

ALTER PUBLIC

Construction de la Patinoire Angers

LOT 02 – PARTIE C : NOTE D'HYPOTHESES GENERALES STRUCTURE

C.C.T.P – PHASE DCE

MAITRE D'OUVRAGE ALTER PUBLIC 48 C BOULEVARD FOCH – BP 80110 - 49101 ANGERS CEDEX 02 T. 02 41 18 21 21		
MAITRISE D'ŒUVRE		
ARCHITECTE MANDATAIRE CHABANNE ET PARTENAIRES 6 CITE DE L'AMEUBLEMENT 75011 PARIS T. 01 49 53 00 70 – F. 01 49 53 00 77	ARCHITECTE ASSOCIE SELLA FREDERIC ROLLAND & ASSOCIES 53 RUE TOUSSAINT – BP 22431 49024 ANGERS CEDEX 2 T. 02 41 88 15 34 – F. 02 41 88 55 00	
BUREAU D'ETUDES (STRUCTURE, FLUIDES, VRD) EGIS BATIMENTS CENTRE-OUEST PARC DU PERRAY - 7 RUE DE LA RAINIERE – TSA 17921 44379 NANTES CEDEX 3 T. 02 51 83 74 83	BUREAU D'ETUDES (CHARPENTE, FROID, ECO.) KEO INGENIERIE 1 MONTEE DE LA BUTTE 69001 LYON	
INGENIERIE ENVIRONNEMENTALE KEO IN 1 MONTEE DE LA BUTTE - 69001 LYON T. 04 37 26 27 70		
BUREAU DE CONTROLE SOCOTEC 122 RUE DU CHATEAU D'ORGEMONT – BP 50206 49002 ANGERS T. 02 41 18 62 20	COORDINATEUR SPS APAVE RUE DU GENERAL CHARLES LACRETELLE 49071 BEAUCOUZE T. 02 41 36 78 00	
 agence d'ingénierie	Rédacteurs Egis : Céline Boilève Rédacteurs KEO : Antoine Perceval, Olivier Bonnel Chef de Projet : Emilie Fouqueray	Mai 2017 BALJ079-DCE-CCTP- 02C-Note hypotheses STR

SOMMAIRE

1	OBJET DE LA NOTE	4
1.1	HYPOTHESES COMMUNES	4
1.2	REGLEMENT	4
1.3	CLASSEMENT DU CHANTIER	4
1.3.1	Qualité d'exécution	5
1.3.2	Durée d'utilisation	5
1.4	GEOTECHNIQUE/FONDATIONS/HYDROLOGIE	5
1.4.1	Etudes géotechniques	5
1.4.2	Etudes de dépollution	5
1.4.3	Topologie	5
1.4.4	Contexte géotechnique	6
1.4.5	Contexte hydrologique	6
1.4.6	Fondations – Niveau bas	7
1.4.7	Risque sismique	7
1.5	CHARGES	7
1.5.1	Charges permanente	7
1.5.2	Charges d'exploitation	8
1.5.3	Option : niveau supplémentaire	10
1.5.4	Charges à l'arrière des parois et murs	10
1.5.5	Actions climatiques	10
1.5.6	Séisme	10
1.5.7	Variation dimensionnelle	10
1.6	STABILITE AU FEU DES STRUCTURES	11
1.7	PROTECTION ANTI-TERMITES	12
1.8	RADON	12
1.9	DILATATION ET RETRAIT	12
1.9.1	Formulation des bétons	12
1.9.2	Mise en œuvre des bétons	13
1.9.3	Bandes de clavetage	13
1.9.4	Ferraillage minimal de traction	14
1.9.5	Vérification par le calcul	14
1.10	COMBINAISONS	15
2	HYPOTHESES DES ETUDES BETON	16
2.1	COMPOSITION DES BETONS	16
2.1.1	Classe de consistance	16
2.1.2	Classe de teneur en chlorures	16
2.1.3	Classe d'exposition des bétons	16
2.1.4	Classe de résistance du béton	16
2.1.5	Aciers d'armatures	16
2.2	FISSURATION	17
2.3	DEFORMATIONS	17
2.4	ENROBAGES	18

3	HYPOTHESES DES ETUDES DE CHARPENTE METALLIQUE	19
3.1	MATERIAUX -----	19
3.2	HYPOTHESES DE CHARGEMENTS -----	19
3.2.1	Charges permanentes – G : sauf indications contraires en kN/m ²	19
3.2.2	Charges d'exploitations – Q	21
3.2.3	Charges climatiques – T	21
3.2.4	Déplacement d'appuis.....	21
3.2.5	Charges climatiques – S	21
3.2.6	Charges climatiques – W	22
3.3	DEFORMATIONS ADMISSIBLES -----	25
4	CONCEPTION PARASISMIQUE ET CALCULS SISMIQUES	27
4.1	GENERALITES -----	27
4.2	SITUATION DU BATIMENT -----	27
4.2.1	Zone de sismicité	27
4.2.2	Classification des sols.....	27
4.3	RISQUE DE L'OUVRAGE -----	27
4.4	GEOMETRIE DES BATIMENTS-----	28
4.5	ACTION SISMIQUE -----	28
4.5.1	Spectre de calcul	28
4.5.2	Accélération nominale du sol	28
4.6	CARACTERISTIQUES STRUCTURELLES -----	29
4.7	DUCTILITE DE LA STRUCTURE-----	29
4.8	MASSES SISMIQUES -----	29
4.9	COMBINAISON DES EFFETS SISMIQUES -----	30
4.10	ANALYSE MODALE -----	31
4.11	DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES-----	32

1 OBJET DE LA NOTE

Ce paragraphe est commun aux parties 2_A et 2_B du macro lot 02 – Gros œuvre/charpente. De cette façon, les calculs et l'exécution des structures seront basées sur les mêmes principes et hypothèses.

Ce paragraphe est découpé en plusieurs parties :

- Hypothèses communes, regroupant les textes règlementaires appliqués, les matériaux choisis, les chargements à considérer et autres dispositions concernant les ouvrages en béton et les ouvrages en acier ;
- Hypothèses des études béton, regroupant les hypothèses nécessaires aux calculs des ouvrages en béton ;
- Hypothèses des études de charpente métallique, regroupant les hypothèses nécessaires aux calculs des ouvrages en métal ;
- Hypothèses de conception parasismiques.

1.1 HYPOTHESES COMMUNES

Les structures en sont conçues et dimensionnées en fonction des hypothèses suivantes :

1.2 REGLEMENT

L'ensemble de la structure du projet sera calculé selon les Eurocodes (NF EN 199x), les Euronormes et avec utilisation des ATE (Agréments Techniques Européens).

- Eurocode 0 : Bases de calcul des structures
- Eurocode 1 : Actions sur les structures
- Eurocode 2 : Calcul des structures en béton
- Eurocode 3 : Calcul des structures en acier
- Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton
- Eurocode 5 : Calcul des structures en bois
- Eurocode 6 : Calcul des ouvrages en maçonnerie
- Eurocode 7 : Calcul géotechnique
- Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes

Ces textes sont complétés par les normes d'exécution (liste non exhaustive) :

- NF EN 1536 pour les pieux forés ;
- NFP 94262 pour les fondations profondes ;
- NF EN 1090 pour les structures acier ;
- NF EN 13670 pour les structures en béton.

1.3 CLASSEMENT DU CHANTIER

Suivant le DTU 21 (article 4.2) le chantier est classé en catégorie :

- B : moyenne importance

1.3.1 QUALITE D'EXECUTION

Selon l'Eurocode 0, norme NF EN 1990, la classe de conséquence de l'ouvrage est la suivante :

- Classe de conséquence CC2.

Selon la norme NF EN 13670 (annexe G), la classe d'inspection du chantier est la suivante :

- Classe d'inspection pour les structures béton n°2.

CLASSE D'EXECUTION POUR LES STRUCTURES METALLIQUES :

Selon la norme NF EN 1090-2 de février 2009 (classement AFNOR P22-101-2) – annexe B, la classe d'exécution pour le projet est :

- Risques liés à l'exploitation de la structure, suivant tableau B1 de l'annexe B :
 - Classe de risques d'exploitation SC1 (classe de ductilité DCL).
- Risques liés à l'exécution de la structure, suivant le tableau B2 de l'annexe B :
 - Classe de risques d'exécution PC1.
- Classe d'exécution choisie, suivant le tableau B3 de l'annexe B :
 - Classe d'exécution EXC2.

