

TERMINAL GNL DE DUNKERQUE : CONCEPTION DES RÉSERVOIRS

DUNKERQUE LNG TERMINAL : TANKS DESIGN

Louis MARRACCI, Brahim DJESSAS, Anthony SCARAMOZZINO
Bouygues Travaux Publics, Design Office, St Quentin en Yvelines, France



Fig 1 : Vue du future terminal méthanier.
View of future Dunkerque LNG terminal.

1. PRÉSENTATION GÉNÉRALE

1.1. Description générale du chantier

Dunkerque LNG, filiale d'EDF, construit un terminal d'importation et de regazéification de GNL sur le site du Clipon, dans l'avant Port Ouest de Dunkerque, dans le

1. GENERAL PRESENTATION

1.1. General Description of the project

Dunkerque LNG, a subsidiary of EDF, is building a LNG import and regasification terminal in "Le Clipon" area of Dunkerque West harbour, in the North of France. This LNG

Nord de la France. Ce terminal de GNL est destiné à permettre à EDF, déjà grand consommateur industriel de gaz naturel, de pénétrer le marché français du gaz naturel récemment ouvert en tant que fournisseur, le Terminal GNL étant relié au réseau de transport de gaz naturel français de GRTgaz (Gestionnaire du Réseau de Transport du Gaz). Il permettra également de sécuriser l'alimentation en gaz de l'ensemble de l'Europe du Nord, puisque le terminal de Dunkerque sera également directement connecté au réseau belge.

Le chantier comprend, entre autres :

- trois réservoirs de stockage de GNL de 190 000 m³ de chaque capacité nette,
- une usine de regazéification de GNL, comprenant:
 - les installations de traitement d'une capacité nominale d'environ 13 bcm (milliards de m³) de gaz naturel par an.
 - un tunnel d'eau de mer d'environ 5 km de long, qui apporte 5% des eaux tièdes rejetées par la centrale de Gravelines, aux vaporisateurs de GNL du terminal,

Le consortium composé d'Entrepose Projets et Bouygues Travaux Publics a remporté l'appel d'offres pour concevoir et construire les trois réservoirs de stockage cryogéniques de GNL.

1.2. Description du réservoir

1.2.1. Principe d'un réservoir à intégrité totale

Un réservoir à intégrité totale se compose d'un réservoir primaire et un réservoir secondaire, qui forment ensemble un réservoir de stockage intégré.

Le réservoir primaire est constitué d'une cuve en acier autoporteuse, contenant le produit liquide.

Le réservoir secondaire est un réservoir en béton autoporteur muni d'un toit en forme de dôme, destiné à combiner les fonctions suivantes :

- en service normal : maintenir l'isolation thermique du réservoir primaire et confiner les vapeurs ;
- en cas de fuite du réservoir primaire : contenir tout le liquide et demeurer structurellement étanche à la vapeur.

1.2.2. Principales données sur les réservoirs de GNL à Dunkerque

Les principales dimensions d'un réservoir en béton sont les suivantes:

- Diamètre extérieur : 92.60 m
- Hauteur extérieure : 51 m
- Capacité maximale : 212 000 m³
- Capacité nette: 190 000 m³ de GNL

La structure externe du réservoir se compose des éléments suivants :

- un radier en béton armé, de 500 mm d'épaisseur au centre de la cuve à 1 200 mm d'épaisseur au niveau du bord, au dessous des voiles. Il transfère la charge de liquide directement au sol. L'anneau externe du radier, de 1 200 mm d'épaisseur, est précontraint par 4 câbles 19T15. Le radier est protégé contre les fuites de GNL par une double couche d'acier au nickel associé à un complexe isolant, et il est équipé d'un système de chauffage.

Terminal is intended to allow EDF, already large industrial consumer of natural gas, entering newly open-up natural gas French market as a supplier, the LNG Terminal being linked to the French natural gas transmission network of GRTgaz (Gestionnaire du Réseau de Transport du Gaz). It also aims at securing gas supply to the whole of Northern Europe, as the Dunkirk terminal will also be directly connected to the Belgian network.

The site includes, among others :

- *three LNG storage tank of of each 190,000 m³ net capacity,*
- *a LNG regasification Plant, comprising of :*
 - *process facilities with a nominal capacity around 13 bcm (billion cubic meter) natural gas per year.*
 - *a Seawater Tunnel (about 5 km long) which brings 5% of warm seawater discharged from Gravelines power station to the LNG vaporizers of the terminal,*

The consortium composed of Entrepose Projets and Bouygues Travaux Publics has won the tender to design and build the three cryogenic LNG storage tanks.

1.2. Tank description

1.2.1. Principle of a full containment tank

A full containment tank consists of a primary container and a secondary container, which together form an integrated storage tank.

The primary container is a self-standing steel, single shell tank, holding the liquid product.

