

TABLE DES MATIERES

1.	OBJET	3
2.	PRESENTATION DES OUVRAGES	3
3.	REGLEMENTS – TEXTES DE REFERENCE	3
3.1.	EUROCODES	3
3.2.	NORMES	4
3.3.	AUTRES DOCUMENTS.....	4
4.	DONNEES GEOTECHNIQUES.....	4
5.	MATERIAUX	4
5.1.	BETONS.....	4
5.1.1.	Classes de résistance.....	4
5.1.2.	Caractéristiques mécaniques des bétons.....	5
5.1.3.	Caractéristiques de calcul des bétons.....	6
5.2.	ARMATURES PASSIVES.....	8
5.2.1.	Nuances des aciers	8
5.2.2.	Caractéristiques mécaniques des aciers.....	8
5.2.3.	Caractéristiques de calcul des aciers.....	8
5.3.	DURABILITE – ENROBAGE– FISSURATION.....	10
5.3.1.	Classe d'exposition	10
5.3.2.	Enrobage	10
5.3.2.1.	Hypothèses sur la détermination de l'enrobage minimal	10
5.3.2.2.	Tableau récapitulatif des enrobages et classes structurales	11
5.3.3.	Maîtrise de la fissuration	13
5.4.	METAL	14
6.	ACTIONS	14
6.1.	ACTIONS PERMANENTES	14
6.1.1.	Poids propre	14
6.1.2.	Action des terres.....	14
6.1.3.	Retrait et fluage	14
6.2.	ACTIONS VARIABLES	15
6.2.1.	Actions du souffle	15
6.2.2.	Surcharge sur remblais.....	15
6.3.	ACTIONS CLIMATIQUES.....	15
6.3.1.	Vent.....	15
6.3.2.	Action de la neige	19
6.3.3.	Actions thermiques	19

6.4.	ACTION SISMIQUE	19
6.5.	ACTIONS EN PHASE DE CONSTRUCTION.....	19
6.6.	ACTIONS ACCIDENTELLES	19
6.7.	CHOC SUR GBA	19
7.	COMBINAISONS	20
8.	VERIFICATION DES DEPLACEMENTS.....	20
9.	METHODOLOGIE DE CALCUL DES ECRANS.....	21
9.1.	CALCUL DES POTEAUX	21
9.2.	CALCUL DES PANNEAUX	21
9.3.	CALCUL DES FONDATIONS SUPERFICIELLES.....	21
10.	DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES	22
10.1.	ESPACEMENT MINIMAL ENTRE ARMATURES.....	22
10.2.	ANCRAGE DES ARMATURES	22
10.2.1.	Contrainte ultime d'adhérence	22
10.2.2.	Longueur d'ancrage de référence requise.....	23
10.2.3.	Longueur d'ancrage de calcul	23
10.3.	RECouvreMENTS	24
10.3.1.	Longueur de recouvrement de calcul	24
10.3.2.	Espacement longitudinal entre recouvrements	26
10.3.3.	Armatures transversales des zones de recouvrement.....	26
10.4.	FERRAILLAGES MINIMAUX MIS EN ŒUVRE	26

1. OBJET

Cette note a pour objet de définir l'ensemble des hypothèses de calculs nécessaires au prédimensionnement des écrans acoustiques sur l'A55 à Martigues au niveau du site 10.

L'étude des panneaux acoustiques n'est pas concernée par la présente note.

2. PRESENTATION DES OUVRAGES

Hauteur écran : 5m

3. REGLEMENTS – TEXTES DE REFERENCE

3.1. EUROCODES

Les Eurocodes sont appliqués avec leurs annexes nationales françaises. Ils sont prioritaires par rapport aux autres règlements et textes de référence.

⇒ Eurocode 0 : **Bases de calcul des structures**

- NF EN 1990 : Eurocodes structuraux - Bases de calcul des structures (mars 2003) et NFP06-100-2 (juin 2004)

⇒ Eurocode 1 : **Actions sur les structures**

- NF EN 1991-1-1 : Actions générales – Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments (mars 2003) et NF P06-111-2 (juin 2004) + NF P06-111-2/A1 (Mai 2009)
- NF EN 1991-1-4 : Actions générales – Actions du vent (novembre 2005) et NF EN 1991-1-4/NA (mars 2008)
- NF EN 1991-1-5 : Actions générales – Actions thermiques (mai 2004) et NF EN 1991-1-5/NA (février 2008)
- NF EN 1991-1-6 : Actions générales – Actions en cours d'exécution (novembre 2005) et NF EN 1991-1-6/NA (mars 2009)
- NF EN 1991-1-7 : Actions générales – Actions accidentelles (février 2007) et NF EN 1991-1-7/NA (septembre 2008)

⇒ Eurocode 2 : **Calcul des structures en béton**

- NF EN 1992-1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments (octobre 2005) et NF EN 1992-1-1/NA (mars 2007)
- NF EN 1992-2 : Ponts en béton – Calcul et dispositions constructives (mai 2006) et NF EN 1992-2/NA (avril 2007)

⇒ Eurocode 3 : **Calcul des structures en acier**

- NF EN 1993-1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments (octobre 2005) et NF EN 1993-1-1/NA (mai 2007)

- NF EN 1993-1-5 : Plaques planes (mars 2007) et NF EN 1993-1-5/NA (octobre 2007)
- NF EN 1993-1-8 : Calcul des assemblages (décembre 2005) et NF EN 1993-1-8/NA (juillet 2007)
- NF EN 1993-1-9 : Fatigue (décembre 2005) et NF EN 1993-1-9/NA (avril 2007)
- NF EN 1993-1-10 : Choix des qualités d'acier (décembre 2005) et NF EN 1993-1-10/NA (avril 2007)

⇒ **Eurocode 7 : Calcul géotechnique**

- NF EN 1997-1 : Règles générales (juin 2005) et NF EN 1997-1/NA (septembre 2006) et les normes françaises associées.

3.2. NORMES

Les normes françaises homologuées sont applicables de façon générale. La liste non exhaustive suivante rappelle celles qui sont directement utilisées dans la conception :

- ⇒ NF EN 1794-1 et 1794-2 : Dispositifs de réduction du bruit du trafic routier - Performances non acoustiques

3.3. AUTRES DOCUMENTS

- ⇒ Guide méthodologique du SETRA Eurocode 2 application aux ponts routes en béton (juillet 2008)
- ⇒ Conception et calcul du génie civil des écrans de protection phonique routiers du CEREMA (juillet 2017)

4. DONNEES GEOTECHNIQUES

Sans objet à ce stade.

5. MATERIAUX

5.1. BETONS

5.1.1. CLASSES DE RESISTANCE

Les classes de résistance des bétons utilisés pour cet ouvrage sont les suivantes

	PARTIES ENTERREES	PARTIES AERIENNES
Classe de résistance	C30/37	C35/45

5.1.2. CARACTERISTIQUES MECANQUES DES BETONS

Les classes de résistance de l'EN sont basées sur la résistance caractéristique en compression du béton mesurée sur cylindre f_{ck} , déterminée à 28 jours [EN-1992-1-1, article 3.1.2].