1.3.2 DUREE D'UTILISATION

Choisie suivant l'Eurocode 0 Tableau 2.1 Chapitre 2.3 (NF EN 1990 mars 2003) :

- Catégorie 4 soit 50 ans

1.4 GEOTECHNIQUE/FONDATIONS/HYDROLOGIE

1.4.1 ETUDES GEOTECHNIQUES

Étude géotechnique préalable (mission G1 ES) :

- Référence du rapport : rapport géotechnique de GEOtechnique indice 0 du 30/06/2015 référence 2015-05-211

Étude géotechnique d'avant-projet (mission G2-AVP) :

- Référence du rapport : rapport géotechnique de GEOtechnique indice C du 12/01/2017 référence 2015-09-65

Étude géotechnique de projet (mission G2-PRO) :

- Référence du rapport : rapport géotechnique de GEOtechnique indice 0 du 10/04 /2017 référence 2016-09-65 G2PRO

Étude hydrogéologique :

- Référence du rapport : rapport Calligée indice 0 du 05/12/2017 référence N16-49172B

1.4.2 ETUDES DE DEPOLLUTION

Analyse des Risques Résiduels prédictive pour un usage commercial avec parking en sous-sol, référencé A82995/A de Janvier 2016.

1.4.3 TOPOLOGIE

D'après le plan topographique le terrain naturel construit se situe actuellement à environ + 20,50 m NGF.

Le niveau bas fini du rez-de-chaussée du projet est le suivant : +21,30 m NGF

1.4.4 CONTEXTE GEOTECHNIQUE

Les sols rencontrés sont les suivants, du haut vers le bas :

- Formation n°1 – Les terrains de couverture : enrobés et remblais
- Formation n°2 – Les argiles
- Formation n°3 – Les argiles graveleuse et les sables argileux
- Formation n°4 – Les schistes
 - Formation 4a : schistes très altérés à altérés
 - Formation 4b : schistes fragmentés

1.4.5 CONTEXTE HYDROLOGIQUE

En novembre 2016, lors de la campagne de sondages réalisée pour l'étude G2-PRO, seul le sondage SP107 a permis de mesurer un niveau d'eau non stabilisé à +14,90 m NGF.

Les premiers relevés des piézomètres (novembre 2016 et mars 2017) ont permis de relevé les niveaux d'eau suivants :

- PIZO : +16,30 m NGF (06/10/16)
- SP101 : +16,20 m NGF (12/16 et 03/17)
- SP107 : +16,20 m NGF (12/16 et 03/17)

Une étude hydrogéologique a été réalisée par la société CALLIGEE dans le cadre de l'étude G2-PRO. Elle a permis d'établir un niveau NPHE à +19,10 m NGF. Suivant les conclusions du rapport cette côte ne sera confirmée qu'à l'issue du suivi piézométrique d'un an.

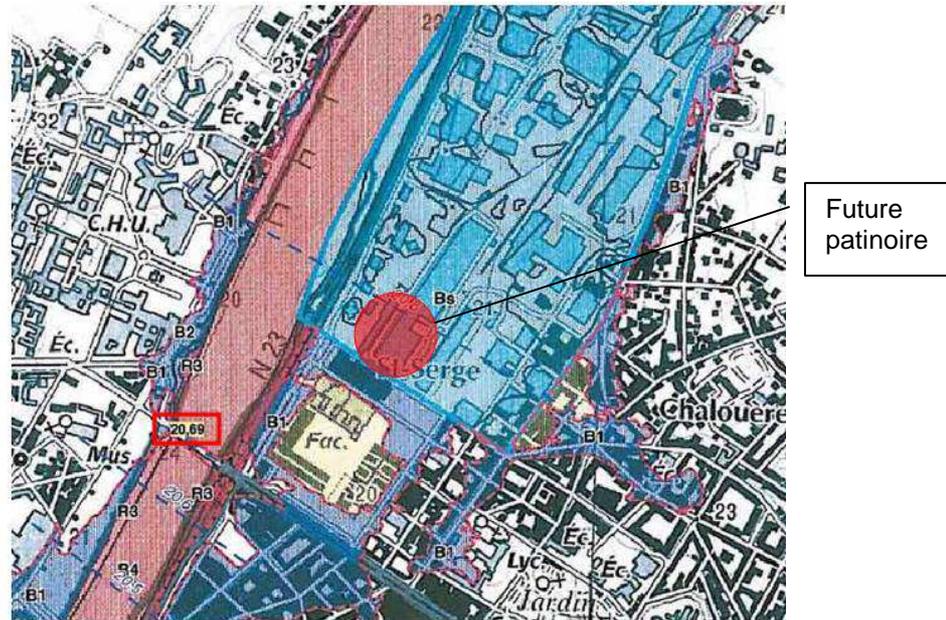
Cependant le projet se situe en zone inondable et le site fait l'objet d'un Plan de Prévention des Risques Naturels Prévisibles Inondation (PPRI). **Les Plus Hautes Eaux connues (PHEC) de la Maine est de +20.80 NGF.**

Le parking est conçu pour être inondable à partir d'un mètre au-dessus de la dalle basse du sous-sol : +18,75 m NGF.

En cas d'inondation, la poussée d'eau sur les ouvrages intérieurs cuvelés et étanchés est prise égale à la hauteur d'eau maximale connue (NPHEC).

Un pompage de la fouille par le lot VRD puis le gros œuvre est prévu pendant toute la durée des travaux d'infrastructure.

Agressivité des eaux et des sols : XA1 suivant rapport G2-PRO



1.4.6 FONDATIONS – NIVEAU BAS

Compte-tenu de la forte compressibilité des terrains superficiels et des charges attendues pour le bâtiment, le mode de fondation retenu est de type profond. Les structures du plancher bas de l'ensemble du projet seront fondées par l'intermédiaire de fondations profondes ancrées dans la formation n°4b dont le toit a été atteint à partir de +3,1 à +7,1 m NGF.

La présence de bancs compacts pourra nécessiter l'emploi de moyens puissants.

Suivant les conclusions du rapport de sol G2-PRO, deux techniques de pieux sont proposées :

- pieux forés à tarière creuse injectés à faible pression avec enregistrement en continu des paramètres de forage et de bétonnage ancrés dans la formation n°4b ;
- pieux forés avec tubage provisoire jusqu'au toit des schistes (formation n°4) puis forés simple au-delà.

En façade Nord le mur d'enceinte de la cour de service est fondé superficiellement dans les remblais sur un système de longrines et de massifs isolés. Suivant les préconisations du géotechnicien, la contrainte de sol est limitée à 1 bar aux ELS.

1.4.7 RISQUE SISMIQUE

Classification des sols : E d'après le rapport G2-PRO.

1.5 CHARGES

1.5.1 CHARGES PERMANENTE

1.5.1.1 CHARGES SUR OSSATURE BETON

Les éléments structuraux sont à intégrer comme charge permanente.

Les éléments de charpente métallique verront leur poids propre majoré de 5% (coefficient multiplicateur de 1,05) pour prendre en compte les assemblages.

Les charges permanentes à prendre en compte, en plus des éléments structuraux, sont :

CHARGES HORIZONTALES :

- Cloisons : voir articles 5.2.2 et 6.3.1.2 de l'Eurocode 1 NF EN 1991-1 (mars 2003)
 - Lourdes : 2,5 t/ml - parpaings pleins de 15 cm enduits 2 faces
 - Lourdes : 1,5 t/ml - parpaings creux de 20 cm enduits 2 faces
 - Cloisons légère < 2kN/ml : 80 daN/m²
 - Cloisons légère < 3kN/ml : 120 daN/m²
- Revêtement collé + faux plafond + éclairage + réseaux et divers : 80 daN/m²
- Revêtement pierre + mortier de pose ou carrelage sur chape : 200 daN/m²
- Socles locaux techniques ou recharge béton : 23 daN/cm/m²
- Système de protection de glace + couche de glace + dalle froide sur isolant - ép. dalle 15 cm et étanchéité : 500 daN/m²
- Garde-corps amovible : 180 daN/ml Fosse à neige - hauteur d'eau maximale stockée : 1,7 m

CHARGES VERTICALES :

- Cloison amovible : 80 daN/m²
- Murs rideaux et brise soleil : 50 daN/m²
- Cassette Alucobon : <50 da/m²

1.5.1.2 CHARGES SUR OSSATURE METALLIQUE

Voir paragraphe 3.2

1.5.2 CHARGES D'EXPLOITATION

1.5.2.1 CHARGES SUR OSSATURE BETON

Les charges d'exploitation surfacique à prendre en compte, en plus des équipements et de leur socle éventuel, sont :

- Catégorie A – 250 daN/m² :
 - Sanitaires
 - Vestiaires
 - Infirmierie
 - Local anti-dopage
 - Buanderie
 - Office du personnel
- Catégorie B – 250 daN/m² :
 - Loge PC sécurité
 - Régie
 - Bureaux
- Catégorie C2 – 250 daN/m² :
 - Loges collectives
 - Petit salon
 - Grand salon

- Locaux affutage
- Billetterie
- Catégorie C2 – 500 daN/m² :
 - Snack
- Catégorie C3 – 500 daN/m² :
 - Halls d'accueil
 - Déambulateur
 - Espace lounge
- Catégorie C4 – 500 daN/m² :
 - Salle de chorégraphie
- Catégorie C4 – 1000 daN/m² :
 - Salle de musculation
 - Plateau principal, plateau secondaire et liaison aire de glace (dont surcharge surfaceuse : PTAC < 5,2 tonnes - entraxes essieux environ : 1,6 m et 1,95 m – coefficient dynamique de 1,4)
- Catégorie C5 – 500 daN/m² :
 - Tribunes
 - Buvettes
 - Banque à patins
- Catégorie D – 500 daN/m² :
 - Espace commercial
 - Boutique
- Catégorie E – 500 daN/m² :
 - Office
 - Locaux entretien
 - Locaux techniques (hors groupes froids)
- Catégorie E – 1000 daN/m² :
 - Salle d'archive
 - Dépôt divers
 - Garage surfaceuse
 - Local poubelle
 - Local groupe froid et production froid
- Catégorie E – 5000 daN/m² et charge roulante 3000 daN :
 - Locaux transformateurs
- Catégorie F – 250 daN/m² :
 - Parking

NOTA : CERTAINES CHARGES PEUVENT ETRE SUPERIEURES A LA NORME CONFORMEMENT AU PROGRAMME DE L'OPERATION.