The secondary container is a self-supporting concrete tank equipped with a dome roof, designed to combine the following functions:

- *in normal tank service: to hold the thermal insulation of the primary container and to contain vapors;*
- *in case of leakage of the primary container: to contain all liquid product and to remain structurally vapor tight.*

1.2.2 Main data about Dunkerque LNG tanks

The main dimensions of a concrete tank are:

- *outer diameter: 92.60 m*
- *outer height: 51 m*
- *Maximum capacity : 212 000 m³*
- *Net capacity: 190 000 m³ of LNG*

The external structure of the tank consists of the following elements:

- *Reinforced concrete foundation raft, 500 mm thick in the center of the tank and 1200 mm thick at the edge, under the walls. It transfers the loads from the liquid contents directly to the soil. The external 1200 mm thick ring is prestressed by 4 cables 19T15. The foundation raft is protected from LNG leakages by a double-layer of nickel steel associated with an insulating complex, and it is equipped with a heating system.*

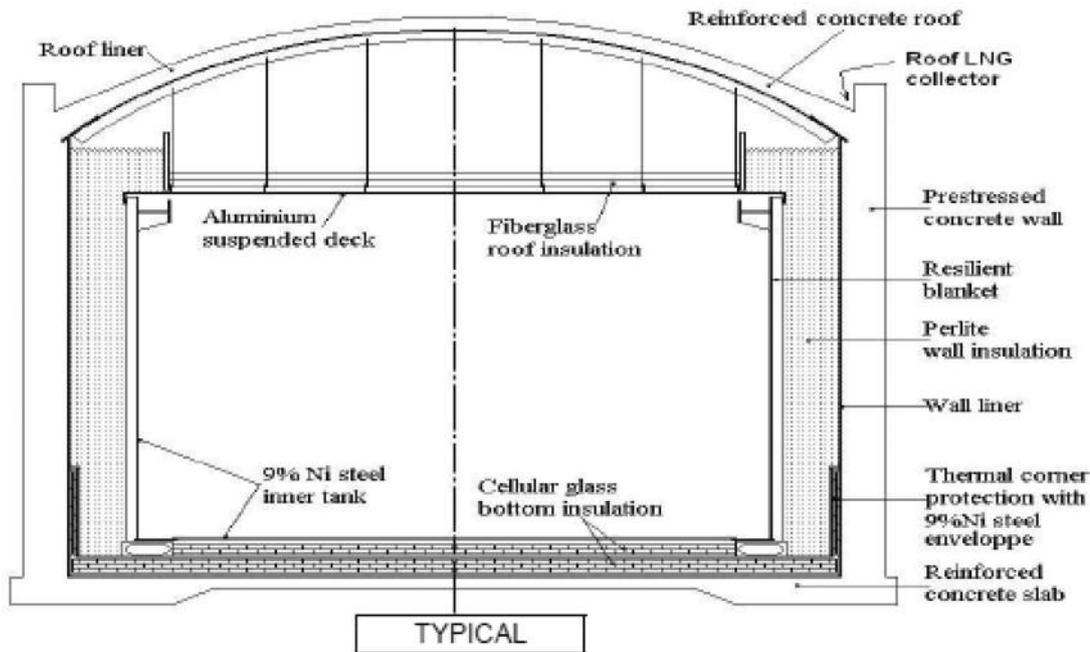


Fig 1 :



Fig 2 : Principle of full containment tank.

- un voile circulaire en béton précontraint, de 800 mm d'épaisseur. Il protège le réservoir d'acier primaire des risques d'incendie et des impacts externes et agit en tant que réservoir de sécurité en cas de débordement ou de fuite du réservoir interne. Il est protégé contre les fuites de GNL dans sa partie inférieure par une isolation thermique, associée à une barrière d'acier. la barrière anti vapeur, constituée d'une feuille d'acier au carbone, est fixée sur la face interne du voile. le voile circulaire est précontraint dans le sens horizontal (câbles 19T15S) et dans le sens vertical (câbles 12T15S, bouclés en bas) , comme le montre la figure 3.
- un dôme en béton armé, coulé sur la coupole en acier carbone. Tous les tuyaux, utilisés pour l'instrumentation du process, et l'azote pénètrent dans la cuve à travers le toit (cf. fig 4). Le toit de béton armé supporte les charges dues
- **Circular prestressed concrete wall, 800mm thick.** It insulates the primary steel tank from possible external fire and impacts, and acts as safety container in the event of overflow or leakage of the inner tank. It is protected from LNG leakages in its lower part by a thermal insulation, associated with a steel barrier. A vapor barrier, consisting in a carbon steel sheet, is fixed on the inner face of the surface of the wall. Circular wall is prestressed in horizontal direction (19T15S cables) and in vertical direction (12T15S cables, looped at the bottom), as shown on figure 3.
- **Upper reinforced concrete dome,** cast on the carbon steel cupola. All pipes, used for process instrumentation and nitrogen penetrate in the tank through the roof (cf. fig 4). The reinforced concrete roof supports the loads due to process pipes. It protects the internal structure