Nous adopterons les notations suivantes des caractéristiques mécaniques des bétons de l'EN-1992-1-1 :

	C30/37	EXPRESSIONS LITTERALE ET ANALYTIQUE
f_{ck} (MPa)	30	Résistance caractéristique en compression du béton mesurée sur cylindres à 28 jours
$f_{ck,cube}$ (MPa)	37	Résistance caractéristique en compression du béton mesurée sur cubes à 28 jours
f_{cm} (MPa)	38	Valeur moyenne de la résistance en compression du béton mesurée sur cylindre $f_{cm} = f_{ck} + 8$
f_{ctm} (MPa)	2.90	Valeur moyenne de la résistance en traction directe du béton $f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{(2/3)} (\leq C50/60)$ ou $f_{ctm} = 2.12 \cdot \ln(1 + f_{cm}/10) (> C50/60)$
$f_{ctk\ 0.05}$ (MPa)	2.03	Résistance caractéristique en traction directe du béton (fractile 5%) : $f_{ctk\ 0.05} = 0.70 f_{ctm}$
$f_{ctk\ 0.95}$ (MPa)	3.77	Résistance caractéristique en traction directe du béton (fractile 95%) : $f_{ctk\ 0.95} = 1.30 f_{ctm}$
E_{cm} (MPa)	32837	Module d'élasticité sécant du béton : $E_{cm} = 22\ 000 \cdot [(f_{cm})/10]^{0.3}$ (avec f_{cm} en MPa)
ϵ_{c2}	0.20%	Déformation relative en compression du béton (au pic de contrainte f_{ck})
ϵ_{cu2}	0.35%	Déformation relative ultime du béton en compression
ν	0/0.2	Coefficient de Poisson : 0 pour béton fissuré et 0.2 pour béton non fissuré
α	10^{-5}	Coefficient de dilatation thermique
	C35/45	EXPRESSIONS LITTERALE ET ANALYTIQUE
f_{ck} (MPa)	35	Résistance caractéristique en compression du béton mesurée sur cylindres à 28 jours
$f_{ck,cube}$ (MPa)	45	Résistance caractéristique en compression du béton mesurée sur cubes à 28 jours
f_{cm} (MPa)	43	Valeur moyenne de la résistance en compression du béton mesurée sur cylindre $f_{cm} = f_{ck} + 8$
f_{ctm} (MPa)	3.21	Valeur moyenne de la résistance en traction directe du béton $f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{(2/3)} (\leq C50/60)$ ou $f_{ctm} = 2.12 \cdot \ln(1 + f_{cm}/10) (> C50/60)$
$f_{ctk\ 0.05}$ (MPa)	2.25	Résistance caractéristique en traction directe du béton (fractile 5%) : $f_{ctk\ 0.05} = 0.70 f_{ctm}$
$f_{ctk\ 0.95}$ (MPa)	4.17	Résistance caractéristique en traction directe du béton (fractile 95%) : $f_{ctk\ 0.95} = 1.30 f_{ctm}$
E_{cm} (MPa)	34077	Module d'élasticité sécant du béton : $E_{cm} = 22\ 000 \cdot [(f_{cm})/10]^{0.3}$ (avec f_{cm} en MPa)
ϵ_{c2}	0.20%	Déformation relative en compression du béton (au pic de contrainte f_{ck})
ϵ_{cu2}	0.35%	Déformation relative ultime du béton en compression
ν	0/0.2	Coefficient de Poisson : 0 pour béton fissuré et 0.2 pour béton non fissuré
α	10^{-5}	Coefficient de dilatation thermique

5.1.3. CARACTERISTIQUES DE CALCUL DES BETONS

Les résistances de calcul du béton sont définies à partir des formules :

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad \text{et} \quad f_{ctd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ctk0,05}}{\gamma_c}$$

Avec $\alpha_{cc} = 1,00$ [EN 1992-1-1 et EN 1992-1-1/NA ; article 3.1.6]

γ_c : le coefficient partiel de sécurité relatif au matériau béton, défini ci-après.

Les valeurs du coefficient partiel relatif au matériau béton [article 2.4.2.4 des EN 1992-1-1 et EN 1992-1-1/NA] seront prises égales à :

à l'ELS : $\gamma_c = 1.00$

à l'ELU : $\gamma_c = 1.50$ pour les situations durables et transitoires

$\gamma_c = 1.20$ pour les situations accidentelles

La contrainte de compression dans le béton doit être limitée afin d'éviter les fissures longitudinales, les microfissures ou encore les niveaux élevés de fluage. A ce titre, les contraintes de compression dans le béton seront limitées à [EN 1992-1-1 et EN 1992-1-1/NA ; article 7.2] :

⇒ **0.60** f_{ck} sous les combinaisons caractéristiques d'actions

⇒ **0.45** f_{ck} sous les combinaisons quasi-permanentes d'actions

Le tableau ci-après fait le bilan des résistances de calcul en compression à prendre en compte pour un béton **C30/37**:

		BETON C30/37
$\sigma_{c,adm}$ [MPa] Contrainte de compression admissible	ELS Quasi-permanents	13.5
	ELS Fréquents et Caractéristiques	18.0
	ELU Fondamentaux	20.0 ($\epsilon_{cu2} = 0.35\%$)
	ELU Accidentels	25.0 ($\epsilon_{cu2} = 0.35\%$)

Le tableau ci-après fait le bilan des résistances de calcul en traction à prendre en compte pour un béton **C30/37**:

f_{ctd} [MPa] Résistance de calcul en traction	ELS	2.03
	ELU Fondamentaux	1.35
	ELU Accidentels	1.69

Le tableau ci-après fait le bilan des résistances de calcul en compression à prendre en compte pour un béton **C35/45**:

		BETON C35/45
$\sigma_{c,adm}$ [MPa] Contrainte de compression admissible	ELS Quasi-permanents	15.75
	ELS Fréquents et Caractéristiques	21.0
	ELU Fondamentaux	23.33 ($\epsilon_{cu2} = 0.35\%$)
	ELU Accidentels	29.2 ($\epsilon_{cu2} = 0.35\%$)

Le tableau ci-après fait le bilan des résistances de calcul en traction à prendre en compte pour un béton **C35/45**:

f_{ctd} [MPa] Résistance de calcul en traction	ELS	2.25
	ELU Fondamentaux	1.50
	ELU Accidentels	1.88

5.2. ARMATURES PASSIVES

5.2.1. NUANCES DES ACIERS

Les armatures à haute adhérence sont du type **B500B** et soudables. L'emploi d'acier doux n'est pas prévu par l'EC2. Néanmoins, on envisage la possibilité d'employer des aciers de nuance B235C qualité soudable comme acier de montage, chaises ou aciers de manutention.

5.2.2. CARACTERISTIQUES MECANQUES DES ACIERS

Nous adopterons les notations des caractéristiques mécaniques des aciers de béton armé définies dans l'Annexe C de l'EN-1992-1-1. Nous résumerons les caractéristiques mécaniques des différents types d'armatures dans le tableau suivant :

	B500B	EXPRESSIONS LITTERALE ET ANALYTIQUE
f_{yk} [MPa]	500	Limite caractéristique d'élasticité de l'acier de béton armé
Classe	B	Classe des aciers définie dans l'Annexe C de l'EN 1992-1-1
$k.f_{yk}$ [MPa]	540	Résistance caractéristique en traction de l'acier de béton armé $f_{tk} = k.f_{yk}$ avec $k \geq 1.08$ pour acier classe B
E_s [MPa]	200 000	Module d'élasticité de l'acier
ϵ_{uk}	5.00%	Allongement sous charge maximale

Le diamètre minimum des barres retenu est de **8 mm** (sauf pour les aciers de montage ou de construction).