1.5.2.2 CHARGES SUR OSSATURE METALLIQUE

Voir paragraphe 3.2

1.5.3 OPTION : NIVEAU SUPPLEMENTAIRE

L'infrastructure et la superstructure du bloc de la halle principale sont conçues pour supporter les charges futures correspondantes à l'ajout d'un niveau de gradin supplémentaire en plancher haut du R+1 ainsi que les sollicitations sismiques induites.

Les surcharges additionnelles de ce niveau sont basées sur les hypothèses de charges décrites ci-dessus.

1.5.4 CHARGES A L'ARRIERE DES PAROIS ET MURS

Pour les murs enterrés :

- Poussée des terres,
- Pression hydrostatique, selon le niveau des eaux retenu (voir paragraphe 1.4.5)
- Poussée due aux véhicules (voirie, zone de livraison).

1.5.5 ACTIONS CLIMATIQUES

VENT

Suivant le §1-4-4.3.2 de l'Eurocode 1, le bâtiment est situé dans une zone urbanisée

- Catégorie IIIb

Selon la carte de la valeur de base de la vitesse de référence en France de l'Annexe Nationale de l'Eurocode 1 partie 4, la commune d'Angers est située en : Région 2

NEIGE

Selon la carte de l'annexe nationale de l'Eurocode 1 partie 3, notre projet se trouve en : Région A1

1.5.6 SEISME

Suivant l'Eurocode 8 NF EN 1998-1 publié en septembre 2005 et son annexe nationale NF EN 1998-1/NA datant de décembre 2007 et suivant l'Arrêté du 22 octobre 2010 et les décrets n°2010-1254 et n°2010-1255 du 22 octobre 2010.

Les hypothèses ci-dessous sont détaillées au paragraphe 4.

BILAN DES HYPOTHESES SISMIQUES

- Zone de sismicité : aléa faible (zone 2)
- Classification des sols : voir paragraphe 1.4.7
- Classe de risque : classe d'importance III - Coefficient d'importance : $\gamma_1 = 1,2$
- Type de ductilité : DCL
- Coefficient de comportement : $q = 1,5$

1.5.7 VARIATION DIMENSIONNELLE

Elles sont détaillées au paragraphe 1.9.

1.6 STABILITE AU FEU DES STRUCTURES

Selon la norme NF EN 1992 partie 1-2, les éléments de la structure sont classés selon les critères R, E et I.

Pour mémoire :

- Ri classe de résistance au feu pour le critère de résistance mécanique pendant i minutes d'exposition au feu normalisé
- Ej classe de résistance au feu pour le critère d'étanchéité pendant j minutes d'exposition au feu normalisé
- Ik classe de résistance au feu pour le critère d'isolation pendant k minutes d'exposition au feu normalisé

De plus, l'équivalence des Euroclasses de résistance au feu avec les anciens critères de classification française est :

CRITERES	ÉQUIVALENCES EUROCODES		
SF	R		
PF	R	E	
CF	R	E	I

Le bâtiment sera un établissement classé ERP de 1^{ème} catégorie :

- Plancher bas du niveau le plus haut situé à plus de 8 mètres du sol

Dans la structure du présent projet, les éléments suivants sont considérés,

- Résistance au feu des structures des niveaux : structure R90 et les planchers I90
- Résistance au feu des structures du parking et superstructure : structure R90 et les planchers I90

Résistance au feu des structures des éléments principaux de charpente visible (au minimum sur 50% de sa surface) suivant l'article C013 : pas d'exigence

- Résistance au feu des structures pour les locaux à risques importants : structure R120, et les planchers I120
- Résistance au feu des structures pour les locaux à risques moyens: cloisonnement REI 60

VERIFICATION DES STABILITES

Pour les éléments béton, les différentes stabilités ci-dessus sont obtenues par enrobage des aciers et calcul suivant la NF EN 1992.

Pour les ouvrages métalliques dont les planchers collaborant, les différentes stabilités ci-dessus sont obtenues par flocage ou par peinture intumescente. Seule la stabilité au feu du plancher collaborant de l'option est obtenu par complément d'acier.

Pour la partie charpente métallique :

- Les éléments porteurs verticaux ont un degré de stabilité au feu REI90
- Les planchers ont un degré de stabilité au feu REI90
- Dans les locaux à risques les éléments ont un degré de stabilité au feu REI120 (plancher et murs)
- Pas de stabilité exigé pour les charpentes des aires de glace car celles-ci sont visibles.
- Les éléments métalliques cachés par un faux plafond ont une stabilité au feu exigée REI90

1.7 PROTECTION ANTI-TERMITES

En Maine-et-Loire certaines communes ont été définies comme ayant été contaminées par un ou des foyers de termites : la commune d'Angers ne fait pas parti des villes contaminées de ce fait aucun traitement n'est à prévoir.

1.8 RADON

Dans le cadre de notre projet : sans objet

1.9 DILATATION ET RETRAIT

Il a été fait le choix de ne placer qu'un seul joint de dilatation afin de conserver une seule unité structurelle sous la patinoire. Des mesures seront prises pour prendre en compte les phénomènes de retrait et dilatation du béton.

TRAITEMENT DU RETRAIT :

- Formulation des bétons adaptée ;
- Mise en œuvre des bétons par passes alternées et coulage en damier ;
- Réalisation de bandes de clavetage de 1,5 m de large sur toute la hauteur du bâtiment, comprenant un traitement particulier de la jonction poteau/poutre au droit de ces bandes ;
- Mise en place d'un ferrailage minimal de traction dans les voiles et les dalles.

TRAITEMENT DE LA DILATATION THERMIQUE :

- Il sera vérifié par le calcul que les dispositifs énoncés précédemment sont valides aussi bien en phase provisoire qu'en phase définitive ;
- L'amplitude thermique est définie par l'Eurocode 1, partie 1-5 ;
- Si le ferrailage minimal de traction est insuffisant, un ferrailage supplémentaire sera ajouté.

1.9.1 FORMULATION DES BETONS

1.9.1.1 CLASSE DES CIMENTS

Le ciment employé sera de classe S. Cette classe est moins sensible aux effets du retrait.

La classe S, au sens de l'Eurocode 2, correspond à un ciment de type 32,5 N selon la norme NF EN 197-1 : Ciment : Partie 1 : composition, spécifications et critères de conformité des ciments courants.

1.9.1.2 TAILLE DES GRANULATS

La granulométrie des éléments béton de grandes longueurs limitera au maximum l'emploi de particules fines, qui génère un retrait plus important.

1.9.1.3 TENEUR EN EAU

Le rapport E/C sera également réduit afin de limiter le retrait.

1.9.1.4 ADJUVANTS

L'emploi d'adjuvant tels que les réducteurs d'eau et les retardateurs de prise assureront d'obtenir des bétons moins sensibles aux effets du retrait.

Aucune cure (produits anti-dessiccation) des bétons ne sera réalisée : le retrait sera ainsi privilégié pendant les quelques mois où les bandes de clavetage seront laissées ouvertes.

1.9.2 MISE EN ŒUVRE DES BETONS

1.9.2.1 VOILES BETON

Les voiles béton de grandes longueurs seront réalisées en « passes alternées ». Un vide de la largeur d'une banche est laissé entre deux coulages. Ce n'est qu'après la prise (lors du décoffrage) que l'on coule les parties laissées vides. Ce procédé permet de laisser le béton se rétracter lors de son jeune âge (28 jours).

