**1 Comparaison des résultats : Longueur Lsa**

Unité	Référence	Arche Dallage	Ecart
M	1.425	1.425	0.00%

2 Comparaison des résultats : Longueur Lsb

Unité	Référence	Arche Dallage	Ecart
M	1.425	1.425	0.00%

2.61.5. Fichier d'archive**Archive 06-0205SSLLB_DTU133.dal**

2.62. Test n° 06-0206SSLLB DTU133: Calcul de D_{eq} et K_{deq} pour un sol multicouche.**2.62.1. Fiche de description**

- Référence : Test fourni par UNESI,
- Type d'analyse : statique linéaire,
- Type d'élément : dallage
- Norme : DTU 13.3 de mars 2005 avec prise en compte de l'amendement mars 2006

2.62.2. Présentation

Il s'agit de déterminer le diamètre équivalent " D_{eq} " et la raideur équivalente " K_{deq} " pour le sol multicouches suivant :

- Couche 1: de 0 à 0.4m => $E_s = 500$ bars.
- Couche 2: de 0.4 à 1.4m => $E_s = 300$ bars.
- Couche 3: de 1.4 à 3.4m => $E_s = 200$ bars.
- Couche 4: de 3.4 à 6.4m => $E_s = 350$ bars.
- Couche 5: de 6.4 à 10m => $E_s = 1000$ bars.
- Couche 6: à partir de 10m => $E_s = 1000$

Unités

- Longueur en m
- Charges en MN
- Contraintes en Bars

Géométrie

- Epaisseur du dallage $H = 0.20$ m,
- Epaisseur de la chape $e = 0.00$ m

Propriétés des matériaux

- Béton : B25
- Densité du béton : 25 KN/m³
- Module $E_{bv} = 107093$ Bars
- Module $E_{bi} = 321280$ Bars

2.62.3. Résultats de référence

Le calcul se fait de manière itérative à partir de la formule suivante :

$$\frac{1}{K_{Deq}} = \sum (I_{(0,hi)} - I_{(0,bi)}) (1 - \nu_{si}^2) \cdot \frac{D_{eq}}{E_{si}}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux ci-après :

Calcul en courte durée

CALCUL DE Deqi en courte durée							
Module du béton				Eb		321280 bars	
	<u>Iter 1</u>	<u>Iter 2</u>	<u>Iter 3</u>	<u>Iter 4</u>	<u>Iter 5</u>	<u>Iter 6</u>	<u>Iter 7</u>
Deq (cm)	240	352	384	391	392	393	393
<u>Calcul du niveau relatif du toit de chaque couche (Zi / Deq)</u>							
Toit 1	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Toit 2	0,167	0,113	0,104	0,102	0,102	0,102	0,102
Toit 3	0,583	0,397	0,364	0,358	0,357	0,356	0,356
Toit 4	1,417	0,965	0,885	0,869	0,866	0,866	0,866
Toit 5	2,667	1,816	1,666	1,636	1,631	1,630	1,629
Toit 6	4,167	2,837	2,603	2,557	2,548	2,546	2,546
<u>Calcul du coefficient d'influence du tassement au niveau de chaque toit (selon tableau de la norme)</u>							
Toit 1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
Toit 2	0,8967	0,9346	0,9408	0,9420	0,9423	0,9423	0,9423
Toit 3	0,5864	0,7137	0,7382	0,7431	0,7440	0,7442	0,7442
Toit 4	0,2882	0,4099	0,4386	0,4447	0,4459	0,4462	0,4462
Toit 5	0,1601	0,2288	0,2479	0,2521	0,2529	0,2530	0,2531
Toit 6	0,1054	0,1511	0,1637	0,1664	0,1670	0,1671	0,1671
<u>Coefficient de participation de chaque couche lc = ln toit - ln base</u>							
Couche 1	0,1033	0,0654	0,0592	0,0580	0,0577	0,0577	0,0577
Couche 2	0,3103	0,2210	0,2026	0,1990	0,1982	0,1981	0,1981
Couche 3	0,2982	0,3038	0,2996	0,2983	0,2981	0,2980	0,2980
Couche 4	0,1282	0,1811	0,1907	0,1927	0,1931	0,1931	0,1932
Couche 5	0,0547	0,0777	0,0842	0,0856	0,0859	0,0860	0,0860
Couche 6	0,1054	0,1511	0,1637	0,1664	0,1670	0,1671	0,1671
<u>Tassement de chaque couche pour une pression unitaire de 1 bar --> lc*(1-n²)Deq/Es</u>							
Couche 1	0,0435	0,0404	0,0399	0,0398	0,0398	0,0398	0,0398
Couche 2	0,2178	0,2278	0,2277	0,2276	0,2276	0,2276	0,2276
Couche 3	0,3140	0,4698	0,5050	0,5119	0,5133	0,5135	0,5136
Couche 4	0,0771	0,1600	0,1837	0,1889	0,1900	0,1902	0,1902
Couche 5	0,0115	0,0240	0,0284	0,0294	0,0296	0,0296	0,0296
Couche 6	0,0222	0,0467	0,0552	0,0571	0,0575	0,0576	0,0576
Total w	0,6861	0,9688	1,0399	1,0547	1,0577	1,0583	1,0584
<u>Module conventionnel de réaction Kdeq = 1 / w</u>							
Kdeq	1,4574	1,0322	0,9616	0,9481	0,9455	0,9449	0,9448
<u>Diamètre d'impact équivalent Deq = 1,72 * ((Eb*H3 / Kdeq)^0,25)</u>							
Deqi (cm)	352	384	391	392	393	393	393