5.2.3. CARACTERISTIQUES DE CALCUL DES ACIERS

Les résistances de calcul de l'acier de béton armé sont définies à partir de la formule :

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad \text{avec } \gamma_s = \text{coefficient partiel de sécurité relatif au matériau acier, défini ci-dessous}$$

Les valeurs du coefficient partiel relatif au matériau acier [EN 1992-1-1 et EN 1992-1-1/NA ; article 2.4.2.4] seront prises égales à :

à l'ELS : $\gamma_s = 1.00$

à l'ELU : $\gamma_s = 1.15$ pour les situations durables et transitoires

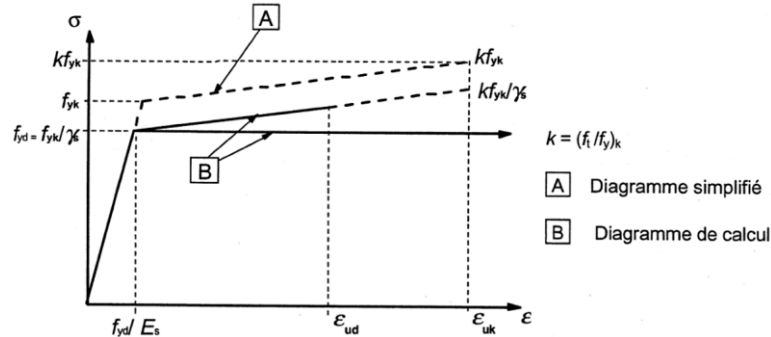
$\gamma_s = 1.00$ pour les situations accidentelles

L'allongement maximal de calcul de l'acier de béton armé vaut : $\epsilon_{ud} = 0,90.\epsilon_{uk}$

Le diagramme contrainte-déformation de calcul pour les aciers de béton armé pourra retenir l'une des deux hypothèses [EN 1992-1-1 et EN 1992-1-1/NA ; article 3.2.7] :

a) branche supérieure inclinée, avec une limite de déformation égale à ε_{ud} et une contrainte maximale $k.f_{yk} / \gamma_{s s}$ pour ε_{uk} , avec $k = 1.08$ (cf. EN 1992-1-1 tableau C.1)

b) branche supérieure horizontale, sans nécessité de vérifier la limite de déformation.



A l'ELS, afin d'assurer un niveau de fissuration ou de déformation acceptable la contrainte dans les armatures de béton armé doit être limitée à **0.80 f_{yk}** sous les combinaisons caractéristiques d'actions [article 7.2 des EN 1992-1-1 et EN 1992-1-1/NA].

Le tableau ci-après fait le bilan des résistances de calcul en traction à prendre en compte pour les aciers Haute Adhérence **B500 B**.

B500B			
$\sigma_{s,adm}$ [MPa]* Contrainte admissible	ELS QP et Fréquents	300 (non dimensionnant)	
	ELS Caractéristiques	300	
	ELU Fondamentaux	435	470 ($\varepsilon < \varepsilon_{ud} = 4.50\%$)
	ELU Accidentels	500	540 ($\varepsilon < \varepsilon_{ud} = 4.50\%$)

5.3. DURABILITE – ENROBAGE– FISSURATION

5.3.1. CLASSE D'EXPOSITION

Les classes d'expositions retenues pour la détermination des enrobages sont déduites des STD Béton. Elles sont les suivantes :

- ⇒ Pour les longrines, panneaux et toute partie non enterrée : **XC4 XS3 XF1**
- ⇒ Pour les semelles enterrées : **XC2 XS1**

5.3.2. ENROBAGE

5.3.2.1. HYPOTHESES SUR LA DETERMINATION DE L'ENROBAGE MINIMAL

Un enrobage minimal c_{min} doit être assuré afin de garantir la bonne transmission de l'adhérence ainsi que la protection de l'acier contre la corrosion. L'enrobage minimal à utiliser est la plus grande valeur satisfaisant aux exigences concernant l'adhérence et les conditions d'environnement :

$$c_{min} = \max (c_{min, b} ; c_{min, dur} + \Delta c_{dur, \gamma} + \Delta c_{dur, yst} + \Delta c_{dur, add} ; 10 \text{ mm})$$

- avec $c_{min, b}$ l'enrobage minimal vis-à-vis des exigences d'adhérence
 $c_{min, dur}$ l'enrobage minimal vis-à-vis de la durabilité
 $\Delta c_{dur, \gamma}$ une marge de sécurité
 $\Delta c_{dur, yst}$ la réduction de l'enrobage minimal dans le cas d'acier inoxydable
 $\Delta c_{dur, add}$ la réduction de l'enrobage en cas de protection supplémentaire

Nous retiendrons [article 4.4.1.2 de l'EN 1992-1-1] : $\Delta c_{dur, \gamma} = \Delta c_{dur, yst} = \Delta c_{dur, add} = 0$.

- ⇒ Pour respecter l'enrobage minimal vis-à-vis des exigences d'adhérence, nous garderons les valeurs $c_{min, b}$ du tableau 4.2 de l'EN 1992-1-1 :

	$c_{min, b}$ pour les aciers passifs	
	Plus gros granulats $\leq 32 \text{ mm}$	Plus gros granulats $> 32 \text{ mm}$
Armatures individuelles	ϕ	$\phi + 5 \text{ mm}$
Paquets *	ϕ équivalent	ϕ équivalent + 5 mm

⇒ Pour respecter l'enrobage minimal vis-à-vis de la durabilité, nous prendrons en compte les valeurs $c_{min,dur}$ du tableau 4.4N de l'EN 1992-1-1 en fonction de la classe structurale de la paroi étudiée :

Exigence environnementale pour $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe Structurale	Classe d'exposition selon Tableau 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4/XF1	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

⇒ la tolérance pour écart d'exécution Δc_{dev} sera prise égale à **10 mm pour les semelles enterrées et à 5mm pour les longrines (afin de limiter l'enrobage à 6cm).**

5.3.2.2. TABLEAU RECAPITULATIF DES ENROBAGES ET CLASSES STRUCTURALES

La classe structurale est définie de manière conventionnelle pour la détermination de l'enrobage.

Elle s'appuie sur différents paramètres qui sont :

- la durée d'utilisation du projet (critère 1)
- la classe de résistance du béton (critère 2)
- la nature du liant (critère 3)
- la maîtrise de la qualité de production du béton (critère 4)

La classe de référence est la classe **S4** et est donnée pour une durée d'utilisation du projet de **50 ans**. Pour le projet étudié, la durée d'utilisation est de **100 ans (à confirmer en phase PRO)**.

Critère	Classe d'exposition selon Tableau 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4/XF1	XD1 / XS1 / XA1 ³⁾	XD2 / XS2 / XA2 ³⁾	XD3 / XS3 / XA3 ³⁾
Durée d'utilisation de projet	100 ans : majoration de 2	100 ans : majoration de 2	100 ans : majoration de 2	100 ans : majoration de 2	100 ans : majoration de 2	100 ans : majoration de 2	100 ans : majoration de 2
	25 ans et moins : minoration de 1	25 ans et moins : minoration de 1	25 ans et moins : minoration de 1	25 ans et moins : minoration de 1	25 ans et moins : minoration de 1	25 ans et moins : minoration de 1	25 ans et moins : minoration de 1
Classe de résistance	≥ C30/37 et < C50/60 : minoration de 1	≥ C30/37 et < C50/60 : minoration de 1	≥ C30/37 et < C55/67 : minoration de 1	≥ C35/45 et < C60/75 : minoration de 1	≥ C40/50 et < C60/75 : minoration de 1	≥ C40/50 et < C60/75 : minoration de 1	≥ C45/55 et < C70/85 : minoration de 1
	≥ C50/60 : minoration de 2	≥ C50/60 : minoration de 2	≥ C55/67 : minoration de 2	≥ C60/75 : minoration de 2	≥ C60/75 : minoration de 2	≥ C60/75 : minoration de 2	≥ C70/85 : minoration de 2
Nature du liant		Béton de classe ≥ C35/45 à base de CEM I sans cendres volantes : minoration de 1	Béton de classe ≥ C35/45 à base de CEM I sans cendres volantes : minoration de 1	Béton de classe ≥ C40/50 à base de CEM I sans cendres volantes : minoration de 1			
Enrobage compact	minoration de 1	minoration de 1	minoration de 1	minoration de 1	minoration de 1	minoration de 1	minoration de 1

Le tableau ci-après définit par paroi et par face les classes structurales et enrobages théoriques minimaux.
Le tableau est complété par les valeurs des enrobages retenues.