1.9.2.2 DALLES BETON

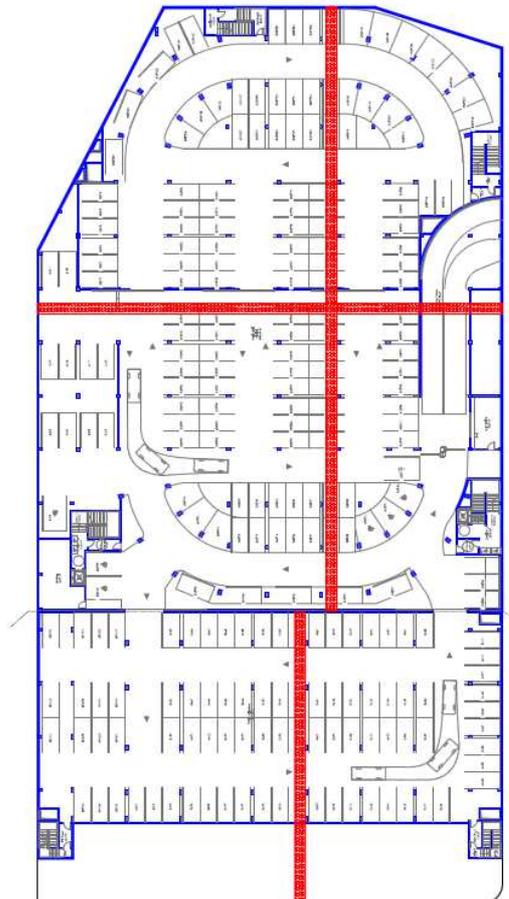
Les dalles béton et le radier, à l'instar des voiles, seront eux bétonnées en « damier ».

1.9.3 BANDES DE CLAVETAGE

1.9.3.1 PRINCIPES GENERAUX

Des bandes de clavetage seront réalisées en phase provisoire sur toute la hauteur du bâtiment. Elles permettent ainsi le libre retrait du béton durant plusieurs mois, afin de limiter les sollicitations sur les éléments bétons en phase définitive.

L'implantation des bandes (de 1,5 m de large) fournie ci-dessous, devra être adaptée en fonction des contraintes du chantier et de la méthodologie entreprise :



Ces bandes laissées vides seront franchies par des passerelles pour permettre aux compagnons de travailler sans dérangement.

1.9.3.2 DUREE D'OUVERTURE DES BANDES DE CLAVETAGE

Les bandes seront comblées le plus tard possible, sans apparaître sur le chemin critique du planning travaux.

Ainsi, il est prévu de combler les bandes de clavetage en 4 étapes comme suit :

RADIER ET VOILES DU SOUS-SOL

- Les bandes restent ouvertes 180 jours ;
- les bandes sont comblées avant les niveaux supérieurs, ce qui permet de finaliser l'étanchéité des infrastructures et de remblayer le terrain.

PLANCHER HAUT DU SOUS-SOL ET DU RDC (DALLES ET POUTRES)

- les bandes restent ouvertes 180 jours minimum.

PLANCHER HAUT DU R+2 ET R+3

- les bandes restent ouvertes 120 jours minimum.

1.9.4 FERRAILLAGE MINIMAL DE TRACTION

Dans l'ensemble des éléments bétons de grandes dimensions (voiles, dalles, radier, poutres), un ferrailage minimal de traction sera mis en place.

Ce ferrailage minimal correspond au rapport de la résistance en traction du béton sur la résistance des aciers d'armatures.

Pour un béton de résistance C25/30 et un acier d'armatures FeE500, on obtient un ferrailage minimal de l'ordre 0,50 %.

1.9.5 VERIFICATION PAR LE CALCUL

Les effets du retrait ne seront pris en compte uniquement pour des vérifications ELS (état limite de service), conformément à l'Eurocode 2 partie 1-1.

Les vérifications ELS consistent donc à vérifier :

- la limitation des contraintes dans le béton ;
- l'ouverture des fissures ;
- la limitation des flèches.

La résistance en traction du béton sera négligée. Les efforts de traction seront donc uniquement repris par les aciers.

1.9.5.1 HYPOTHESE DE CALCUL DU RETRAIT

Humidité relative : HR = 80 %

L'humidité relative correspond à un béton extérieur car en phase provisoire, les ouvrages sont exposés.

1.9.5.2 HYPOTHESE DE CALCUL DES EFFETS THERMIQUES

Coefficient de dilatation :

- $\alpha = 1.10^{-5} \text{ K}^{-1}$;

Module d'Young à considérer :

- module d'élasticité différé du béton.

Températures de calcul :

Les éléments enterrés (plancher bas du parking et élévations du sous-sol) ne sont pas soumis aux variations de températures.

SITUATION DURABLE

Bâtiment isolé en phase définitive : variation + ou – 10°C.

La fosse à neige est soumise à un delta de température lié à la fonte de la neige.

1.10 COMBINAISONS

Les combinaisons considérées sont détaillées dans l'Eurocode 0 (NF EN 1990), son additif A1 et ses Annexes Nationales.

La vérification des éléments de structure se fera :

Aux ELU (états limites ultimes) :

- Situation durable ou transitoire :

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Situation sismique :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Et aux ELS (états limites de service)

- Combinaison caractéristique :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{j > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Combinaison fréquente :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Combinaison quasi-permanente :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Les valeurs des coefficients partiels sont données dans les textes réglementaires.

2 HYPOTHESES DES ETUDES BETON

2.1 COMPOSITION DES BETONS

Pour la classification des bétons, nous suivons les recommandations de la NF EN 206-1.

2.1.1 CLASSE DE CONSISTANCE

Selon la NF EN206-1, nous définissons un béton de consistance :

- Classe de consistance S3
- Classe de consistance S4 pour les ouvrages lasurés

2.1.2 CLASSE DE TENEUR EN CHLORURES

Selon la NF EN206-1, nous définissons la classe de chlorure suivante :

- Cl 0,40

Cette classe correspond à une teneur maximale en ions chlorure (Cl) rapportée à la masse de ciment, y compris les additions et adjuvants.

2.1.3 CLASSE D'EXPOSITION DES BETONS

D'après le Tableau 4.1 de la NF EN 1992 (conformément à la norme NF EN 206-1), les classes d'exposition des bétons sont :

DESCRIPTION DE L'ENVIRONNEMENT	CLASSE D'EXPOSITION
Absence de risque de corrosion ou d'attaque	X0 pour les bétons non armés
Risque de corrosion par carbonatation	XC1 pour les bétons intérieurs
Attaques Gel/Dégel	XF1 XF3 pour les bétons en contact de la glace
Attaques d'origines chimiques	XA1 suivant rapport G2-PRO Pour les ouvrages en contact avec les eaux et les sols
Risque de la corrosion par les chlorures d'origine autre que marine	XD1 si proximité d'une voirie

2.1.4 CLASSE DE RESISTANCE DU BETON

D'après le Tableau E.1.1 NF de l'Annexe Nationale de la NF EN 1992, et d'après les hypothèses sur la classe d'exposition de notre béton, les résistances à la compression des bétons seront :

- XC1, XC2, XF1, XD1 : C 25/30 minimum à **C40/50 ou plus suivant calcul EXE**
- XA1, XF3 : C 30/37 minimum à **C40/50 ou plus suivant calcul EXE**

2.1.5 ACIERS D'ARMATURES

- HA Fe 500, de classe B

Ces aciers sont conformes aux exigences énoncées dans le paragraphe 3.2 de la partie 1 de l'Eurocode 2 (NF EN 1992).

2.2 FISSURATION

Les recommandations du §1-1-7.3 de la norme NF EN 1992 sur la maîtrise de la fissuration seront appliquées.

Ainsi, selon le Tableau 7.1NF de l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992 partie 1-1, on adopte comme valeur limite de l'ouverture calculée des fissures :

- $w_{\max} = 0,40$ mm pour les bétons XC1 ;
- $w_{\max} = 0,30$ mm pour les bétons XC2 et XC3 ;
- $w_{\max} = 0,20$ mm pour les bétons XD1, XF3 et ceux destinés à être étanché, cuvelés ou relativement étanche.

2.3 DEFORMATIONS

VERIFICATION DE LA FLECHE LONG TERME POUR LES STRUCTURES SANS ELEMENTS FRAGILES :

Suivant le paragraphe 7.4.1(4) de l'Eurocode 2-1-1 : l'aspect et la fonctionnalité générale de la structure sont susceptibles d'être altérés lorsque la flèche calculée d'une poutre, d'une dalle ou d'une console soumise à des charges quasi-permanentes est supérieure à : (L = portée libre en mètres)

- $L/250$;

La flèche est évaluée par rapport aux appuis à proximité.

Les calculs sont menés sous combinaison quasi-permanente, en considérant l'ensemble des chargements au long terme.

Une contre-flèche peut être prévue pour compenser en partie ou en totalité la déformation ; toutefois, il convient de ne pas dépasser généralement une limite supérieure de $L/250$.