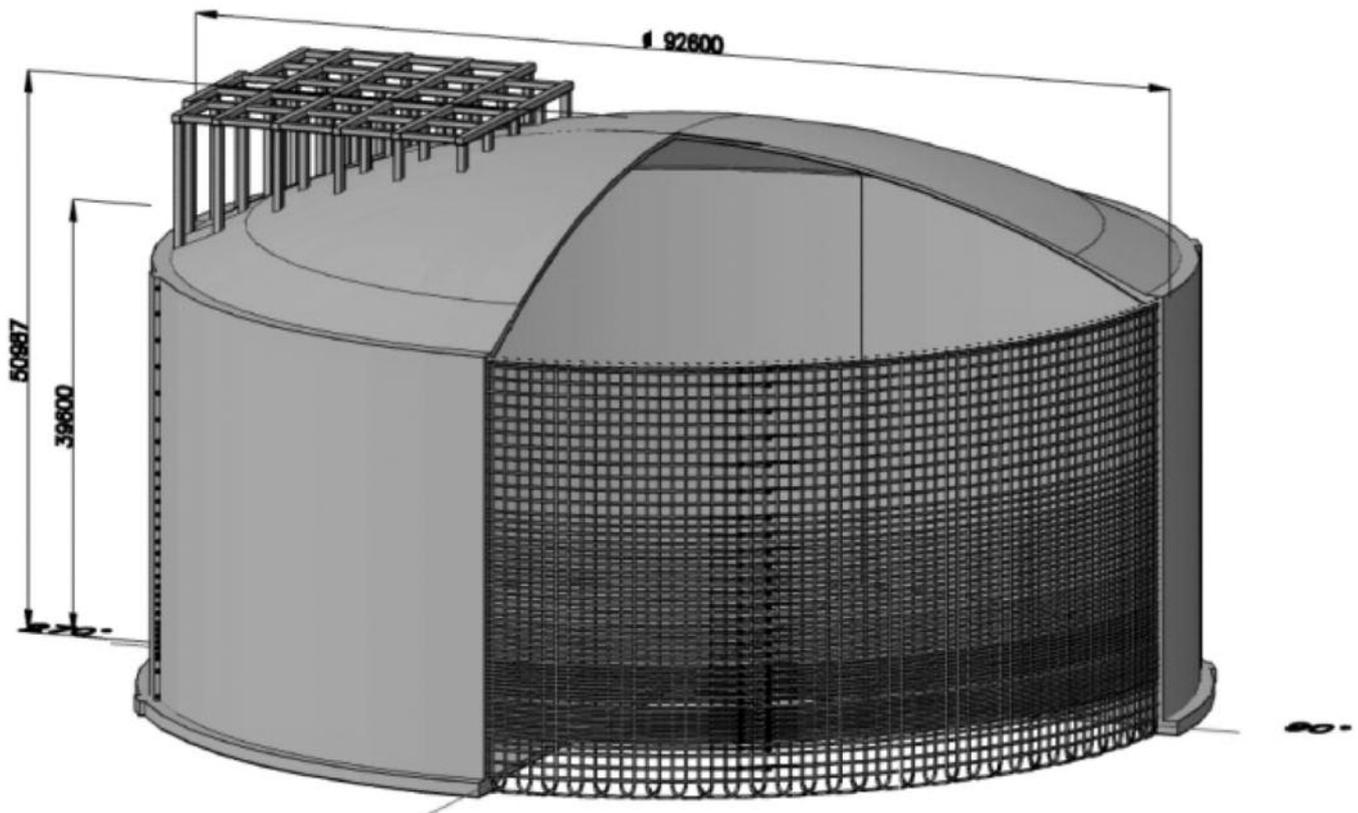


Fig 3: General arrangement, main dimensions and prestress principle.

aux canalisations. Il protège la structure interne des chocs et des incendies ou des explosions externes. La tôle d'acier n'est pas prise en compte dans la section résistante en service ou sous configurations accidentelles.

- Une plate-forme de toit constituée de poutres / poteaux en béton, avec une structure secondaire en acier et un plancher de caillebotis avec des supports d'équipement ainsi qu'un accès pour le personnel au toit du réservoir. Toutes les connexions de tuyauterie au réservoir interne se font par le toit, à l'emplacement de cette plate-forme (cf.fig 4 plate-forme).

1.2.3. Hypothèses de calcul

- température de service du GNL: -165°C
- Pression de calcul : 290 mbarg / -10 mbarg
- Niveau maximal de liquide : 33,72 m (masse volumique du GNL : 475 kg/m^3)
- Pression d'essai : 362,5 mbarg
- Niveau de test hydrostatique pour réservoir interne : 19,32 m, ce qui correspond à 1,25 fois la charge maximale générée par le poids du GNL à la base.

2. PROBLÉMATIQUES DES MODÈLES STRUCTURELS

Les réservoirs sont conçus pour toutes les conditions de chargement pouvant survenir en cours de montage, essais, mise

from shocks and external fires or blasts. The steel sheet is not taken into account in the resisting section in service or accidental configurations.