Ces valeurs sont issues d'un test fourni par l'UNESI

Calcul en longue durée

CALCUL DE Degv en longue durée							
Module du béton				Eb		107093 bars	
	Iter 1	Iter 2	Iter 3	Iter 4	Iter 5	Iter 6	Iter 7
Deq (cm)	240	268	275	277	277	277	277
Calcul du niveau relatif du toit de chaque couche (Zi / Deg)							
Toit 1	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Toit 2	0,167	0,149	0,145	0,145	0,144	0,144	0,144
Toit 3	0,583	0,523	0,509	0,506	0,505	0,505	0,505
Toit 4	1,417	1,270	1,237	1,229	1,227	1,227	1,227
Toit 5	2,667	2,390	2,328	2,314	2,311	2,310	2,310
Toit 6	4,167	3,734	3,637	3,615	3,610	3,609	3,609
Calcul du coefficient d'influence du tassement au niveau de chaque toit (selon tableau de la norme)							
Toit 1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
Toit 2	0,8967	0,9095	0,9123	0,9130	0,9131	0,9132	0,9132
Toit 3	0,5864	0,6256	0,6347	0,6367	0,6372	0,6373	0,6374
Toit 4	0,2882	0,3192	0,3271	0,3289	0,3293	0,3294	0,3295
Toit 5	0,1601	0,1772	0,1816	0,1826	0,1829	0,1829	0,1830
Toit 6	0,1054	0,1170	0,1199	0,1206	0,1208	0,1208	0,1208
Coefficient de participation de chaque couche $lc = \ln \text{toit} - \ln \text{base}$							
Couche 1	0,1033	0,0905	0,0877	0,0870	0,0869	0,0868	0,0868
Couche 2	0,3103	0,2839	0,2777	0,2762	0,2759	0,2758	0,2758
Couche 3	0,2982	0,3064	0,3076	0,3078	0,3079	0,3079	0,3079
Couche 4	0,1282	0,1419	0,1454	0,1463	0,1465	0,1465	0,1465
Couche 5	0,0547	0,0602	0,0617	0,0620	0,0621	0,0621	0,0621
Couche 6	0,1054	0,1170	0,1199	0,1206	0,1208	0,1208	0,1208
Tassement de chaque couche pour une pression unitaire de 1 bar --> $lc \cdot (1-n^2) \text{Deg} / Es$							
Couche 1	0,0435	0,0425	0,0423	0,0422	0,0422	0,0422	0,0422
Couche 2	0,2178	0,2224	0,2233	0,2235	0,2235	0,2235	0,2236
Couche 3	0,3140	0,3601	0,3710	0,3736	0,3742	0,3743	0,3743
Couche 4	0,0771	0,0953	0,1003	0,1014	0,1017	0,1018	0,1018
Couche 5	0,0115	0,0141	0,0149	0,0151	0,0151	0,0151	0,0151
Couche 6	0,0222	0,0275	0,0289	0,0293	0,0294	0,0294	0,0294
Total w	0,6861	0,7620	0,7807	0,7851	0,7861	0,7863	0,7864
Module conventionnel de réaction $K_{deg} = 1 / w$							
Kdeg	1,4574	1,3124	1,2809	1,2737	1,2721	1,2717	1,2716
Diamètre d'impact équivalent $\text{Deq} = 1,72 \cdot ((Eb \cdot H^3 / K_{deg})^{0,25})$							
Deqv (cm)	268	275	277	277	277	277	277

2.62.4. Résultats obtenus dans Arche Dallage

Les résultats obtenus avec le module Arche Dallage sont indiqués ci-dessous :

Valeurs des coefficients Deq et KDeq				
Court terme	Court terme		Court terme	
Deq(cm)	Deq(cm)	Deq(cm)	Deq(cm)	Kdeq (daN/cm3)
392.21	392.21	392.21	392.21	1.298

2.62.5. Fiche de résultats**1 Comparaison des résultats : calcul en courte durée**

Grandeur	Unité	Référence	Arche Dallage	Ecart
Deq	Cm	393	392.21	-0.20%
Kdeq	Bars/cm	0.945	0.951	0.63%

2 Comparaison des résultats : calcul en longue durée

Grandeur	Unité	Référence	Arche Dallage	Ecart
Deq	Cm	277	275.72	-0.46%
Kdeq	Bars/cm	1.272	1.30	2.20%

2.62.6. Fichier d'archive

Archive 06-0206SSLLB_DTU133.dal

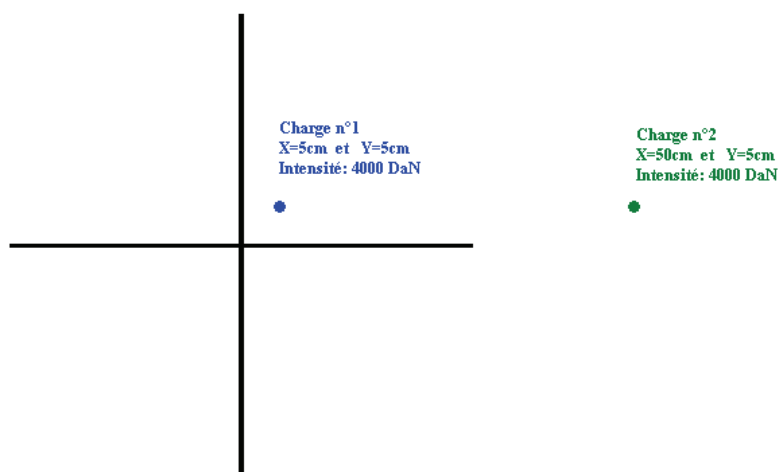
2.63. Test n° 06-0207SSLLB DTU133: Calcul d'un angle soumis à deux charges ponctuelles