VERIFICATION DE LA FLECHE LONG TERME POUR LES STRUCTURES AVEC ELEMENTS FRAGILES :

Suivant le paragraphe 7.4.1(5) de l'Eurocode 2-1-1 : il convient de limiter les déformations susceptibles d'endommager les éléments de la structure avoisinants l'élément considéré.

La flèche maximale autorisée sous combinaison de charges quasi-permanentes pour les éléments de structure supportant des éléments fragiles est fixée à : (L = portée libre en mètres)

- $L/500$;

Les calculs sont menés sous combinaison quasi-permanente, en considérant l'ensemble des chargements au long terme.

VERIFICATION DE LA FLECHE NUISIBLE POUR LES STRUCTURES AVEC REVETEMENTS FRAGILES :

Ce sont ceux qui supportent des cloisons maçonnées ou des revêtements de sol fragiles, pour lesquels ont évalué un fléchissement (appelé flèche active ou nuisible) qui, après mise en œuvre des cloisons ou des revêtements de sol, doit rester inférieur à : (L = portée libre en mètres).

- $L/500$ jusqu'à 7,00 m,
- $1,4 \text{ cm} + (L - 7,0)/1000$ au-delà de 7,00 m.

La méthode de calcul et la portée de calcul sont prises selon l'Eurocode 2, norme NF EN 1992-1-1, chapitre 7.4.

Pour le calcul de la flèche nuisible, la méthode développée dans les Recommandations Professionnelles pour l'application de l'Eurocode 2 sera suivie.

Pour les porte-à-faux, la portée de calcul est prise égale au double de la portée.

Les calculs tiendront compte du phasage de chargement (coulage, désétalement, pose des éléments fragiles, etc.), du ferrailage réel de l'élément, de la fissuration des sections et des effets de fluage du béton.

AUTRES LIMITATIONS :

Exceptions dont la déformation admissible est plus contraignante :

- Consoles : 1/500 en extrémité libre

2.4 ENROBAGES

Les enrobages seront calculés selon la section 4 de l'Eurocode 2, partie 1 et son Annexe Nationale.

Ils seront conformes aux classes d'exposition du paragraphe 1.3.1 et au tableau de l'Annexe Nationale 4.3NF.

- La durée d'utilisation du projet est de 50 ans.

Suivant la norme NF EN 1539 paragraphe 7.7.3, l'enrobage des pieux est de 75 mm.

3 HYPOTHESES DES ETUDES DE CHARPENTE METALLIQUE

3.1 MATERIAUX

- Nuance des aciers de S235 à S355 pour l'ensemble de la structure.
- Résilience des aciers JR.

Protection des aciers suivant ISO 12 944-2 :

- Structures Intérieures visibles des patinoires : C2
- Structures Intérieures invisibles des patinoires : C1
- Structures extérieures : C3
- Classe de durabilité : M Suivant ISO 4628-3
- Garantie : 7 ans Ri3

3.2 HYPOTHESES DE CHARGEMENTS

Voir plan de repérage des charges et surcharges sur charpente : 15073-KEO-STR-CM-TN-TZ -PRO-REP

3.2.1 CHARGES PERMANENTES – G : SAUF INDICATIONS CONTRAIRES EN kN/M²

MATERIAUX

- Charpentes métallique + 15% assemblages 78.50 kN/m³

TOITURE HAUTE – ZONE 1

- Complexe multicouche type Arval CIN 339 T3 0.80
- Divers suspendus 0.20
- Réseaux suspendus 0.20
- Scénographie (grille 40x20m) 0.55
- Cube suspendu (x4points d'accroches) 5,25 kN

TOITURE DES LT – ZONE 2

- Complexe multicouche type Arval CIN339T3 0.80
- Divers suspendus 0.20
- Réseaux suspendus 0.20

TOITURE LT PETITE PATINOIRE – ZONE 3

- Lame métalliques 0.15

TOITURE PETITE PATINOIRE + DECROCHE – ZONE 4

- Complexe multicouche type Arval CIN339T3 0.80
- Divers + Réseaux suspendus 0.40
- Photovoltaïque (suivant zoning) 0.30

PLANCHER DALLE COLLABORANT – ZONE 5 ET 5'

• Revêtement de sol	0.30
• Plancher collaborant ep.14cm	3.50
• Faux plafond + divers + réseaux suspendus	0.70
GRADIN SUSPENDUS – ZONE 5''	
• Revêtement de sol + Faux plafond	0.40
• Bac collaborant PCB-20 + dalle ep.11	2.60
• Gardes corps	0.15 kN/ml
PLANCHER DES LT – ZONES 6	
• Bac + dalle 20cm + Revêtement de sol	5.00
• Equipements Fluides	1.50
• Réseaux suspendus + divers + faux plafond	0.70
PLANCHER DES LT – ZONES 6'	
• Cofraplus77 + dalle ep tot = 28cm	5.80
• Equipements Fluides	1.50
• Isolant sur chape armée	1.50
• Réseaux suspendus + divers + faux plafond	0.40
PASSERELLES TECHNIQUES – ZONE 7	
• Caillebotis	0.30
• Gardes corps	0.15 kN/ml
PLANCHER DES LT – ZONE 7'	
• Caillebotis	0.30
• Equipements Fluides (condenseurs)	4.00
• Gardes corps	0.15 kN/ml
TERRASSE EXTERIEURE – ZONE 8	
• Dalle béton sur plots	1.20
• Bac collaborant étanché isolé	3.80
• Cassettes métalliques en sous face	0.30
• Gardes corps	0.15 kN/ml
ESCALIERS – ZONE 9	
• Dallette béton	1.20
• Habillage en sous face	0.50
• Gardes corps	0.15 kN/ml
FAÇADE COURANTE – ZONE A	
• Complexe de façade type Arval IN227ST	0.40
• Habillage intérieur	0.30

FAÇADE SUR BA – ZONE B

- Complexe sur voile BA -

FAÇADE VITREE - ZONE C

- Façade vitrée + bande pleine type alucobon 1.00

FAÇADE VITREE - ZONE D

- Cloison lourde 3.00

3.2.2 CHARGES D'EXPLOITATIONS – Q

CHARGES DE TOITURE – ZONE 1 A 4

La toiture est inaccessible sauf pour l'entretien : catégorie H

- q_k (entretien sur 10 m²) 0.80
- Q_k (entretien) 1.50 kN

(Non cumulables avec les charges climatiques)

PLANCHERS

Le programme fait référence à une charge de 10.0kN/m² dans les locaux techniques, nous proposons une variante avec 5.00 kN/m².

- Plancher des locaux techniques – zone 6 5.00
- Plancher des passerelles techniques – zone 10 2.50
- Plancher de la terrasse extérieure – zone 8 4.00

GARDES CORPS

- Poussée horizontale sur gardes corps 1.00 kN/ml

SCENOGRAPHIE

- Charges sur grille 40x20m suspendue 0.55

3.2.3 CHARGES CLIMATIQUES – T

SITUATION DURABLE

Bâtiment isolé en phase définitive : variation + ou – 10°C sur la charpente métallique par rapport à la température de montage.

3.2.4 DEPLACEMENT D'APPUIS

Les déplacements d'appuis n'ont pas d'effet sur les structures métalliques, ils ne sont donc pas considérés.

3.2.5 CHARGES CLIMATIQUES – S

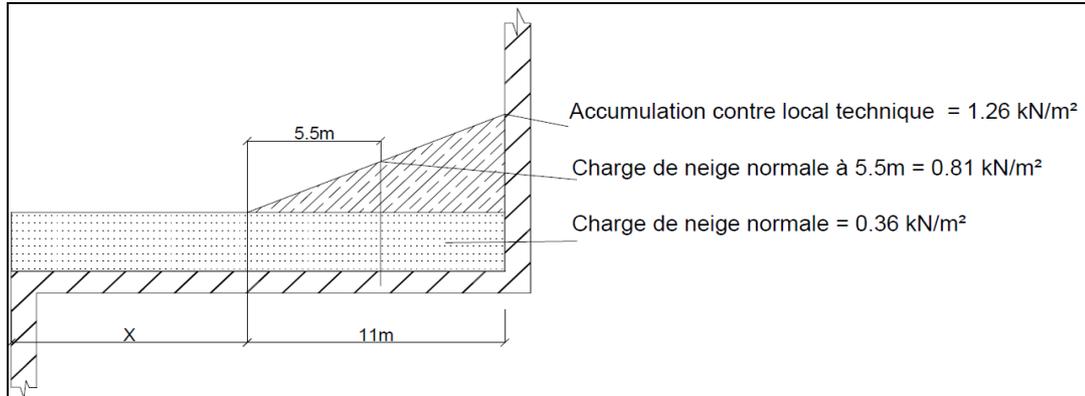
Zone de Neige : A1 (pas de neige accidentelle)

Charge de neige caractéristique : 0.45 kN/m²

Nous avons considéré comme charge de neige :

- Une toiture monopan pour la patinoire
- Une accumulation :

- Une accumulation comme toiture adossée pour les décrochés de toitures.
- Les chargements de neige et les accumulations sont identiques sur les deux zones du projet.