	Parties enterrées	Parties aériennes
Classes d'environnement	XC2 XS1	XC4 XS3 XF1
Classes structurale	S6 S5 (durée de vie 100ans) – 0 unité (C30/37)	S6 S6 (durée de vie 100ans) - 0 unité (C35/45)
$C_{min,dur}$	45 mm	55 mm
$C_{min,b}$	20 mm	20 mm
C_{dev}	5 mm	5 mm
C_{nom}	50 mm	60 mm
Enrobages retenus	50 mm	50* mm

Nous proposons de limiter l'enrobage à 5cm afin de réduire les risques de fissuration.

5.3.3. MAITRISE DE LA FISSURATION

Les valeurs maximales d'ouvertures de fissures sont les suivantes (d'après la norme EN 1992-2/NA) :

CLASSES D'EXPOSITION	ELEMENTS EN BETON ARME w_{max} SOUS COMBINAISONS FREQUENTES
XC2/XC4	0.30 mm
XS1 XS3	0.20 mm

La méthode simplifiée issue de la clause 7.3.3 de l'EN 1992 -2/NA visant à la maîtrise de la fissuration sans calcul direct sera appliquée, elle se résume à :

- Vérifier que l'espacement des armatures est inférieur à **$5(c+\Phi/2)$** avec c = min (enrobage; demi espacement entre nus intérieurs des aciers) et Φ diamètre de la barre mise en œuvre.
- Limiter la contrainte de calcul de l'acier à **1000 w_{max}** pour les pièces partiellement tendues et à **600 w_{max}** pour les pièces totalement tendues sous combinaisons ELS fréquentes. (par ailleurs la contrainte dans les aciers à l'ELS caractéristique est limitée à 300 MPa afin de s'affranchir des justification à la fatigue)

5.4. METAL

Acier profilés et platines: Nuance S 235

Tiges d'ancrage : conformément au guide du CEREMA, les tiges d'ancrage utilisées auront une classe inférieure ou égale à la classe 5.6 ou une classe 8.8. Dans le cas d'utilisation de tiges de classe 8.8, on limitera dans les calculs la résistance à la rupture des tiges à 500MPa et la limite élastique à 400MPa.

6. ACTIONS

6.1. ACTIONS PERMANENTES

6.1.1. POIDS PROPRE

Le poids propre des éléments de structure est considéré avec sa valeur nominale.

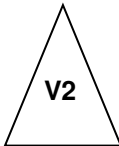
Il est déterminé à partir des plans de coffrage de l'ouvrage. La masse volumique sera prise égale à $\rho_c = 2.5 \text{ T/m}^3$ (soit **24.5 kN/m³**) pour le béton et $\rho_s = 8.00 \text{ T/m}^3$ (soit **78.5 kN/m³**) pour l'acier.

Pour les panneaux, le poids propre sera calculé en considérant :

- Poids béton : $\rho_c = 2.5 \text{ T/m}^3 \pm 5\%$
- Matériau absorbant $\rho = 0.92 \text{ t/m}^3$ (soit **9 kN/m³**) +20%/-0% à pondérer par **1.5 à l'ELU**

6.1.2. ACTION DES TERRES

On retient les caractéristiques suivantes des terres et remblais en contact avec le soubassement :

- 
- ⇒ une cohésion nulle : **C = 0**
 - ⇒ un angle de frottement $\phi = 30^\circ$
 - ⇒ un poids volumique Δ_{remb} égal à **20 kN/m³** ;
 - ⇒ un coefficient de poussée **K=0.333** sur les murs (en l'absence du talus).

Poids des terres sur la semelle : **2.0 t/m³**

La proximité des bords de talus sera prise en compte pour la vérification de la portance du sol.

6.1.3. RETRAIT ET FLUAGE

Des dispositions constructives seront prises (joints tous les 25m maxi) de façon à négliger les effets du retrait.

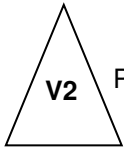
6.2. ACTIONS VARIABLES

6.2.1. ACTIONS DU SOUFFLE

On considère une valeur du souffle de 0.80kN/m^2 . Cette pression dynamique ne se cumulant pas au vent, elle ne sera pas dimensionnante.

Les effets du souffle ne sont considérés que pour les écrans situés à moins de 3m des voies.

6.2.2. SURCHARGE SUR REMBLAIS



Pour les zones avec une fonction de soutènement, on considère une surcharge sur remblais de 2t/m^2 .

6.3. ACTIONS CLIMATIQUES

6.3.1. VENT

Actions calculées selon NF EN 1991-1-4 et NF EN 1991-1-4/NA

Vitesse de référence $v_{b,0} = 26\text{m/s}$ (Bouche du Rhône, région 3)

$$V_b = C_{\text{prob}} \times C_{\text{dir}} \times C_{\text{season}} \times V_{b,0} = 1 \times 1 \times 1 \times 26\text{m/s} = 26\text{m/s}$$

z_e = défini selon schéma ci-dessous (extrait du guide du CEREMA)