2.63.1. *Fiche de description*

- Référence : Test fourni par UNESI,
- Type d'analyse : statique linéaire,
- Type d'élément : dallage
- Norme : DTU 13.3 de mars 2005 sans prise en compte de l'amendement mars 2006

2.63.2. *Présentation*

Il s'agit de comparer plusieurs résultats caractéristiques, en angle de joints , pour un dallage soumis aux charges suivantes :



Unités

- Longueur en m
- Charges en MN
- Contraintes en Mpa et en Bars

Géométrie

- Epaisseur du dallage H= 0.25 m,
- Epaisseur de la chape e= 0.00m

Caractéristiques du sol

Sol multicouches :

- Couche 1: de 0 à 0.4m => Es= 500 bars.
- Couche 2: de 0.4 à 1.4m => Es= 300 bars.
- Couche 3: de 1.4 à 3.4m => Es= 200 bars.
- Couche 4: de 3.4 à 6.4m => Es= 350 bars.
- Couche 5: de 6.4 à 10m => Es= 1000 bars.
- Couche 6: à partir de 10m => Es= 1000

Propriétés des matériaux

- Béton : B25
- Densité du béton : 25 KN/m³
- Module E_{bv}= 107093 Bars
- Module E_{bi}= 321280 Bars

Chargement

- Retrait du béton: Externe : $\varepsilon_r = 0.4mm / m = 0.0004m / m$
- D_{max}= 25mm
- Gradient thermique : $C = 30^{\circ}C / m$

2.63.3. Résultats de référence

L'ensemble des résultats ci-après sont issus d'un test fourni par l'UNESI.

Calculs de Deq et Kdeq courte durée

Le test de l'UNESI nous donne les valeurs suivantes :

- Deq= 4.83m
- Kdeq= 0,81 Bars/cm

Calculs de Deq et Kdeq longue durée

Le test de l'UNESI nous donne les valeurs suivantes :

- Deqv= 3.43m
- Kdeqv= 1,06 Bars/cm

Longueur soulevée L_{sa}

Le test de l'UNESI nous donne la valeur suivante :

- L_{sa}= 2.67 m

Contrainte de flexion max

Le test de l'UNESI nous donne une contrainte max en angle de :

- σ = 17.55 Mpa

2.63.4. Fiche de résultats**1 Comparaison des résultats : calcul des Deq et KDeq en courte durée.**

Grandeur	Unité	Référence	Arche Dallage	Ecart
Deq	Cm	483	482	-0.21%
Kdeq	Bars/cm	0.81	0.81	0.00%

2 Comparaison des résultats : calcul des Deq et Kdeq en longue durée

Grandeur	Unité	Référence	Arche Dallage	Ecart
Deq	Cm	343	342.63	0.10%
Kdeq	Bars/cm	1.06	1.06	0.00%

3 Comparaison des résultats : Longueur Lsa

Unité	Référence	Arche Dallage	Ecart
M	2.67	2.62	-2.00%

4 Comparaison des résultats : Contrainte max en angle

Unité	Référence	Arche Dallage	Ecart
Mpa	17.55	17.51	-0.2%

Pour trouver cette valeur, il faut calculer la résultante des σ_x et σ_y .

2.63.5. Fichier d'archive

Archive 06-0207SSLLB_DTU133.dal

2.64. **Test n° 06-0208SSLLB DTU133: Calcul des soulèvements en angle et en bord de joints.**

2.64.1. **Fiche de description**

- Référence : Test interne GRAITEC,
- Type d'analyse : statique linéaire,
- Type d'élément : dallage
- Norme : DTU 13.3 de mars 2005 **sans prise en compte de l'amendement mars 2006**

2.64.2. **Présentation**

Il s'agit de calculer les longueurs de soulèvements en angle et en bord de joints, dans le cas d'un dallage soumis au chargement ci-après :

Unités

- Longueur en m
- Charges en MN
- Contraintes en Mpa

Géométrie

- Epaisseur du dallage $H = 0.18$ m,
- Epaisseur de la chape $e = 0.00$ m

Caractéristiques du sol

Sol supposé homogène : $E_s = 29$ Mpa

Propriétés des matériaux

- Béton : B25
- Densité du béton : 25 KN/m³
- Module $E_{bv} = 11000$ Mpa
- Module $E_{bi} = 33000$ Mpa

Chargement

- Retrait du béton: Externe : $\varepsilon_r = 0.4 \text{ mm} / \text{m} = 0.0004 \text{ m} / \text{m}$
- $D_{\max} = 20$ mm
- Gradient thermique : $C = 70^\circ \text{C} / \text{m}$
- Prise en compte du retrait linéaire du béton.