COUPE DU CHARGEMENT DE NEIGE CONTRE UN DECROCHE DE TOITURE

3.2.6 CHARGES CLIMATIQUES – W

- Région 2
- Vitesse de base 24 m/s.
- C direction = 1
- C saison = 1
- Catégorie de terrain : **IIIb**
- Pression de pointe de vent $Q_p(z)$: **633 Pa**

z	ρ	z_0	z_{mi} n	z_{max}	z_s = h	kr	$V_{b,0}$	C_{di} r	C_{se} ason	V_b	$Cr(z)$	C_0 (z)	$V_m(z)$	kl	kl	$lv(z)$	Q_p (z)	Cs. Cd
m	kg/m ³	m	m	m	m		m.s ⁻¹			m.s ⁻¹				site plat	site formes variées		Pa	
1	1,225	0,500	9	200	18	0,22	24	1	1	24	0,645	1	15,5	0,923	0,923	0,32	475	1,0
2	1,225	0,500	9	200	18	0,22	24	1	1	24	0,645	1	15,5	0,923	0,923	0,32	475	1,0
3	1,225	0,500	9	200	18	0,22	24	1	1	24	0,645	1	15,5	0,923	0,923	0,32	475	1,0
4	1,225	0,500	9	200	18	0,22	24	1	1	24	0,645	1	15,5	0,923	0,923	0,32	475	1,0
5	1,225	0,500	9	200	18	0,22	24	1	1	24	0,645	1	15,5	0,923	0,923	0,32	475	1,0
6	1,225	0,500	9	200	18	0,22	24	1	1	24	0,645	1	15,5	0,923	0,923	0,32	475	1,0
7	1,225	0,500	9	200	18	0,22	24	1	1	24	0,645	1	15,5	0,923	0,923	0,32	475	1,0
8	1,225	0,500	9	200	18	0,22	24	1	1	24	0,645	1	15,5	0,923	0,923	0,32	475	1,0
9	1,225	0,500	9	200	18	0,22	24	1	1	24	0,645	1	15,5	0,923	0,923	0,32	475	1,0
10	1,225	0,500	9	200	18	0,22	24	1	1	24	0,669	1	16,0	0,923	0,923	0,31	498	1,0
11	1,225	0,500	9	200	18	0,22	24	1	1	24	0,690	1	16,6	0,923	0,923	0,30	519	1,0
12	1,225	0,500	9	200	18	0,22	24	1	1	24	0,709	1	17,0	0,923	0,923	0,29	538	1,0
13	1,225	0,500	9	200	18	0,22	24	1	1	24	0,727	1	17,5	0,923	0,923	0,28	557	1,0

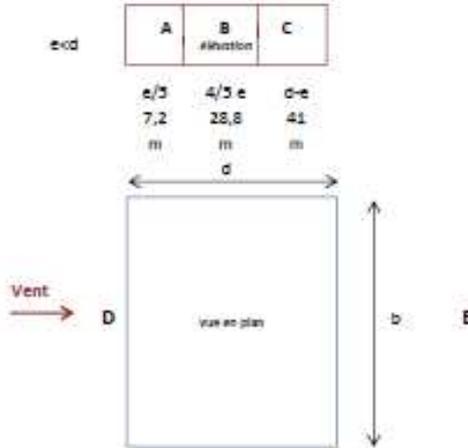
z	ρ	z_0	z_{min}	z_{max}	$z_s = h$	kr	$V_{b,0}$	C_{dr}	C_{seASON}	V_b	Cr(z)	C0(z)	Vm(z)	kl	kl	lv(z)	Qp(z)	Cs. Cd
m	kg/m ³	m	m	m	m		m.s ⁻¹			m.s ⁻¹				site plat	site formes variées		Pa	
14	1,225	0,500	9	200	18	0,22	24	1	1	24	0,744	1	17,9	0,923	0,923	0,28	574	1,0
15	1,225	0,500	9	200	18	0,22	24	1	1	24	0,759	1	18,2	0,923	0,923	0,27	590	1,0
16	1,225	0,500	9	200	18	0,22	24	1	1	24	0,774	1	18,6	0,923	0,923	0,27	605	1,0
17	1,225	0,500	9	200	18	0,22	24	1	1	24	0,787	1	18,9	0,923	0,923	0,26	619	1,0
18	1,225	0,500	9	200	18	0,22	24	1	1	24	0,800	1	19,2	0,923	0,923	0,26	633	1,0

VENT X

Coefficients de pression extérieurs sur les façades

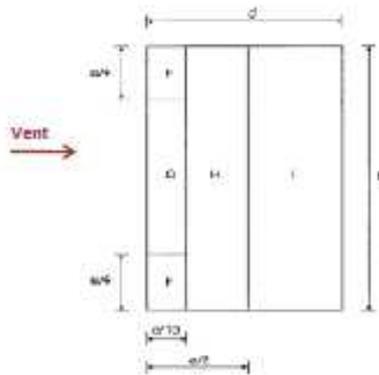
h	18	m
hp	0	m
d	77	m
b	133	m
e	36	m
h/d	0,234	
h/hp	0,000	

surface	$C_{pe,10}$
A	-1,20
B	-0,80
C	-0,30
D	0,70
E	-0,30



Coefficients de pression extérieurs sur toiture

	1,4-	
	$C_{pe,10}$	
F	-1,8	
G	-1,2	
H	-0,7	
I	+ ou - 0,2	
e/4	9	m
e/2	18	



Coefficients de pression intérieure

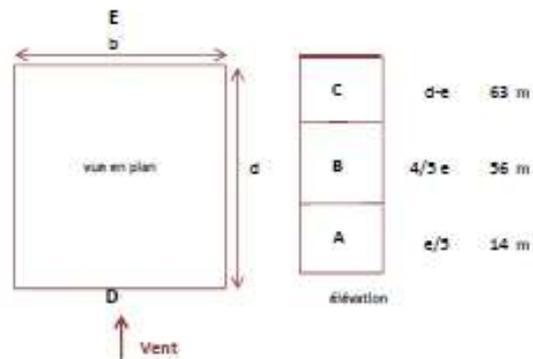
C_{pi}
+ 0,2 ou - 0,3

VENT Y

Coefficients de pression extérieurs sur les façades

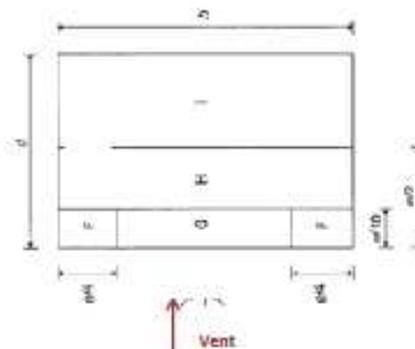
h	35	m
hp	7,35	
d	133	
b	77	
e	70	
h/d	0,263	
h/hp	0,216	