- **A concrete framed roof platform**, with a steel secondary structure and grating floor with equipment supports and personnel access will be provided on tank roof. All piping connections to the inner tank will be through the tank roof, at the location of this platform.

1.2.3. Design conditions

- LNG service temperature : -165°C
- Design pressure: 290 mbarg / -10 mbarg
- Maximum Design liquid Level : 33.72 m (LNG density : 475 kg/m^3)
- Pneumatic test pressure: 362.5 mbarg
- Hydrostatic Test Level for inner tank: 19.32 m which corresponds to 1.25 times maximum load generated by LNG weight at the basis.

2. STRUCTURAL PROBLEMATICS AND MODELS

Tanks are designed for all possible loading conditions which may occur during erection, testing, commissioning,

GENERAL ARRANGEMENT

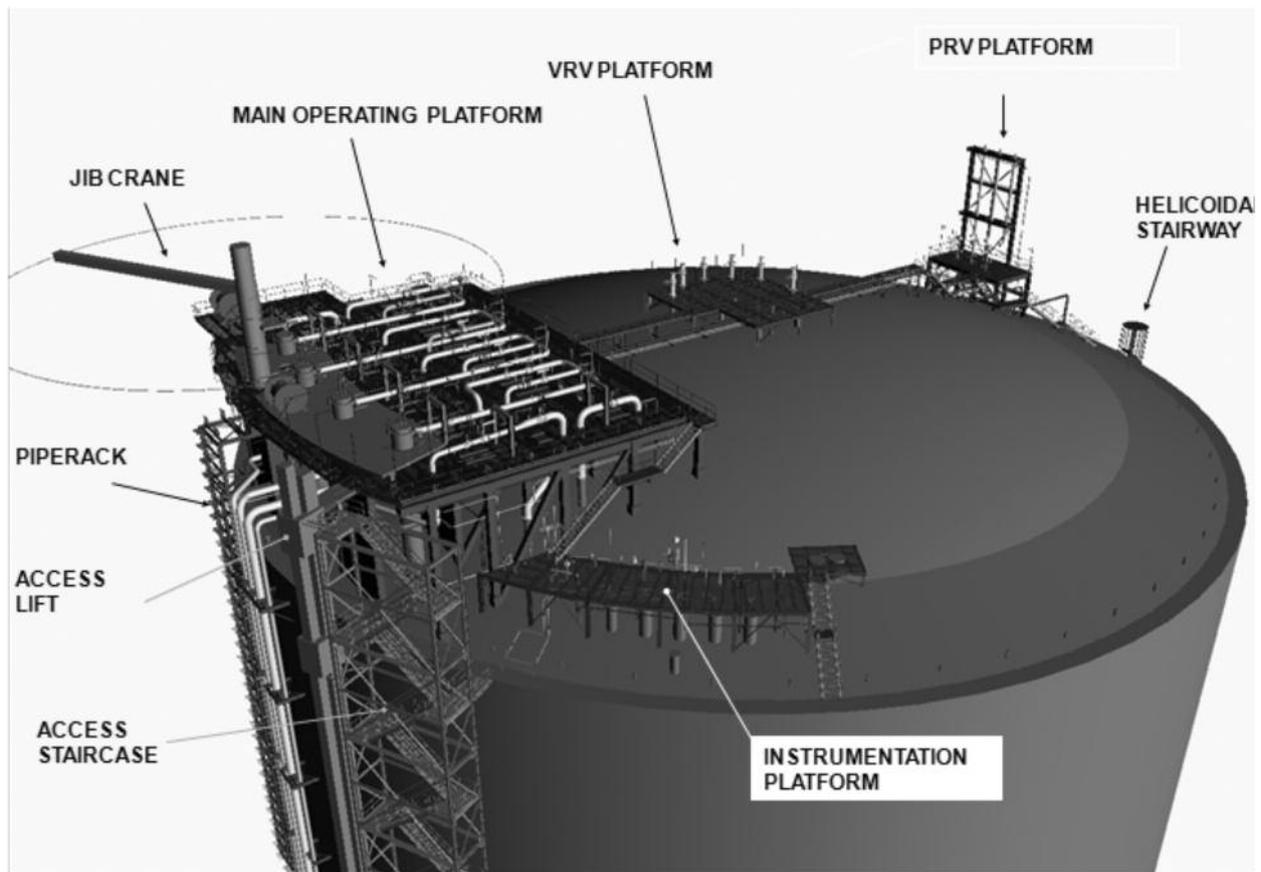


Fig. 4. Platform arrangement.

en service, exploitation, mise hors service, maintenance ainsi que pour les conditions de chargement accidentelles.

Dans les paragraphes suivants, les divers modèles numériques élaborés afin de prendre en compte les différentes conditions de chargement sont décrites.