2.64.3. **Résultats de référence**

Calcul des diamètres et raideurs équivalents à court terme

$$D_{eq} = 1,97h \left(\frac{E_b}{E_s} \right)^{\frac{1}{3}} = 1,97 \times 0,18 \times \left(\frac{33000}{29} \right)^{\frac{1}{3}} = 3,70 \text{ m}$$

$$K_{De} = 0,58 \left(\frac{E_s}{h} \right) \left(\frac{E_s}{E_b} \right)^{\frac{1}{3}} = 0,58 \times \left(\frac{29}{0,18} \right) \left(\frac{29}{33000} \right)^{\frac{1}{3}} = 8,95 \text{ Mpa} / \text{m}$$

Calcul des diamètres et raideurs équivalents à long terme

$$D_{eq} = 1,97h \left(\frac{E_b}{E_s} \right)^{\frac{1}{3}} = 1,97 \times 0,18 \times \left(\frac{11000}{29} \right)^{\frac{1}{3}} = 2,57m$$

$$K_{De} = 0,58 \left(\frac{E_s}{h} \right) \left(\frac{E_s}{E_b} \right)^{\frac{1}{3}} = 0,58 \times \left(\frac{29}{0,18} \right) \left(\frac{29}{11000} \right)^{\frac{1}{3}} = 12,91 Mpa / m$$

Calcul des effets conjugués du retrait différentiel et d'un gradient de température

- $\varepsilon_r = 0.4mm / m$
- $D_{max} = 20 \text{ mm} \Rightarrow \text{majoration de } 7\% \Rightarrow \varepsilon_r = 0,4 * 1,07 = 0,43mm / m$
- Epaisseur de chape = 0 $\Rightarrow \varepsilon_r' = \varepsilon_r = 0.43mm / m$
- $\delta_t = C \times H = 70 \times 0.18 = 12.6^\circ c$
- $\varepsilon_r'' = \varepsilon_r' + 1.1 \times \delta_t \times 10^{-5} = 0.00043 + 1.1 \times 12.6 \times 10^{-5} = 0.00057m / m$

Longueur soulevée en angle de joints

$$L_{sa} = \sqrt{0.16 \times \varepsilon_r'' \times \frac{E_{bv} \cdot H}{\gamma}} = \sqrt{0.16 \times 0.00057 \times \frac{11000 \times 0.18}{0.025}} = 2.69m$$

Longueur soulevée en bord de joints

$$L_{sb} = \sqrt{0.05 \times \varepsilon_r'' \times \frac{E_{bv} \cdot H}{\gamma}} = \sqrt{0.05 \times 0.00057 \times \frac{11000 \times 0.18}{0.025}} = 1.50m$$

Soulèvement en angle de joint

$$w_{sa} = 0,1 \cdot E_{bv} \cdot \frac{\varepsilon_r''^2}{\gamma} = 0.1 \times 11000 \times \frac{0.00057^2}{0.025} = 14.30mm$$

Soulèvement en bord de joint

$$w_{sb} = 0,034 \cdot E_{bv} \cdot \frac{\varepsilon_r''^2}{\gamma} = 4.9mm$$

2.64.4. Fiche de résultats**1 Comparaison des résultats : valeur de ε_r et ε''_r**

Grandeur	Unité	Référence	Arche Dallage	Ecart
ε_r	mm/m	0.43	0.428	0.46%
ε''_r	mm/m	0.57	0.567	0.52%

2 Comparaison des résultats : calcul des Deq et $KDeq$ en courte durée.

Grandeur	Unité	Référence	Arche Dallage	Ecart
Deq	M	3.70	3.70	0.00%
$Kdeq$	Mpa/m	8.95	8.95	0.00%

3 Comparaison des résultats : calcul des Deq et $Kdeq$ en longue durée

Grandeur	Unité	Référence	Arche Dallage	Ecart
Deq	M	2.57	2.57	0.00%
$Kdeq$	Mpa/m	12.91	12.91	0.00%

4 Comparaison des résultats : Longueur Lsa

Unité	Référence	Arche Dallage	Ecart
m	2.69	2.68	-0.40%

5 Comparaison des résultats : Longueur Lsb

Unité	Référence	Arche Dallage	Ecart
m	1.50	1.50	0.00%

6 Comparaison des résultats : soulèvement max en angle .

Grandeur	Unité	Référence	Arche Dallage	Ecart
Wsa	mm	14.30	14.12	-1.30%

7 Comparaison des résultats : soulèvement max en bord .

Grandeur	Unité	Référence	Arche Dallage	Ecart
Wsb	mm	4.90	4.80	-2.00%

2.64.5. Fichier d'archive

Archive 06-0208SSLLB_DTU133.dal

2.65. Test n° 06-0209SSLLB DTU133: Calcul du tassement et du moment sous une charge ponctuelle, en partie courante

2.65.1. *Fiche de description*

- Référence : Test interne GRAITEC,
- Type d'analyse : statique linéaire,
- Type d'élément : dallage
- Norme : DTU 13.3 de mars 2005 sans prise en compte de l'amendement mars 2006

2.65.2. *Présentation*

Il s'agit de calculer les armatures nécessaires sous une charge ponctuelle, en partie courante du dallage.

Unités

- Longueur en m
- Charges en MN
- Contraintes en Mpa

Géométrie

- Epaisseur du dallage H= 0.25 m,
- Epaisseur de la chape e= 0.00m

Caractéristiques du sol

Sol supposé homogène : Es= 27 Mpa

Propriétés des matériaux

- Béton : B30
- Densité du béton : 25 KN/m3
- Module Ebv= 11390 Mpa
- Module Ebi= 34180 Mpa

Chargement

- Dmax= 25mm
- Charge ponctuelle: G=10KN et Q=25 KN
- Surface d'impact: 25 * 25cm
- La charge est considérée appliquée à long terme.
- Non prise en compte du retrait linéaire du béton.