	$C_{pe,10}$
A	-1,20
B	-0,80
C	-0,30
D	0,80
E	-0,30



Coefficients de pression extérieurs sur toiture

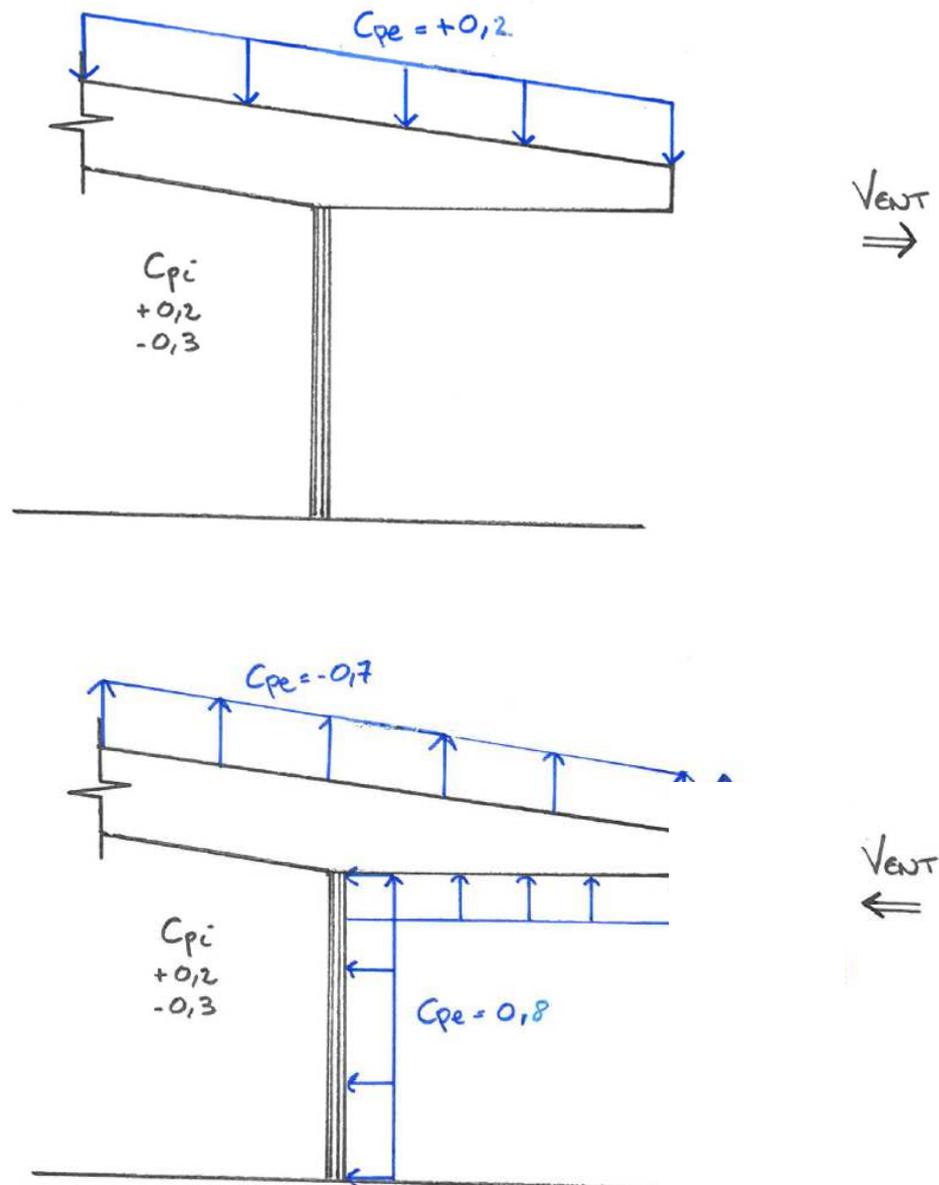
	$C_{pe,10}$	
F	-1,2	
G	-0,8	
H	-0,7	
I	+ ou - 0,2	
e/4	17,5	m
e/2	35	



Coefficients de pression intérieure

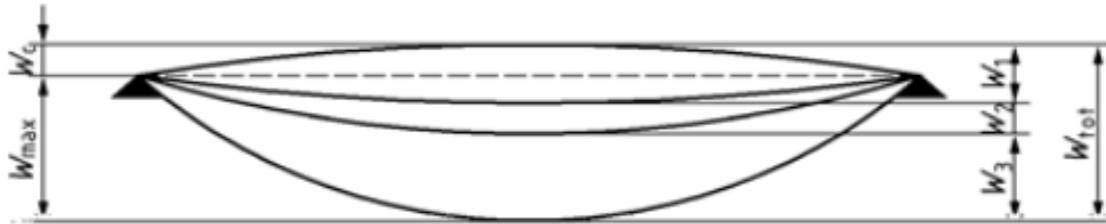
C_{pi}
+ 0,2 ou - 0,3

- Coefficient de pression extérieur sur les débords de toitures :



3.3 DEFORMATIONS ADMISSIBLES

- Pour les éléments acier :



Conditions	Limites (voir Figure1)	
	w_{max}	w_3
Toitures en général ^{a)}	$L/200$	$L/250$
Toitures supportant fréquemment du personnel autre que le personnel d'entretien	$L/200$	$L/300$
Planchers en général ^{b)}	$L/200$	$L/300$
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autres matériaux fragiles ou rigides ou des revêtements fragiles	$L/250$	$L/350$
Planchers supportant des poteaux (à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état limite ultime) ^{c)}	$L/400$	$L/500$
Cas où w_{max} peut nuire à l'aspect du bâtiment	$L/250$	

Notes :

a) On entend par toitures en général, les toitures non accessibles aux usagers. Ces toitures supportent, uniquement, le passage des personnes chargées de l'entretien. Pour les toitures à faible pente, il convient de considérer également l'alinéa ci-après relatif à l'accumulation d'eau de pluie.

b) Les conditions d'utilisation de certaines machines peuvent nécessiter des flèches admissibles plus faibles que celles fixées par les règles générales ; ces limites sont alors à préciser dans les spécifications du marché.

c) Cette limitation n'est à considérer que si la flèche de ces planchers a une influence sur le comportement de la structure supportée par ces poteaux. Dans le cas contraire, on se reportera aux limitations des deux cas précédents.

- Une contreflèche de fabrication sera appliquée sur les poutres treillis et les poutres PRS correspondant à la flèche sous charges permanentes G .
- Le gradin du R+2 en option est vérifié en fréquence et respect une fréquence propre > 5Hz sous la combinaison G + 0.2 Q.

4 CONCEPTION PARASISMIQUE ET CALCULS SISMIQUES

4.1 GENERALITES

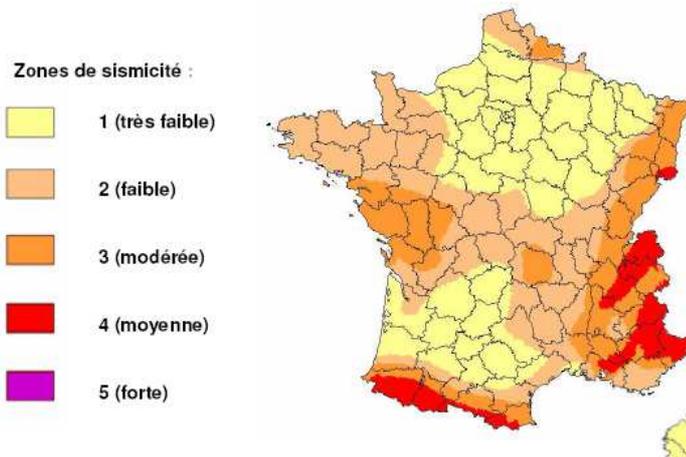
Les hypothèses parasismiques sont définies au sens de l'Eurocode 8, norme NF EN 1998 et de son Annexe Nationale, des Décrets 2010-1254 et 2010-1255 et de l'Arrêté du 22 octobre 2010 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite « à risque normal ».

Le bâtiment n'est pas considéré comme une installation classée soumise à autorisation; il n'est donc pas soumis à l'arrêté du 24 janvier 2011.

4.2 SITUATION DU BATIMENT

4.2.1 ZONE DE SISMICITE

Suivant l'arrêté du 22 octobre 2010.



- Le bâtiment est en zone d'aléa faible (zone 2).

4.2.2 CLASSIFICATION DES SOLS

Classe du sol : E suivant le rapport G2-PRO.

4.3 RISQUE DE L'OUVRAGE

CLASSE DE RISQUE

Selon le §EN 1998-1-4.2.5, le décret 2010-1254 et l'arrêté du 22 octobre 2010, pour un établissement de 1^{ère} catégorie :

- Classe d'importance III

Cette classe correspond à un « bâtiment dont la défaillance présente un risque élevé pour les personnes ».

COEFFICIENT D'IMPORTANCE

Selon l'arrêté du 22 octobre 2010 et du fait de la classe d'importance III de l'ouvrage, nous obtenons un coefficient d'importance :

- $\gamma_1 = 1,2$

4.4 GEOMETRIE DES BATIMENTS

CRITERES DE REGULARITE STRUCTURELLE

D'après le §EN 1998-1-4.2.3.2, les deux blocs sont :

- Irrégulier en plan.

D'après le §EN 1998-1-4.2.3.3, les deux blocs sont :

- Irréguliers en élévation.

CONSEQUENCE SUR LA METHODE DE CALCUL

D'après les hypothèses faites sur la régularité du bâtiment et du Tableau 4.1 de l'EN 1998-1 :

- Modèle spatial (3 dimensions) ;
- Méthode d'analyse élastique linéaire modale ;
- Coefficient de comportement : valeur minorée.

4.5 ACTION SISMIQUE

4.5.1 SPECTRE DE CALCUL

Les valeurs de calcul seront conformes à l'arrêté du 22 octobre 2010 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite « à risque normal ».

Ils sont fonction de la zone d'aléa du projet et de la classe de sol donnée par le bureau d'études géotechnique.

4.5.2 ACCELERATION NOMINALE DU SOL

ACCELERATION HORIZONTALE

L'accélération maximale du sol dépend de la zone de sismicité. Selon l'arrêté du 22 octobre 2010, pour la zone d'aléa 2, nous prenons :

- $a_{g,R} = 0,7 \text{ m/s}^2$

Cette valeur est multipliée par celle du coefficient d'importance γ_1 , pour obtenir l'accélération maximale de calcul : $a_g = 0,84 \text{ m/s}^2$

ACCELERATION VERTICALE

D'après l'arrêté du 22 octobre 2010 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite « à risque normal », l'accélération de calcul du sol suivant la direction verticale a_{vg} , suit le rapport suivant t : $a_{vg} / a_g = 0,90$.