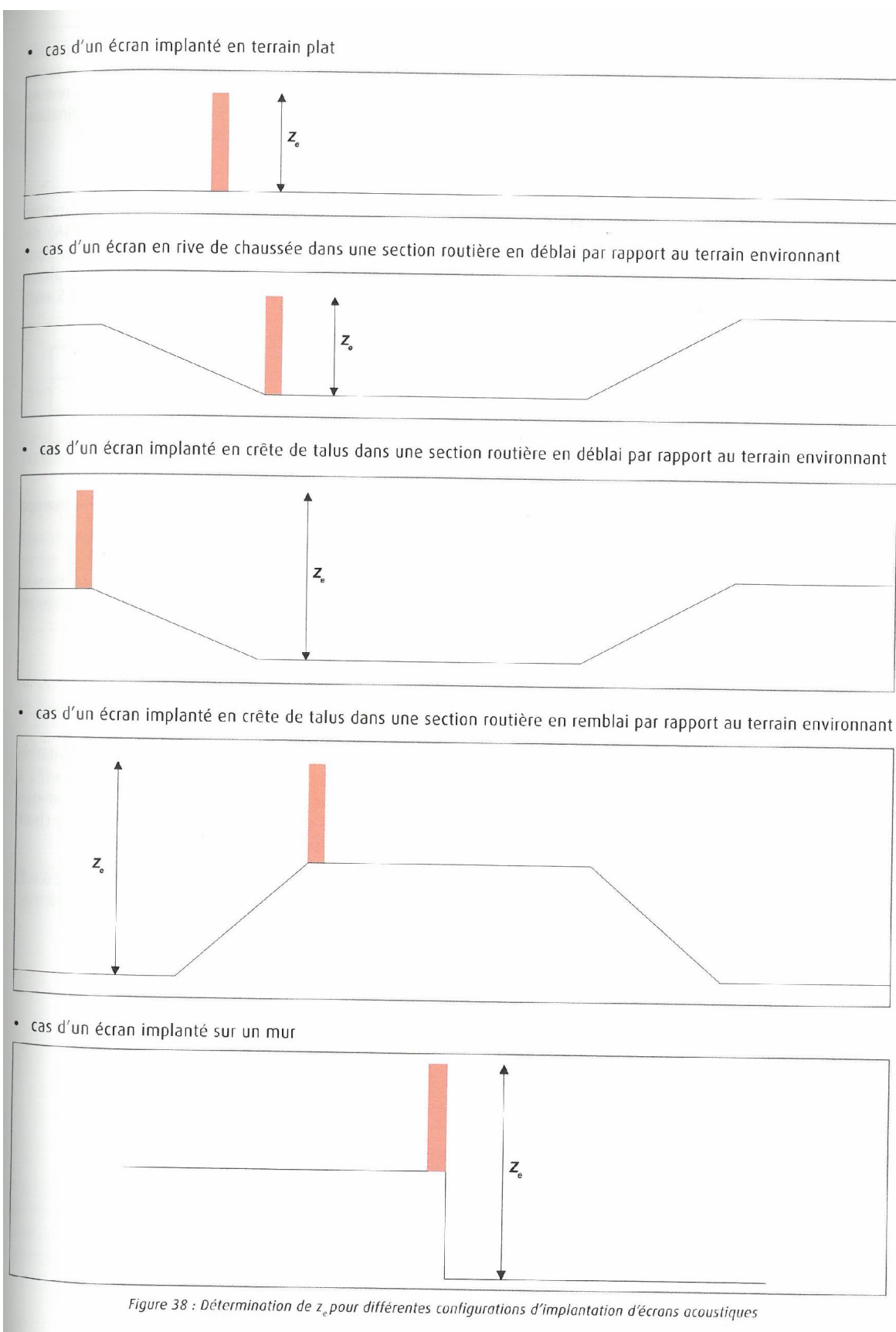
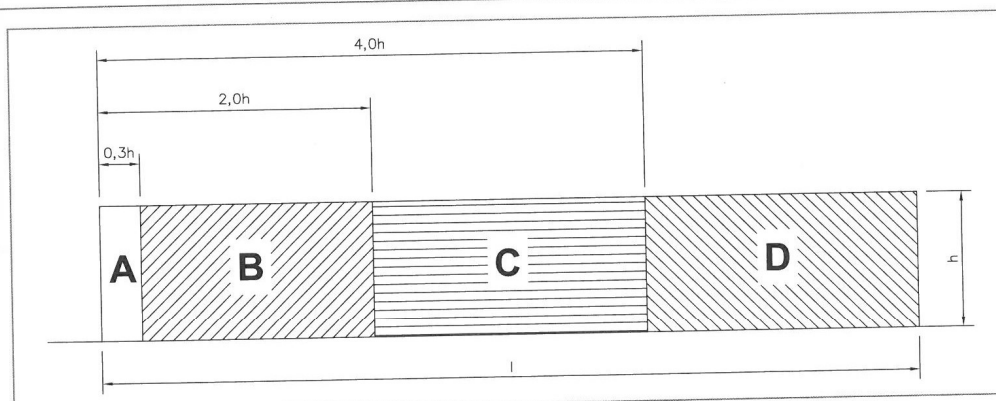
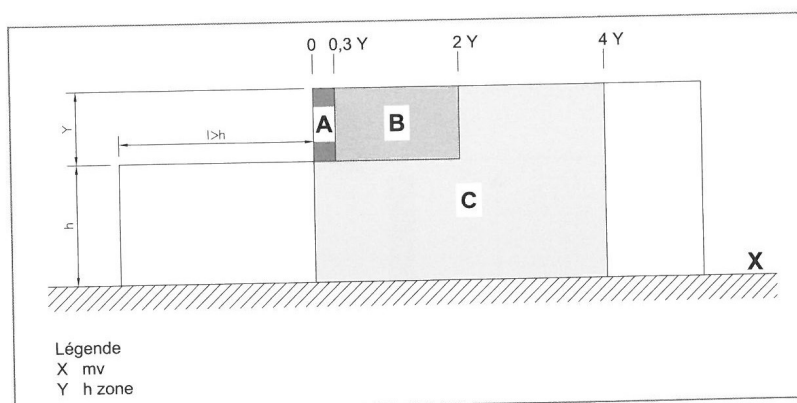


Figure 38 : Détermination de z_e pour différentes configurations d'implantation d'écrans acoustiques

index



Dimensions des zones pour un dispositif de réduction du bruit de hauteur constante (figure A1 de EN 1794-1)



Dimensions des zones pour un dispositif de réduction du bruit dans lequel il y a des différences de hauteur sur la longueur (figure A2 de EN 1794-1)

Figure 36 : Dimensions des zones d'un écran acoustique selon figures A.1 et A.2 de EN 1794-1

Tableau 7.9 — Coefficients de pression recommandés $c_{p,net}$ applicables aux murs isolés et aux acrotères

Taux de remplissage	Zone		A	B	C	D
$\varphi = 1$	sans retour d'angle	$\ell/h \leq 3$	2,3	1,4	1,2	1,2
		$\ell/h = 5$	2,9	1,8	1,4	1,2
		$\ell/h \geq 10$	3,4	2,1	1,7	1,2
	avec retour d'angle de longueur $\geq h$ ^{a)}		2,1	1,8	1,4	1,2
$\varphi = 0,8$			1,2	1,2	1,2	1,2

a) Une interpolation linéaire peut être utilisée pour les longueurs du retour d'angle comprises entre 0,0 et h.

Calcul des pressions dynamiques de vent - A55

Vitesse de référence du vent

Région : **3** (Bouche du Rhône)
 $V_{b,0} = 26$ m/s
 $C_{prob} = 1$
 $C_{dir} = 1$
 $C_{season} = 1$
 $V_b = C_{prob} \cdot C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b,0} = 26$ m/s

Pression dynamique de référence

$q_b = 1/2 \times \rho \times v_b^2 = 0,414$ kN/m²
 avec $\rho = 1,225$ kg/m³

Catégorie de terrain = **IIIa**
 $z_0 = 0,200$ m
 $z_{min} = 5,00$ m

$c_r(z) = k_r \times \ln(\max(z; z_{min})/z_0)$
 avec $k_r = 0,19 (z_0/z_{0,II})^{0,07}$

Coefficient d'orographie

$C_0 = 1$

$q_b(z) = (1+7 I_v(z)) \cdot 1/2 \cdot \rho \cdot v_m(z)^2$
 avec $v_m(z) = c_r(z) \times C_0(z) \times V_b$
 et $I_v(z) = k_i / (C_0(z) \cdot \ln(\max(z; z_{min})/z_0))$
 et $k_i = 1 - 2 \cdot 10^{-4} (\log_{10}(z_0) + 3)^6$

Tableau 4.1(NA) — Catégories et paramètres de terrain

Catégorie de terrain	z_0 [m]	z_{min} [m]
0 Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer ; lacs et plans d'eau parcourus par le vent sur une distance d'au moins 5 km	0,005	1
II Rase campagne, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments, etc.) séparés les uns des autres de plus de 40 fois leur hauteur	0,05	2
IIIa Campagne avec des haies ; vignobles ; bocage ; habitat dispersé	0,20	5
IIIb Zones urbanisées ou industrielles ; bocage dense ; vergers	0,5	9
IV Zones urbaines dont au moins 15 % de la surface sont recouvertes de bâtiments dont la hauteur moyenne est supérieure à 15 m ; forêts	1,0	15

NOTE 1 Les catégories de terrain sont illustrées par les photographies aériennes des figures 4.6(NA) à 4.14(NA).
 NOTE 2 Le coefficient de rugosité, fonction de la catégorie de terrain et de la hauteur z , est illustré à la figure 4.15(NA).