2.65.3. *Résultats de référence*

Calcul des diamètres et raideurs équivalents à court terme

$$\begin{aligned}
 \bullet \quad D_{eq} &= 1,97h \left(\frac{E_b}{E_s} \right)^{\frac{1}{3}} = 1,97 \times 0,25 \times \left(\frac{34180}{27} \right)^{\frac{1}{3}} = 5.33m \\
 \bullet \quad K_{De} &= 0,58 \left(\frac{E_s}{h} \right) \left(\frac{E_s}{E_b} \right)^{\frac{1}{3}} = 0,58 \times \left(\frac{27}{0,25} \right) \left(\frac{27}{34180} \right)^{\frac{1}{3}} = 5.79Mpa / m
 \end{aligned}$$

Calcul des diamètres et raideurs équivalents à long terme

- $D_{eq} = 1,97h \left(\frac{E_b}{E_s} \right)^{1/3} = 1,97 \times 0,25 \times \left(\frac{11390}{27} \right)^{1/3} = 3,69m$
- $K_{Deq} = 0,58 \left(\frac{E_s}{h} \right) \left(\frac{E_s}{E_b} \right)^{1/3} = 0,58 \times \left(\frac{27}{0,25} \right) \left(\frac{27}{11390} \right)^{1/3} = 8,35 Mpa / m$

Tassement sous la charge ponctuelle

- $w = \frac{0,57Q}{\left[h(E_b \cdot E_s^2)^{1/3} \right]} = \frac{0,57 \times 0,035}{\left[0,25(11390 \times 27^2)^{1/3} \right]} = 0,39mm$

Valeurs des moments en fonction de l'éloignement de l'impact.

Le calcul des moments est indiqué dans le tableau Excel ci-dessous :

Deq= 3.69m

Q= 0.035MN

<i>Distance</i>	<i>Valeur (m)</i>	<i>Mt/(Q/8)</i>	<i>Mt (MN.m)</i>	<i>Mr/(Q/8)</i>	<i>Mr (MN.m)</i>
0Deq	0	1	0.004375	1	0.004375
0.1Deq	0.369	0.71	0.003106	0.88	0.003850
0.2Deq	0.738	0.21	0.000919	0.63	0.002756
0.3Deq	1.107	-0.07	-0.000306	0.43	0.001881
0.4Deq	1.476	-0.16	-0.000700	0.3	0.001313
0.5Deq	1.845	-0.19	-0.000831	0.21	0.000919
0.6Deq	2.214	-0.19	-0.000831	0.14	0.000613
0.7Deq	2.583	-0.17	-0.000744	0.1	0.000438
0.8Deq	2.952	-0.14	-0.000613	0.07	0.000306
0.9Deq	3.321	-0.1	-0.000438	0.05	0.000219
1Deq	3.69	-0.06	-0.000263	0.03	0.000131
1.1Deq	4.059	-0.03	-0.000131	0.02	0.000088
1.2Deq	4.428	-0.01	-0.000044	0.01	0.000044
1.3Deq	4.797	0	0.000000	0	0.000000

2.65.4. Fiche de résultats**1 Comparaison des résultats : calcul des Deq et KDeq en courte durée.**

Grandeur	Unité	Référence	Arche Dallage	Ecart
Deq	M	5.33	5.33	0.00%
Kdeq	Mpa/m	5.79	5.79	0.00%

2 Comparaison des résultats : calcul des Deq et Kdeq en longue durée

Grandeur	Unité	Référence	Arche Dallage	Ecart
Deq	M	3.69	3.69	0.00%
Kdeq	Mpa/m	8.35	8.35	0.00%

3 Comparaison des résultats : tassement en partie courante.

Grandeur	Unité	Référence	Arche Dallage	Ecart
W	mm	0.39	0.39	0.00%

4 Comparaison des résultats : Valeur du moment max.

Grandeur	Unité	Référence	Arche Dallage	Ecart
Mx	N.m	4987	4987	0.00%

Ces valeurs sont obtenues avec une discrétisation de l'ordre de 1m.

2.65.5. Fichier d'archive

Archive 06-0209SSLLB_DTU133.dal

2.66. Test n° 06-0210SSLLB DTU133: Prise en compte du gradient thermique en partie courante**2.66.1. Fiche de description**

- Référence : Test interne GRAITEC,
- Type d'analyse : statique linéaire,
- Type d'élément : dallage
- Norme : DTU 13.3 de mars 2005 sans prise en compte de l'amendement mars 2006

2.66.2. Présentation

Il s'agit de déterminer les effets du gradient thermique en partie courante :

- Contrainte max.
- Moment max.

Unités

- Longueur en m
- Contraintes en Mpa

Géométrie

- Epaisseur du dallage $H = 0.35$ m,
- Epaisseur de la chape $e = 0.00$ m

Caractéristiques du sol

Sol supposé homogène : $E_s = 22$ Mpa

Propriétés des matériaux

- Béton : B25
- Densité du béton : 25 KN/m³
- Module $E_{bv} = 11390$ Mpa
- Module $E_{bi} = 34180$ Mpa

Chargement

- Gradient thermique = 100°C/m

2.66.3. Résultats de référence**Contrainte sous gradient thermique, en partie courante**

$$\sigma_t = 0,5 \cdot \delta_t \cdot 10^{-5} \cdot E_{bv} = 0,5 \times 100 \times 0,35 \times 10^{-5} \times 11390 = 1,99 \text{ Mpa}$$

Moment de flexion correspondant

$$\sigma_{rx} = \frac{6M_{r(x)}}{h^2} \Rightarrow M_{r(x)} = \frac{\sigma_{rx} \times H^2}{6} = \frac{1,99 \times 0,35^2}{6} = 0,041 \text{ MN.m}$$

2.66.4. Fiche de résultats**1 Comparaison des résultats : Contrainte max.**

Grandeur	Unité	Référence	Arche Dallage	Ecart
σ	Mpa	1.99	1.90	4.50%

2 Comparaison des résultats : Moment max

Grandeur	Unité	Référence	Arche Dallage	Ecart
Mr(x)	MN.m	0.041	0.040	2.44%

2.66.5. Fichier d'archive

Archive 06-0210SSLLB_DTU133.dal

2.67. Test n° 06-0211SSLLB DTU133: Calcul du tassement total en angle**2.67.1. Fiche de description**

- Référence : Test interne GRAITEC,
- Type d'analyse : statique linéaire,
- Type d'élément : dallage
- Norme : DTU 13.3 de mars 2005 **sans prise en compte de l'amendement mars 2006**

2.67.2. Présentation

Il s'agit de déterminer le tassement total d'un angle soumis à une charge ponctuelle.