2.1. Modèles géotechniques

2.1.1. Stratigraphie

La stratigraphie établie par TERRASOL à partir des différentes campagnes géotechniques, est la suivante:

layer	Elevation of the base (CMG)	Modulus E (MPa)	Friction Angle ϕ'	Permeability κ (m/s)
Hydraulic fill (1)	+4.80	15-40	30-33°	Permeable
dense superior sand (2)	-7.15	55	35 °	
Loose silty sand (3)	-12.50	22	30 °	
dense inferior sand (4)	-16.60	80	38 °	
dense silty sand (5)	-17.60	40	33 °	
Sand and sandy clay (6)	-22.50	70	30 °	
Flanders Clay (7)	-40.00	30-50	23 °	2 x 10 ⁻¹⁰
Ostricourt sand (8)	Mechanical Substratum			

Table 1 : Northern tank stratigraphy.

operation, de-commissioning, maintenance and also for accidental loading conditions.

In the following paragraphs, the miscellaneous numerical models elaborated in order to cope with the different loading conditions are described.

2.1. Geotechnical models

2.1.1. Stratigraphy

Stratigraphy established by TERRASOL from different geotechnical surveys, is the following:

2.1.2. Modèle géotechnique non linéaire

Le but de ce modèle, élaboré par TERRASOL avec le code PLAXIS V9, est d'établir, pour chaque réservoir, l'évolution générale des tassements dans le temps, au centre et au bord du radier ainsi que dans la zone proche des réservoirs. Les tassements sont calculés par un modèle axi symétrique non linéaire en tenant compte de la stratigraphie du sol à l'emplacement de chaque réservoir et de la raideur des principaux éléments de structure (radier et voile). Afin d'être conservatif, les tassements sont calculés sans tenir compte de l'amélioration de sols (cf. § 2.1.3).

Les calculs seront effectués selon une séquence représentative de l'historique de chargement des fondations. Le modèle prend en compte le comportement différé des argiles des Flandre et la distinction entre la partie instantanée des tassements et la partie survenant 50 ans après la construction.

La figure 4 présente la déformation du radier obtenue à chaque phase de chargement.

La phase la plus critique en ce qui concerne les tassements est la phase de remplissage maximum du réservoir après 50 ans de construction. Le tassement maximal est de $28 + 5 = 33$ cm au centre de la cuve. Ceci est causé par l'effet combiné de la charge maximale et du tassement de consolidation des argiles.

Le tassement différentiel maximal entre le centre et le bord de la cuve est : $33 - 11 - 16 = 6$ cm

Les tassements sont surveillés pendant la construction et à différents stades de l'hydrotest (pendant les phases de remplissage et de vidange) et pendant la durée de vie des réservoirs, et comparés aux tassements calculés.

2.1.2. Geotechnical non linear model

The purpose of this model, elaborated by TERRASOL with the computer code PLAXIS V9, is to establish, for each tank, the general evolution of settlements in time, in the center and at the edge of the foundation raft as well as in the area close to the tanks.

Settlements are calculated with an axi symmetrical non linear model taking into account the soil stratigraphy at each tank location and the stiffness of the main structural elements (raft and wall). In order to be conservative, settlements are calculated without taking into account soil improvement.

Calculations will be carried out according to a sequence representative of the loading history to which the foundations of the tanks will be subjected. The model takes into account the differed behavior of Flanders clays and the distinction between the instantaneous part of settlement and the part occurring 50 years after construction.

Fig 5 presents the deformation of the foundation raft obtained to each loading phase.

The most critical phase regarding settlements is the phase of maximum filling of the tank after 50 years since construction. Maximum settlement is $28 + 5 = 33$ cm at the center of the tank. This is caused by the combined effect of the maximum loading and development of consolidation settlement of clays.

Maximum differential settlement between the center and the edge of the tank is: $33 - 11 - 16 = 6$ cm

Settlements will be monitored during construction and at different stages of hydrotest (in filling and emptying phases) and during the lifetime of the tanks, and compared to calculated settlements.