Hauteur z_e	k_r	$c_r(z)$	k_i	$I_v(z)$	$v_m(z)$ m/s	$q_b(z)$ kN/m ²	$C_{p,net}$ (pour $l/h > 10$)				W_{net}			
							Zone A	Zone B	Zone C	Zone D	Zone A kN/m ²	Zone B kN/m ²	Zone C kN/m ²	Zone D kN/m ²
2,0	0,209	0,674	0,970	0,301	17,522	0,585	3,4	2,1	1,7	1,2	1,988	1,228	0,994	0,702
2,5	0,209	0,674	0,970	0,301	17,522	0,585	3,4	2,1	1,7	1,2	1,988	1,228	0,994	0,702
3,0	0,209	0,674	0,970	0,301	17,522	0,585	3,4	2,1	1,7	1,2	1,988	1,228	0,994	0,702
3,5	0,209	0,674	0,970	0,301	17,522	0,585	3,4	2,1	1,7	1,2	1,988	1,228	0,994	0,702
4,0	0,209	0,674	0,970	0,301	17,522	0,585	3,4	2,1	1,7	1,2	1,988	1,228	0,994	0,702
4,5	0,209	0,674	0,970	0,301	17,522	0,585	3,4	2,1	1,7	1,2	1,988	1,228	0,994	0,702
5,0	0,209	0,674	0,970	0,301	17,522	0,585	3,4	2,1	1,7	1,2	1,988	1,228	0,994	0,702
5,5	0,209	0,694	0,970	0,293	18,040	0,608	3,4	2,1	1,7	1,2	2,067	1,277	1,033	0,729
6,0	0,209	0,712	0,970	0,285	18,514	0,629	3,4	2,1	1,7	1,2	2,139	1,321	1,070	0,755
6,5	0,209	0,729	0,970	0,279	18,950	0,649	3,4	2,1	1,7	1,2	2,207	1,363	1,103	0,779
7,0	0,209	0,744	0,970	0,273	19,353	0,668	3,4	2,1	1,7	1,2	2,270	1,402	1,135	0,801
7,5	0,209	0,759	0,970	0,268	19,729	0,685	3,4	2,1	1,7	1,2	2,330	1,439	1,165	0,822
8,0	0,209	0,772	0,970	0,263	20,080	0,702	3,4	2,1	1,7	1,2	2,386	1,474	1,193	0,842
9,0	0,209	0,797	0,970	0,255	20,721	0,732	3,4	2,1	1,7	1,2	2,490	1,538	1,245	0,879
10,0	0,209	0,819	0,970	0,248	21,295	0,760	3,4	2,1	1,7	1,2	2,584	1,596	1,292	0,912
11,0	0,209	0,839	0,970	0,242	21,814	0,785	3,4	2,1	1,7	1,2	2,670	1,649	1,335	0,943
12,0	0,209	0,857	0,970	0,237	22,287	0,809	3,4	2,1	1,7	1,2	2,750	1,699	1,375	0,971
13,0	0,209	0,874	0,970	0,232	22,723	0,831	3,4	2,1	1,7	1,2	2,825	1,745	1,412	0,997
14,0	0,209	0,889	0,970	0,228	23,126	0,851	3,4	2,1	1,7	1,2	2,894	1,788	1,447	1,022
15,0	0,209	0,904	0,970	0,225	23,502	0,871	3,4	2,1	1,7	1,2	2,960	1,828	1,480	1,045

6.3.2. ACTION DE LA NEIGE

Sans objet

6.3.3. ACTIONS THERMIQUES

Sans objet pour le type d'ouvrage étudié.

6.4. ACTION SISMIQUE

Sans objet pour le type d'ouvrage étudié.

6.5. ACTIONS EN PHASE DE CONSTRUCTION

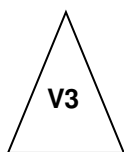
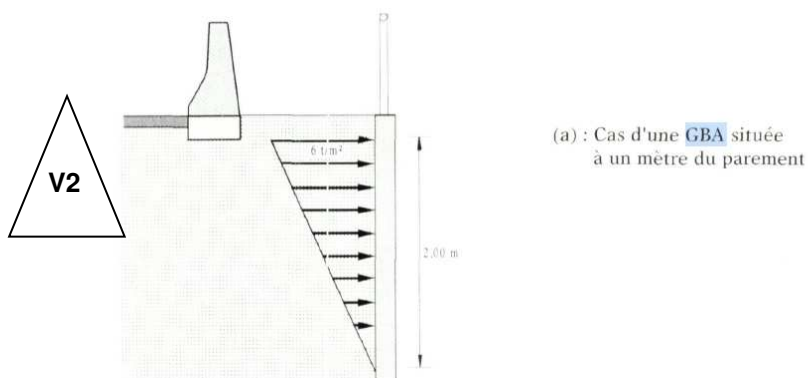
En phase de construction, tous les poteaux courants peuvent devenir poteaux d'extrémité. On vérifiera donc les poteaux courants également comme des poteaux d'extrémité (sauf la flèche), en retenant une valeur de $c_{prob}=0.88$ (au lieu de 1.00) ce qui correspond à une période de retour de 5 ans.

6.6. ACTIONS ACCIDENTELLES

En service, un poteau quelconque peut devenir poteaux d'extrémité suite à la dégradation d'un panneau. Les poteaux courants seront donc dimensionnés comme poteaux d'extrémité à l'ELU accidentel.

6.7. CHOC SUR GBA

Afin de tenir compte du choc de GBA lorsque l'écran joue le rôle de soutènement, on applique le diagramme triangulaire inversé suivant :



Sous choc, la structure est vérifiée uniquement à l'ELU accidentel en pondérant le choc par 1.25.

Lorsque le soutènement fait moins de 2m, on tronque le diagramme.

7. COMBINAISONS

Les combinaisons étudiées pour les écrans sont les suivantes :

Charges prises en compte :

Gksup : poids propre max hors matériaux absorbants

Gkinf : poids propre min hors matériaux absorbants

Gab : poids propre matériaux absorbant

P : poussée des terres

Fwk : vent

Fwkc : vent en construction

N : Neige (uniquement pour l'écran casquette)

S : souffle (non pris en compte dans les combinaisons ci-dessous car non dimensionnant par rapport au vent).

GBA : Choc sur GBA

Combinaisons :

ELS QP : $(G_{ksup} \text{ ou } G_{kinf}) + G_{ab} + P$

ELS fréquent : $(G_{ksup} \text{ ou } G_{kinf}) + G_{ab} + P + 0.2 F_{wk} + 0.1 N$

$(G_{ksup} \text{ ou } G_{kinf}) + G_{ab} + P + 0.1 F_{wk} + 0.2 N$

ELS caractéristique : $(G_{ksup} \text{ ou } G_{kinf}) + G_{ab} + P + F_{wk} + 0.5 N$

$(G_{ksup} \text{ ou } G_{kinf}) + G_{ab} + P + 0.6 F_{wk} + N$

ELU fondamental : $((1.35 G_{ksup} + 1.5 G_{ab}) \text{ ou } (G_{kinf} + G_{ab})) + 1.35 P + 1.5 F_{wk} + 0.75 N$

$((1.35 G_{ksup} + 1.5 G_{ab}) \text{ ou } (G_{kinf} + G_{ab})) + 1.35 P + 0.9 F_{wk} + 1.5 N$

ELU accidentel vent: $(G_{ksup} \text{ ou } G_{kinf}) + G_{ab} + P + F_{wk}$ (vent calculé en considérant tous les éléments comme un élément d'extrémité)

ELU accidentel choc : $(G_{ksup} \text{ ou } G_{kinf}) + G_{ab} + P + 1.25 G_{BA}$

ELS caractéristique construction : $(G_{ksup} \text{ ou } G_{kinf}) + G_{ab} + P + F_{wkc}$ (vent calculé en considérant tous les éléments comme un élément d'extrémité)

ELU fondamental construction : $((1.35 G_{ksup} + 1.5 G_{ab}) \text{ ou } (G_{kinf} + G_{ab})) + 1.35 P + 1.5 F_{wkc}$ (vent calculé en considérant tous les éléments comme un élément d'extrémité)

8. VERIFICATION DES DEPLACEMENTS

A l'ELS on vérifiera la flèche en tête de pieux et en tête de poteau. Les flèches limites sont données ci-dessous.