Ce tassement représente la somme de deux composantes :

- Le tassement sous la charge ponctuelle, en considérant le dallage continue sans joints.
- Le tassement complémentaire lié à la présence des joints.

Unités

- Longueur en m
- Tassements en mm

Géométrie

- Epaisseur du dallage $H = 0.18$ m,
- Epaisseur de la chape $e = 0.00$ m

Caractéristiques du sol

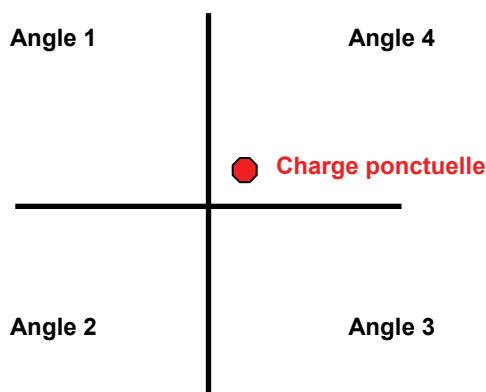
Sol supposé homogène : $E_s = 29$ Mpa

Propriétés des matériaux

- Béton : B25
- Densité du béton : 25 KN/m^3
- Module $E_{bv} = 11390$ Mpa
- Module $E_{bi} = 34180$ Mpa

Chargement

- Charge ponctuelle de 85 KN située à $x = 0.20$ et $y = 0.20$ m du bord => **la charge est considérée appliquée à long terme.**



- Gradient thermique = 40°C/m

2.67.3. Résultats de référence**Calcul des diamètres et raideurs équivalents à long terme**

$$D_{eq} = 1,97h \left(\frac{E_b}{E_s} \right)^{1/3} = 1,97 \times 0,18 \times \left(\frac{11390}{29} \right)^{1/3} = 2,60m$$

$$K_{De} = 0,58 \left(\frac{E_s}{h} \right) \left(\frac{E_s}{E_b} \right)^{1/3} = 0,58 \times \left(\frac{29}{0,18} \right) \left(\frac{29}{11390} \right)^{1/3} = 12,76 Mpa / m$$

Calcul des effets conjugués du retrait différentiel et d'un gradient de température

- $\varepsilon_r = 0.4mm / m$
- $D_{max} = 25 \text{ mm} \Rightarrow$ pas de majoration du retrait
- Epaisseur de chape = 0 $\Rightarrow \varepsilon_r' = \varepsilon_r = 0.40mm / m$
- $\delta_t = C \times H = 40 \times 0.18 = 7.2^\circ c$
- $\varepsilon_r'' = \varepsilon_r' + 1.1 \times \delta_t \times 10^{-5} = 0.00040 + 1.1 \times 7.2 \times 10^{-5} = 0.00048m / m$

Longueur soulevée en angle de joints

$$L_{sa} = \sqrt{0.16 \times \varepsilon_r'' \times \frac{E_{bv} \cdot H}{\gamma}} = \sqrt{0.16 \times 0.00048 \times \frac{11390 \times 0.18}{0.025}} = 2.51m$$

Tassement en partie courante

$$w = \frac{0.57 \cdot Q}{H_p \cdot \sqrt[3]{E_b \cdot E_s^2}} = \frac{0.57 \cdot 0.085}{0.18 \cdot \sqrt[3]{11390 \cdot 29^2}} = 1.27mm$$

Calcul de la charge équivalente Q_e

- $Q_e = Q \cdot \left(1 - \frac{d}{L_{sa}} \right)$
- $d = \sqrt{0.20^2 + 0.20^2} = 0.28284m$
- $Q_e = 85 \cdot \left(1 - \frac{0.28284}{2.51} \right) = 75.42KN$

En considérant les coefficients de transmission à chaque angle, on a les valeurs suivantes :

Angle	Coef. w	Force(KN)
1	0.20	15.084
2	0.10	7.542
3	0.20	15.084
4	0.50	37.71

Tassement complémentaire sous l'angle chargé

Etant donné que l'on considère $Q_s=0$, on a $Q_e > Q_s$ et donc :

$$\bullet \quad w_c = w(Q_e) = 6 \cdot \frac{0.57 \cdot Q}{H \cdot \sqrt[3]{E_b \cdot E_s^2}} = 6 \cdot \frac{0.57 \cdot 0.03771}{0.18 \cdot \sqrt[3]{11390 \cdot 29^2}} = 3.37 \text{ mm}$$