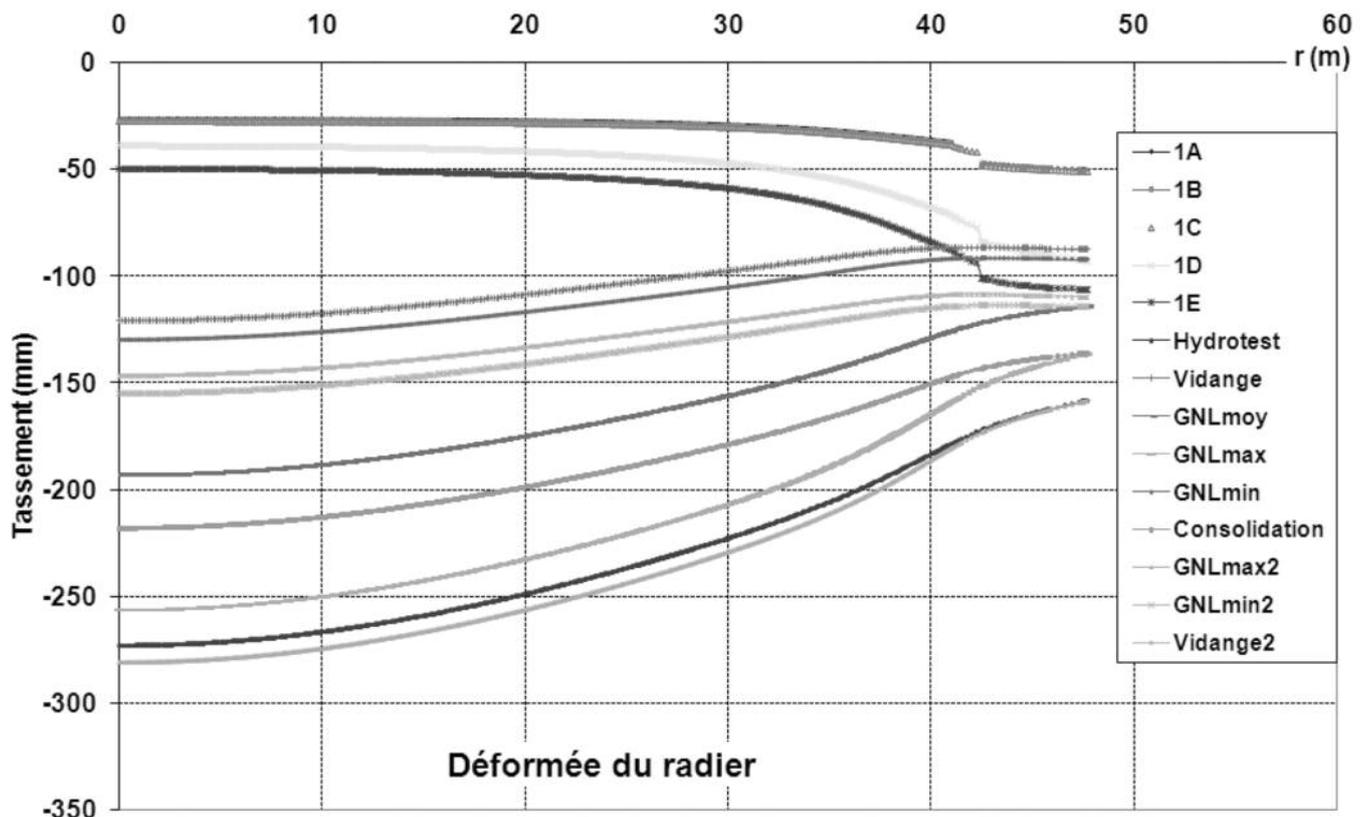


Fig 5: Raft deformation at each loading stage, for northern tank.

2.1.3. L'amélioration de sols

Le but de l'amélioration de sols n'est pas de réduire les tassements, qui sont admissibles pour la structure, et pris en compte dans sa conception, ni d'augmenter la capacité portante, qui est suffisante à la fois en statique et en dynamique. Son but est :

- d'homogénéiser le remblai hydraulique, avec un objectif de densité minimum.
- d'éviter la liquéfaction de la couche de sable limoneux lâche (3) et de la partie inférieure du remblai hydraulique dans les réservoirs Nord et Sud

L'homogénéisation du remblai hydraulique sera obtenue par vibroflottation, effectuée à partir de la surface jusqu'à une profondeur comprise entre 17 et 22,5 m. le traitement anti-liquéfaction sera obtenu par des colonnes ballastées, entre 12,5 et 22,5 m de profondeur.

L'adéquation du traitement mis en œuvre a été validée par la réalisation de planches d'essai, afin de comparer l'efficacité de différentes trames de traitement (2,2 à 2,6 m) et différents diamètres des colonnes (de 600 à 800 mm) par rapport aux performances attendues.

2.2. Conception statique

Les modèles de conception statique décrits ci-après utilisent le code Sofistik Version 2010.

2.2.1. Modèle 3D axi - symétrique

Le réservoir forme une surface de révolution. Pour les charges respectant une symétrie semblable (poids propre du béton et des équipements, précontrainte, poids du GNL, pression du gaz en service ou lors des essais, température, charges de construction et d'exploitation à symétrie axiale), la détermination des contraintes et déformations est obtenue par un modèle éléments finis axi - symétrique élastique linéaire (cf. figure 5). Les différentes couches de sol ont été modélisées avec des propriétés élastiques. Afin de prendre en compte le comportement non linéaire du sol dans des situations particulières (hydrotest, remplissage maximum en service, vidange, etc.), des déformations imposées sont appliqués au radier pour correspondre au profil de tassements obtenu par les modèles géotechniques (cf. § 2.1.2)

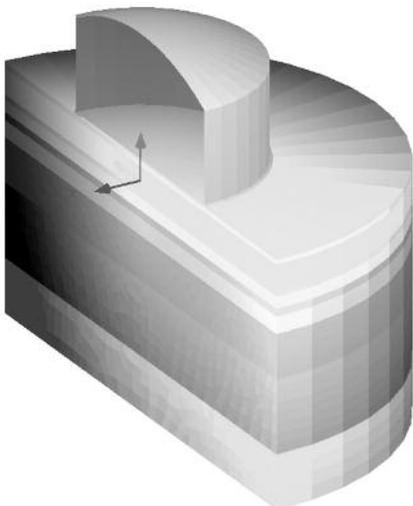


Fig 6: View of 3D soil + structure axi symmetrical model.