Donc, l'accélération verticale de calcul du sol est :

- $a_{vg} = 1,07 \text{ m/s}^2$

Selon le §EN 1998-1-4.3.3.5.2, la composante verticale de l'action sismique peut être négligée face à l'action horizontale si $a_{vg} \leq 2,5 \text{ m/s}^2$.

Ainsi, la composante verticale de l'accélération est négligée dans notre calcul.

4.6 CARACTERISTIQUES STRUCTURELLES

Le contreventement horizontal de la structure est assuré par les planchers, les dalles de compression en béton armé et les poutres au vent jouant le rôle de diaphragme.

Le contreventement vertical est assuré par les voiles intérieurs et les façades en béton armé ainsi que par les portiques et les croix de St André.

L'ensemble des poutres et des poteaux en béton sont bi-articulés à leurs extrémités.

En conclusion, les éléments primaires sont :

- Les dalles et les dalles de compression en béton armé,
- Les voiles en béton armé,
- Les longrines, les poutres et les poteaux reprenant des voiles.

Les éléments primaires pour les ouvrages en métal sont :

- Les portiques,
- Les croix de St André,
- Les poutres au vent disposées dans les plans de couverture.

ÉLÉMENTS SECONDAIRES

Les autres éléments porteurs verticaux, à savoir la maçonnerie et les trames porteuses intermédiaires constituées de poteaux et poutres en béton armé sont considérés comme éléments secondaires.

Pour plus d'informations sur leurs rôles, se référer au §EN 1998-1-4.2.2.

4.7 DUCTILITE DE LA STRUCTURE

CLASSE DE DUCTILITE

Le bâtiment est classé en DCL (structure faiblement dissipative).

COEFFICIENT DE COMPORTEMENT DE LA STRUCTURE

Dans notre cas, le coefficient de comportement sera le même quel que soit la direction étudiée dans le plan : $q=1,5$.

SPECTRE DE CALCUL POUR L'ANALYSE ELASTIQUE HORIZONTAL

Pour le calcul de $S_d(T)$ (§EN 1998-1-3.2.2.5), nous prendrons la valeur recommandée du coefficient correspondant à la limite inférieure du spectre de calcul horizontal :

- $\beta = 0,20$

4.8 MASSES SISMIQUES

COEFFICIENT PARTIEL POUR LES CHARGES D'EXPLOITATION

Selon l'Eurocode 0, la NF EN 1990, le coefficient de combinaison pour la valeur quasi-permanente d'une action variable i est :

Actions	Lieux	ψ_2
Charges d'exploitation	Catégorie A : habitations, zones résidentielles	0,3
	Catégorie B : bureaux	0,3
	Catégorie C : lieux de réunions	0,6
	Catégorie D : commerces	0,6
	Catégorie E : stockages	0,8
	Catégorie F : zones de trafic véhicules de poids inférieur à 30 kN	0,6
	Catégorie G : zones de trafic véhicules de poids compris entre 30 et 160 kN	0,3
	Catégorie H : toits	
	toits accessibles des catégories A et B (toits de catégorie I)	0,3
	toits accessibles des catégories C et D (toits de catégorie I)	0,6
toits des hélistations (toits de catégorie K) – Hélicoptère	0,5	
toits des hélistations (toits de catégorie K) – Autres charges	0,3	
autres toits	0	
Charges dues à la neige	Lieux situés à une altitude $H > 1000$ m	0,2
	Lieux situés à une altitude $H \leq 1000$ m	0
	Cas particulier de Saint-Pierre-et-Miquelon	0,2
Charges dues au vent		0
Température	(hors incendie)	0

COEFFICIENT DE MASSE SISMIQUE

Nous en déduisons le coefficient de combinaison pour une action variable i , $\Psi_{E,i}$, à utiliser pour calculer les masses à prendre en compte pour l'évaluation de l'action sismique de calcul. Ce coefficient se calcule grâce au coefficient multiplicateur trouvé dans le Tableau 4.2 de l'EN 1998-1.

Dans notre cas, pour un bâtiment à étages à occupations corrélées, on a :

- Catégories de charges A à C :
 - $\varphi = 0,80$;
- Catégories de charges D à F :
 - $\varphi = 1,00$;

Ainsi, $\Psi_{E,i} = \Psi_{2,i} \times \varphi$:

- $\Psi_{E,i} = 0,24$ en catégories A et B ;
- $\Psi_{E,i} = 0,48$ en catégories C et D ;
- $\Psi_{E,i} = 0,80$ en catégorie E ;
- $\Psi_{E,i} = 0,6$ en catégorie F ;
- $\Psi_{E,i} = 0$ en catégories H, pour les charges de neige, de vent et de température ;

4.9 COMBINAISON DES EFFETS SISMIQUES

Selon le §EN 1998-1-4.3.3.5.1, nous avons la combinaison des composantes horizontales des effets sismiques :

- $E = \pm E_{dx} \pm 0,3.E_{dy}$
- $E = \pm 0,3.E_{dx} \pm E_{dy}$

COMBINAISON D'ACTIONS

L'Eurocode 0 (§EN 1990-6.4.3.4) nous donne les combinaisons d'actions pour les situations de projet sismiques.

6.4.3.4 Combinaisons d'actions pour les situations de projet sismiques

(1) Il convient d'adopter comme format général des effets des actions :

$$E_d = E \left\{ G_{k,j} ; P ; A_{Ed} ; \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1 ; i \geq 1 \quad \dots (6.12a)$$

(2) La combinaison des actions entre parenthèses { } peut s'exprimer par :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad \dots (6.12b)$$

4.10 ANALYSE MODALE

DETERMINATION DES MODES DE VIBRATION

Le modèle inclura tous les éléments (éléments primaires et secondaires) pour une analyse globale de la structure.

Le but de cette analyse sera d'évaluer la réponse du bâtiment pour tous les modes de vibration contribuant de manière significative à la réponse globale, c'est-à-dire :

- la somme des masses modales effectives pour les modes considérés atteint au moins 90 % de la masse totale de la structure ;
- tous les modes dont la masse modale effective est supérieure à 5 % de la masse totale sont pris en compte.

L'analyse modale permet d'obtenir la combinaison des réponses modales (selon les recommandations du §EN 1998-1-4.3.3.3.2).

La valeur maximale E_E de l'effet de l'action sismique est déterminée.

Les éléments principaux seront alors dimensionnés selon l'EC2, l'EC3 et l'EC4, en prenant en compte les dispositions complémentaires de l'EC8, en considérant l'effet de l'action sismique calculée.

Une fois l'ensemble des éléments principaux déterminés, les éléments secondaires devront être contrôlés : ils doivent être résistants aux effets de déplacements induits par le séisme.

Il devra être également vérifié que la contribution à la raideur des éléments qui ont été définis comme secondaires ne dépasse pas de plus de 15 % celle de tous les éléments sismiques primaires (§EN 1998-1-4.2.2(4)).

CONSIDERATIONS POUR LES ELEMENTS BETON

Les éléments porteurs béton sont modélisés avec une rigidité tenant compte des effets de la fissuration (cf. §EN 1998-1-4.3.1(6)).

Ainsi, les propriétés de rigidité élastique (NF EN 1992-1-1-5.8.7.2 Rigidité nominale : $EI = KcEcdIc + KsEsIs$) à la flexion et au cisaillement des éléments de béton sont considérées comme égales à la moitié de la rigidité correspondante des éléments non fissurés (cf. §EN 1998-1-4.3.1(7)).

- $E_{eq} = EI / 2$

ANALYSE DES DEPLACEMENTS

ÉVALUATION DES DEPLACEMENTS REELS

Selon le §EN 1998-1-4.3.4, le déplacement d'un point du système structural dû à l'action sismique de calcul d_s sera déterminé par la multiplication du coefficient de comportement lié au déplacement q_d et du

déplacement du même point du système structural, déterminé par une analyse linéaire basée sur le spectre de réponse de calcul d_e .

Dans notre cas, q_d est égal au coefficient de comportement de la structure à savoir

- $q_d = 1,5$

LIMITATION DES DOMMAGES

D'après le §EN 1998-1-4.4.3.2 et comme nous nous trouvons dans le cas d'un bâtiment ayant des éléments non structuraux composés de matériaux fragiles fixés à la structure,

- $d_{rv} \leq 0,005h$

La valeur de v est définie par l'arrêté du 22 octobre 2010 :

- $v = 0,4$

4.11 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

Toutes les dispositions constructives des règles de l'Eurocode 8 et ses annexes nationales (NF EN 1998-1 Septembre 2005) avec l'arrêté et les décrets n°2010-1254 et n°2010-1255 du 22 octobre s'appliquent pour tous les éléments, en distinguant les éléments principaux des secondaires.

Les joints de dilatation ont une épaisseur **minimale** de 4 cm.