Tassement total sous l'angle chargé

Etant donné que l'on considère $Q_s=0$, on a $Q_e > Q_s$ et donc :

$$\bullet \quad w = w_{pc} + w_c = 1.27 + 3.37 = 4.64 \text{ mm}$$

2.67.4. Fiche de résultats**1 Comparaison des résultats : Tassement complémentaire en angle**

Grandeur	Unité	Référence	Arche Dallage	Ecart
Wc	mm	3.37	3.37	0.00%

1 Comparaison des résultats : Tassement total en angle

Grandeur	Unité	Référence	Arche Dallage	Ecart
W	mm	4.64	4.64	0.00%

2.67.5. Fichier d'archive

Archive 06-0211SSLLB_DTU133.dal

2.68. **Test n° 06-0212SSLLB DTU133: Calcul des contraintes dans un dallage soumis à plusieurs charges ponctuelles, en partie courante.**

2.68.1. **Fiche de description**

- Référence : Test fourni par l'UNESI.
- Type d'analyse : statique linéaire,
- Type d'élément : dallage
- Norme : DTU 13.3 de mars 2005 avec prise en compte de l'amendement mars 2006

2.68.2. **Présentation**

Il s'agit de calculer les contraintes en partie courante d'un dallage soumis à plusieurs charges ponctuelles.

Unités

- Longueur en cm
- Forces en daN
- Contraintes en Bars

Géométrie

- Epaisseur du dallage H= 18 cm,
- Epaisseur de la chape e= 0.00 cmm

Caractéristiques du sol

Sol supposé multicouches:

	Z toit (m)	Es (bars)
Couche 1	0,00	500
Couche 2	0,40	300
Couche 3	1,40	200
Couche 4	3,40	350
Couche 5	6,40	1000
Couche 6	10,00	1000

Propriétés des matériaux

- Béton : B25
- Densité du béton : 24 KN/m3
- Module Ebv= 107093 Bar
- Module Ebi= 321280 Bar

Chargement

- Les charges sont décrites dans la tableau ci-dessous :

No Action	No charge	Coordonnées		Charges Non Pondérées	Courte ou longue durée	Coefficient de trafic Ct	Coefficient combinaison
		X(cm)	Y(cm)				
1	1	15 cm	0 cm	3000 daN	LD		1
1	2	15 cm	300 cm	3000 daN	LD		1
1	3	15 cm	-300 cm	3000 daN	LD		1
1	4	-15 cm	0 cm	3000 daN	LD		1
1	5	-15 cm	300 cm	3000 daN	LD		1
1	6	-15 cm	-300 cm	3000 daN	LD		1
1	7	115 cm	0 cm	3000 daN	LD		1
1	8	115 cm	300 cm	3000 daN	LD		1
1	9	115 cm	-300 cm	3000 daN	LD		1
1	10	-115 cm	0 cm	3000 daN	LD		1
1	11	-115 cm	300 cm	3000 daN	LD		1
1	12	-115 cm	-300 cm	3000 daN	LD		1

- Prise en compte du retrait du béton

2.68.3. Résultats de référence

Contraintes radiales et tangentielles

Les contraintes de référence sont données en plusieurs points de calcul, tels que décrit dans le tableau ci-après :

No	1	2	3	4	5	6	7
X(cm)	0 cm	7,5 cm	15 cm	65 cm	115 cm		
Y(cm)	0 cm	0 cm	0 cm	0 cm	0 cm		

Les valeurs de contraintes obtenues doivent être les suivantes :

Contraintes due aux charges ponctuelles (bars) [+ face inférieure tendue, - face supérieure tendue]

No	1	2	3	4	5	6	7
X(cm)	0 cm	7,5 cm	15 cm	65 cm	115 cm	0 cm	0 cm
Y(cm)	0 cm	0 cm	0 cm	0 cm	0 cm	0 cm	0 cm
Sig radiale	10,39	9,99	9,07	1,31	4,07	10,39	10,39
Sig tangent	16,19	16,12	15,92	11,87	10,52	16,19	16,19

2.68.4. Fiche de résultats

1 Comparaison des résultats : contraintes résultantes

Point	1	2	3	4	5
σ théorique	10.39	9.99	9.07	8.40	4.07
σ (dallage)	11.40	10.20	9.58	8.27	4.70
Ecart (%)	9.72	2.10	5.62	1.55	15.48
σ théorique	16.19	16.12	15.92	11.87	10.52
σ (dallage)	18.16	16.50	16.20	12.03	10.97
Ecart (%)	12.17	2.36	1.76	1.35	4.28

Les résultats de Arche dallage sont obtenus à partir des valeurs lues sur une courbe de résultats.

2.68.5. *Fichier d'archive*

Archive 06-0212SSLLB_DTU133.dal

2.69. **Test n° 06-0213SSLLB DTU133: Calcul d'un dallage en zone d'angle, soumis à des charges ponctuelles et roulantes**

2.69.1. **Fiche de description**

- Référence : Test fourni par l'UNESI.
- Type d'analyse : statique linéaire,
- Type d'élément : dallage
- Norme : DTU 13.3 de mars 2005 **avec prise en compte de l'amendement mars 2006**

2.69.2. **Présentation**

Il s'agit de calculer un dallage en zone d'angle, soumis à des charges roulantes et des charges ponctuelles.

Pour cela, on vérifiera les résultats suivants:

- Diamètre et raideur équivalents
- Longueur soulevée à l'angle
- Moment de flexion max à chaque angle.
- Contrainte max à chaque angle.