	$H \leq 3.00\text{M}$	$3.00\text{M} < H < 4.5\text{M}$	$H > 4.50\text{M}$
Total en tête d'écran	H/100	3cm	H/150

Concernant les tassements différentiels admissibles au droit des fondations, ils sont principalement à limiter pour des questions d'esthétisme. La limite de tassements différentiels entre deux appuis successifs est fixée à 3cm.

9. METHODOLOGIE DE CALCUL DES ECRANS

9.1. CALCUL DES POTEAUX

Les poteaux et les serrureries sont calculés à l'aide d'un tableur EXCEL. Ils sont vérifiés en service (vérification des flèches à l'ELS et de la résistance à l'ELU).

Les poteaux, leurs platines et leurs ancrages sont calculés à l'ELU.

Les poteaux sont justifiés dans le domaine élastique.

Quelle que soit la classe retenue pour les tiges d'ancrages, la résistance à la rupture sera limitée à 500MPa et la limite élastique sera limitée à 400MPa.

Conformément au guide du CEREMA « Conception et calcul du génie civil des écrans de protection phoniques routiers », la hauteur des écrans étant inférieure à 6m, la vérification à la fatigue n'est pas requise dans la mesure où l'on respecte les préconisations du guide : nuance platine limitée à S235, platine suffisamment rigide, profilé dimensionné sans plastification (état élastique) avec une nuance limitée à S235, résistance à la rupture des tiges limitée à 500MPa et limite élastique limitée à 400MPa, montage des poteaux avec contre-écrous et mortier de remplissage, tiges recentrées au maximum vers l'âme du profilé.

9.2. CALCUL DES PANNEAUX

Cf note de calcul du fournisseur.

9.3. CALCUL DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

On réalise une descente de charge sous la semelle à l'aide d'un tableau EXCEL.

A partir des torseurs obtenus on vérifie les différents critères de stabilité.

A l'ELU :

- ⇒ rupture par poinçonnement du sol support : défaut de capacité portante et excès d'excentricité du chargement appliqué à la fondation,
- ⇒ rupture par glissement,
- ⇒ états limites de mobilisation du sol, état limite de renversement, état limite de service de décompression du sol, état limite ultime de glissement.

A l'ELS :

- ⇒ Excentricité du chargement appliqué à la fondation,
- ⇒ Portance de la semelle

Les valeurs retenues pour les différents paramètres pour la vérification de la stabilité des fondations seront celles du guide « Conception et calcul du génie civil des écrans de protection phoniques routiers ».

A partir des contraintes calculées sous la semelle, on calcule ensuite les aciers nécessaires dans la semelle et dans les massifs en béton armé.

10. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

10.1. ESPACEMENT MINIMAL ENTRE ARMATURES

■ Barres individuelles :

La distance entre barres est la même horizontalement et verticalement :

$$e_v, e_h = \max (\emptyset ; d_g + 5 \text{ mm} ; 20 \text{ mm})$$

On considère un diamètre maximal du plus gros granulat de 25mm

■ Paquets de barres :

La distance entre barres est la même horizontalement et verticalement :

$$e_v, e_h = \max (\emptyset_n ; d_g + 5 \text{ mm} ; 20 \text{ mm})$$

$$\text{avec } \emptyset_n = \sqrt{\emptyset_1^2 + \dots + \emptyset_n^2} \text{ le diamètre équivalent du paquet de barres}$$

On considère un diamètre maximal du plus gros granulat de 25mm

A noter que dans le cas de deux barres disposées l'une au-dessus de l'autre et lorsque les conditions d'adhérence sont bonnes, le paquet de barres est traité comme une barre individuelle.

10.2. ANCRAGE DES ARMATURES

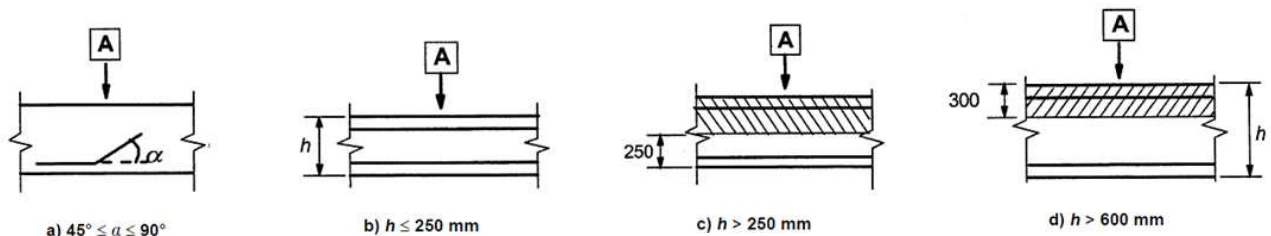
10.2.1. CONTRAINTE ULTIME D'ADHERENCE

La détermination de la longueur d'ancrage de référence requise nécessite le calcul préalable de la contrainte ultime d'adhérence [EN 1992-1-1 et EN 1992-1-1/NA ; article 8.4.2]

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

avec η_1 un paramètre dépendant des conditions d'adhérence des barres

où $\eta_1 = 1,0$ lorsque les conditions d'adhérence sont « bonnes »



$\eta_1 = 0,7$ lorsque les conditions d'adhérence sont « médiocres »

a & b) Conditions d'adhérence « bonnes »
pour toutes les barres

c) & d) Zone non hachurée —
Conditions d'adhérence « bonnes » —
Zone hachurée — Conditions d'adhérence « médiocres »

η_2 un paramètre dépendant du diamètre des barres

$$\eta_2 = \begin{cases} 1,0 & \text{pour } \varnothing \leq 32 \text{ mm} \\ 0,92 & \text{pour } \varnothing = 40 \text{ mm} \end{cases}$$

f_{ctd} la résistance de calcul en traction du béton pris à l'ELU fond et calculé ci avant.

Pour des barres de diamètre inférieur ou égal à 32 mm :

Pour les pieux, conformément à la NF P 94-262 (6.4.1 (10)), « la contrainte limite d'adhérence f_{bd} des armatures à haute adhérence doit être déterminée conformément à la norme NF EN 1992-1-1 avec un coefficient η_1 égal à 1.0 » ce qui correspond à des bonnes conditions d'adhérence.

ELEMENT CONSIDERE		$f_{bd}(\text{MPa})$
C30/37	Bonne condition d'adhérence	3.04
	Condition d'adhérence médiocre	2.13
C35/45	Bonne condition d'adhérence	3.37
	Condition d'adhérence médiocre	2.36

10.2.2. LONGUEUR D'ANCRAGE DE REFERENCE REQUISE

En admettant une contrainte d'adhérence constante égale à f_{bd} , la longueur d'ancrage de référence nécessaire pour ancrer l'effort qui règne dans une barre droite vaut [EN 1992-1-1 et EN 1992-1-1/NA ; article 8.4.3] :

$$l_{brqd} = \left(\frac{\varnothing}{4} \right) \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}$$

avec $\sigma_{sd} = 435 \text{ MPa}$ la contrainte de calcul de la barre (contrainte maximale sous combinaisons ELU Fondamentales)

NOTA : Le cas des combinaisons ELU Accidentelles ne sont pas dimensionnantes du fait des coefficients partiels de sécurité sur les matériaux acier et béton.