2.1.3. Soil improvement

The purpose of soil improvement is not to reduce settlements, which are allowable for the structure, and taken into account in its design, nor to increase bearing capacity, which is sufficient, both in static or dynamic conditions. Its purpose is:

- To homogenize the hydraulic fill, with an objective of minimum relative density.
- To avoid liquefaction of loose silty sand layer (3) and of the lower part of hydraulic fill in Northern and Southern tanks

Homogenization of the hydraulic fill will be obtained by vibroflotation, performed from surface to a depth comprised between 17 and 22.5 m. Anti-liquefaction treatment will be obtained by stone columns, between 12.5 and 22.5 m depths.

The adequacy of the treatment implemented has been validated by the realization of pilot tests of ground improvement, in order to compare the effectiveness of various frames of treatment (from 2.2 to 2.6 m) and columns diameter (from 600 to 800 mm) with respect to the criteria.

2.2. Static design

Static design models described hereafter use computer code SOFISTIK Version 2010.

2.2.1. 3D axi-symmetrical model

The tank forms a revolution surface. For the loads respecting a similar symmetry (concrete and equipment self weight, prestress, LNG weight, service or test gas pressure, temperature, axi-symmetrical construction and service live loads), the determination of the stresses and strains is obtained by an axi-symmetrical linear elastic finite elements model (cf. Fig 6). The different soil layers have been modeled with elastic properties. In order to take into account the non linear behavior of the soil under particular situations (hydrotest, maximum filling in service, emptying, etc), imposed deformations are applied to the foundation raft to match the settlement profile obtained by geotechnical models (cf. §2.1.2)



Fig 7: View of full 3D model.

2.2.2. Modèle 3D complet

Ce modèle, composé d'éléments de coque (cf. figure 6), est utilisé pour les calculs de sollicitations sous les charges non axi – symétriques, comme le vent, l'explosion, la neige, le séisme, les missiles et les impacts d'avion.

2.3. Conception parasismique

2.3.1. Charges sismiques

La norme française et européenne NF EN 1473 définit deux tremblements de terre de référence :

- le séisme en exploitation (OBE), pour lequel aucun dommage au terminal méthanier n'est autorisé et pendant lequel le fonctionnement peut se poursuivre. Sa période de retour est de 475 années, les caractéristiques de l'OBE sont une magnitude $M = 5,4$ et une accélération maximale du sol (PGA) : $a_{max} = 0,134 \text{ g}$
- le séisme majoré de sécurité (ESS), pendant lequel les fonctionnalités et les mécanismes de sécurité essentiels sont préservés. Sa période de retour est de 5 000 ans. les caractéristiques du SSE sont une magnitude $M = 5,4$ et une accélération maximale du sol (PGA) : $a_{max} = 0,30 \text{ g}$

Les spectres de réponse de calcul du séisme horizontal sont donnés dans la figure 7 (pour un facteur d'amortissement de 5%).

La composante verticale du séisme est prise égale à 2/3 de la composante horizontale.

2.3.2. Modèles sismiques

Quatre modèles sismiques ont été élaborés, avec des objectifs différents.

2.2.2. Full 3D model

This model, composed of shell elements (cf. Fig 7), is used for calculations of internal forces under non axi-symmetrical loads, such as wind, blast, snow, earthquake, missile and plane impacts.

2.3. Seismic design

2.3.1. Seismic loads

The French and European standard NF EN 1473 defines two reference design earthquakes :

- Operating Basis Earthquake (OBE), for which no damage to the LNG terminal is sustained and restart and safe operation can continue. Its return period is 475 years., OBE features are a magnitude : $M = 5.4$ and a peak ground acceleration (pga) : $a_{max} = 0.134 \text{ g}$
- Safe Shutdown Earthquake (SSE), for which the essential fail-safe functions and mechanisms are designed to be preserved. Its return period is 5,000 years. SSE features are a magnitude : $M = 5.4$ and a peak ground acceleration (pga): $a_{max} = 0.30 \text{ g}$

The design response spectra for horizontal earthquake are given in Fig 8 (for a damping factor of 5%).

Vertical earthquake component is taken equal to 2/3 of horizontal component.

2.3.2. Seismic models

Four seismic models have been elaborated, with different purposes.