Unités

- Longueur en cm
- Forces en daN
- Contraintes en Bars

Géométrie

- Epaisseur du dallage H= 20 cm,
- Epaisseur de la chape e= 0.00 cmm

Caractéristiques du sol

Sol supposé multicouches:

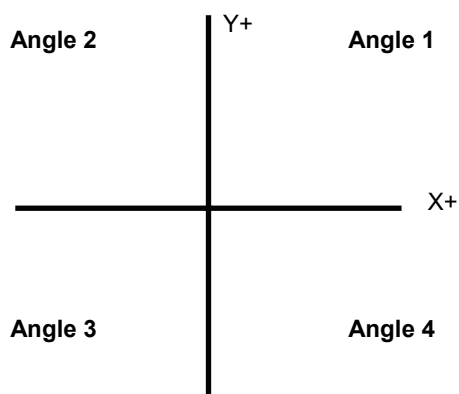
	Z toit (m)	Es (bars)
Couche 1	0,00	500
Couche 2	0,40	300
Couche 3	1,40	200
Couche 4	3,40	350
Couche 5	6,40	1000
Couche 6	10,00	1000

Propriétés des matériaux

- Béton : B25
- Densité du béton : 24 KN/m³
- Module E_{bv}= 107093 Bar
- Module E_{bi}= 321280 Bar

Chargement

Les angles sont repérés sur le schéma suivant :



- Les charges sont décrites dans la tableau ci-dessous :

N° charge	N° Angle	Coordonnées		Intensité (daN)	Type
		X (cm)	Y (cm)		
1	1	50	20	2000	LD
2	1	75	30	3000	LD
3	2	-25	-25	2500	CD
4	2	-35	-35	8000	CD

LD: longue durée

CD: courte durée

2.69.3. Résultats de référence

Diamètre et raideur équivalents

Les valeurs de référence données par l'UNESI sont les suivantes :

- $Deqv = 2.77 \text{ m}$
- $Deqi = 3.93 \text{ m}$
- $Kdeqv = 1.27 \text{ Mpa/m}$
- $Kdeqi = 0.94 \text{ Mpa/m}$

Longueur de soulèvement en angle

- La valeur de référence donné par l'UNESI est de 1.16m

Moment de flexion maximum par angle

	Angle 1	Angle 2	Angle 3	Angle 4
Moment max (daN.m)	1053	1595	658	477

Contrainte maximale par angle

	Angle 1	Angle 2	Angle 3	Angle 4
Contrainte max (Bars)	15.79	23.93	9.87	7.15

2.69.4. Fiche de résultats**1 Comparaison des résultats : calcul des Deq et KDeq en courte durée.**

Grandeur	Unité	Référence	Arche Dallage	Ecart
Deq	m	3.93	3.92	0.00%
Kdeq	Mpa/m	0.94	0.95	0.00%

2 Comparaison des résultats : calcul des Deq et Kdeq en longue durée

Grandeur	Unité	Référence	Arche Dallage	Ecart
Deq	M	2.77	2.76	0.00%
Kdeq	Mpa/m	1.27	1.30	0.00%

3 Comparaison des résultats : Longueur Lsa

Unité	Référence	Arche Dallage	Ecart
M	1.16	1.157	0.25%

4 Comparaison des résultats : Moment max à chaque angle (en daN.m).

	Angle 1	Angle 2	Angle 3	Angle 4
Valeur théorique	1053	1595	658	477
Arche Dallage	1053	1595	658	477
Ecart %	0.00	0.00	0.00	0.00

5 Comparaison des résultats : Contrainte max à chaque angle (en Bars).

	Angle 1	Angle 2	Angle 3	Angle 4
Valeur théorique	15.79	23.93	9.87	7.15
Arche Dallage	15.79	23.93	9.87	7.15
Ecart %	0.00	0.00	0.00	0.00

2.69.5. Fichier d'archive

Archive 06-0213SSLLB_DTU133.dal

Canada

GRAITEC Inc.

183, St. Charles St. W.
Suite 300
Longueuil (Québec) Canada
J4H1C8

Tél. (450) 674-0657
Fax (450) 674-0665
Hotline (450) 674-0657
Sans frais 1-800-724-5678
Web www.graitec.com/en
Email info.canada@graitec.com

France

GRAITEC France Sarl

17 Burospace
91573 Bièvres Cedex

Tél. 33 (0)1 69 85 56 22
Fax 33 (0)1 69 85 33 70
Web <http://www.graitec.com/Fr/>
Email info.france@graitec.com

Allemagne, Suisse, Autriche

GRAITEC GmbH

Centroallee 263a
D-46047 Oberhausen Germany
Tel. +49-(0) 208 / 62188-0
Fax +49-(0) 208 / 62188-29
Web <http://www.graitec.com/Ge/>
Email info.germany@graitec.com

République tchèque et Slovaquie

AB Studio spol. s r.o.

Jeremenkova 90a 140 00 PRAHA 4
Tél. +420/244 016 055
Fax +420/244 016 088
Hotline +420/244 016 050
Web <http://www.abstudio.cz/>
Email abstudio@abstudio.cz

Royaume-Uni

GRAITEC UK Ltd.

The Old Forge
Suth Road
Weybridge
Surrey KT13 9DZ
Tél. +44 (0)1932 858516
Fax +44 (0)1932 859099
Email sales@graitec.co.uk

Russie

GRAITEC CJSC

Locomotivny Proezd 21, Build. 5,
Office 503
Moscow 127238 - Russia
Tél. +7(495) 225-13-65
Fax. +7(495) 488-67-81
Email info.russia@graitec.com

Roumanie

GRAITEC Roumanie SRL

Str. Samuil Vulcan, Nr. 10 Sector 5
București, Romania
Tél. +40 (21) 410.01.19
Fax +40 (21) 410.01.24
Mobile 0729 002 107
Web <http://www.graitec.com/Ro/>
Email sales@graitec.ro