10.2.3. LONGUEUR D'ANCRAGE DE CALCUL

La longueur d'ancrage de calcul l_{bd} vaut :

$$l_{bd} = \max (\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{brqd} ; l_{b, \min})$$

avec

- α_1 un coefficient tenant compte de la forme des barres
- α_2 un coefficient tenant compte de l'enrobage des barres
- α_3 un coefficient tenant compte du confinement des armatures transversales
- α_4 un coefficient tenant compte de barres transversales soudées
- α_5 un coefficient tenant compte de l'effet de la pression orthogonale
- $l_{b, \min}$ une longueur minimale d'ancrage ($l_{b, \min} > \max\{0,6l_{brqd} ; 10\varnothing ; 100\text{mm}\}$)

Nous adopterons en première approche des coefficients unitaires : $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = \alpha_4 = \alpha_5 = 1,0$. Toutefois, les longueurs d'ancrage pourront être réduites si nécessaire.

Nous résumons les longueurs d'ancrage retenues :

ELEMENT CONSIDERE		$l_{bd}(\text{MPa})$
C30/37	Adhérence bonne	36 Ø

ELEMENT CONSIDERE		$l_{bd}(MPa)$
C35/45	Adhérence médiocre	51 Ø
	Adhérence bonne	32 Ø
	Adhérence médiocre	46 Ø

10.3. RECOUVREMENTS

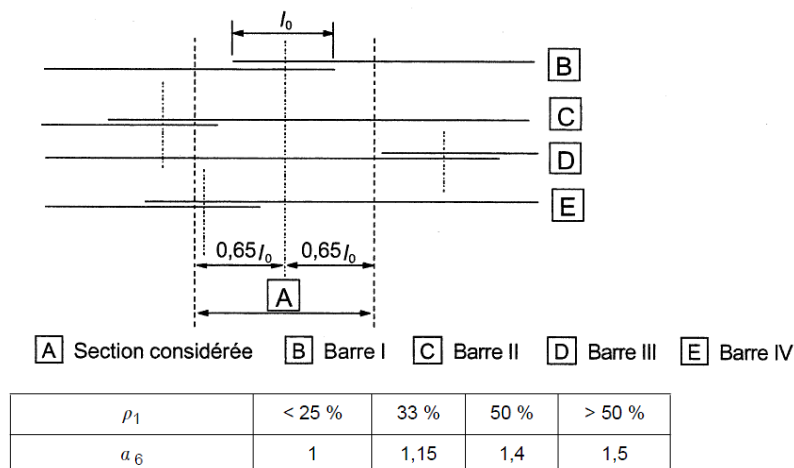
10.3.1. LONGUEUR DE RECOUVREMENT DE CALCUL

La longueur de recouvrement de calcul l_{bd} vaut $l_0 = \max (\alpha_1 . \alpha_2 . \alpha_3 . \alpha_4 . \alpha_5 . \alpha_6 . l_{brqd} ; l_{0,min})$

avec α_6 un coefficient de sécurité tenant compte de la simultanéité de recouvrements

$l_{0,min}$ une longueur minimale de recouvrement ($l_{0,min} > \max\{0,3\alpha_6 l_{brqd} ; 15\phi ; 200mm\}$)

Le coefficient α_6 dépend de la proportion ρ_1 de barres avec recouvrement dont l'axe se situe à moins de $0,65.l_0$ de l'axe du recouvrement considéré.



Nous adopterons en première approche des coefficients unitaires : $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = \alpha_4 = \alpha_5 = 1,0$.

Les valeurs de l_0 adoptées seront les suivantes.

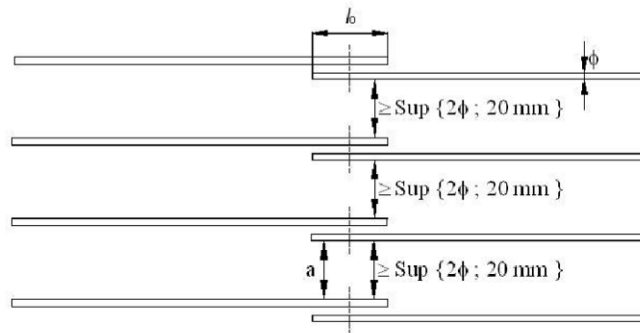
C30/37		
	$\rho_1 = 50\%$	$\rho_1 > 50\%$
Conditions d'adhérence "bonnes"	51 Ø	54 Ø
Conditions d'adhérence "médiocres"	71 Ø	77 Ø
C35/45		
	$\rho_1 = 50\%$	$\rho_1 > 50\%$
Conditions d'adhérence "bonnes"	45 Ø	48 Ø

	C30/37	
	$\rho_1 = 50\%$	$\rho_1 > 50\%$
Conditions d'adhérence "médiocres"	65 Ø	69 Ø

Nota : Les recouvrements seront augmentés de la distance libre c entre deux barres du recouvrement dans les cas où : $c > \max(4\text{Ø} ; 50 \text{ mm})$.

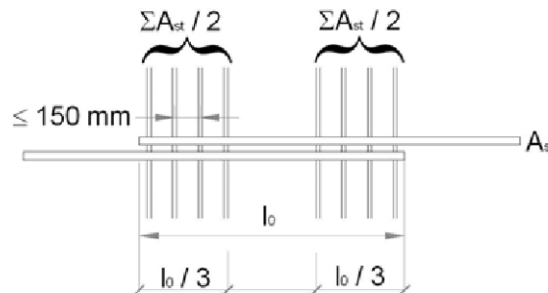
10.3.2. ESPACEMENT LONGITUDINAL ENTRE RECOUVREMENTS

Nous adopterons les dispositions suivantes :



10.3.3. ARMATURES TRANSVERSALES DES ZONES DE RECOUVREMENT

D'après les dispositions adoptées précédemment, il convient que la section totale A_{st} des armatures transversales (somme de tous les brins parallèles au lit des barres de la jonction) soit supérieure ou égale à la section A_s d'une des barres du recouvrement ($\sum A_{st} \geq A_s$). Il convient de disposer les barres transversales perpendiculairement à la direction du recouvrement, entre celui-ci et le parement de béton.



1 ^{er} cas $\phi < 20 \text{ mm}$ ou $\rho_1 < 25\%$	2 ^{ème} cas autres configurations	3 ^{ème} cas $\phi \geq 20 \text{ mm}$ et $\rho_1 > 50\%$ et $a \leq 10 \phi$
Les aciers transversaux nécessaires prévus par ailleurs sont considérés comme suffisants. Ils peuvent ne pas être situés en premier lit.	$\sum A_{st} \geq A_s$ Il convient de placer des aciers transversaux en premier lit et perpendiculaires à la direction du recouvrement.	$\sum A_{st} \geq A_s$ les armatures transversales utilisées doivent être des cadres, étriers ou épingles, et perpendiculaires à la direction du recouvrement.

10.4. FERRAILLAGES MINIMAUX MIS EN ŒUVRE

Pour la définition du ferrailage minimal des différentes parties d'ouvrage, on retiendra la valeur la plus défavorable entre :

- ⇒ celle définie dans l'Eurocode 2 (EN 1992 1-1 et 2 et leurs annexes nationales)
- ⇒ celle définie dans les normes françaises 94-261 et 94-262