In g :

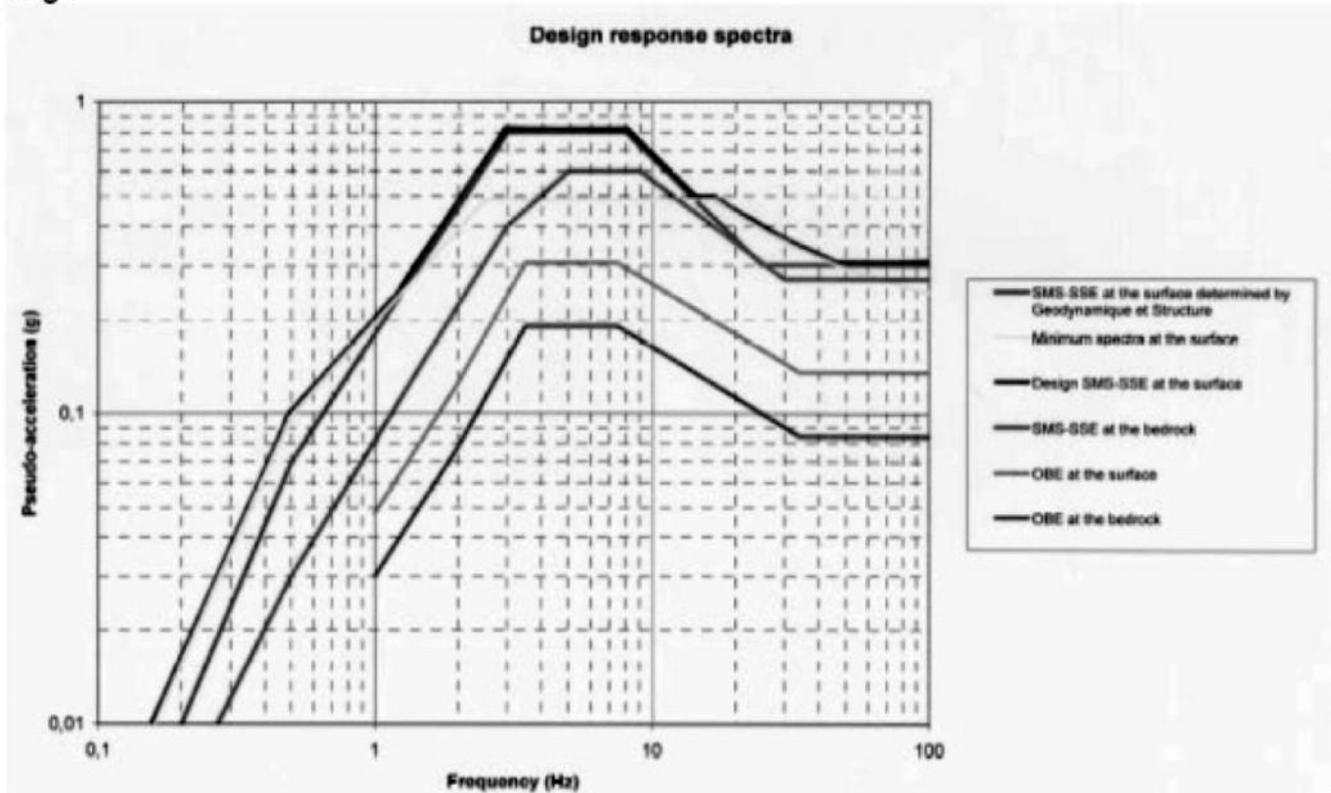


Fig 8: Design response spectra for horizontal earthquake.

2.3.2.1. *Modèle de sol 3D*

Le but de ce modèle 3D, élaboré par Géodynamique et structure, est la détermination des impédances dynamiques du sol (raideur et amortissement) de la fondation du réservoir, nécessaires pour l'analyse sismique de la structure pour les deux séismes de référence (OBE et SSE) .

Les données d'entrée nécessaires pour effectuer des calculs de l'interaction sol-structure sous événement sismique sont, pour chaque couche, la densité du sol, les vitesses de propagation des ondes de cisaillement et de compression, évaluée à partir de sondages géotechniques , en particulier d'essais cross hole et CPT.

Deux ensembles de caractéristiques du sol sont utilisées : caractéristiques sous-estimées, sans traitement du sol et des caractéristiques majorées, qui prennent en compte le traitement des sols.

Les matrices d'impédance sont déterminées à partir d'un modèle d'élément fini 3D du sol et du radier. Le code de calcul est SASSI. Elles permettent d'obtenir les rigidités et les coefficients d'amortissement dans le domaine fréquentiel.

2.3.2.2. *Modèle 3D global "brochette"*

L'objectif de ce modèle est la détermination de la réponse sismique globale de la structure, prenant en compte les interactions entre le réservoir intérieur, le liquide, le réservoir extérieur, le pont suspendu, la fondation et le sol, dans un seul modèle. Ce modèle "brochette", constitué de masses concentrées à degrés de liberté multiples est élaboré en utilisant le code Sofistik Version 2010. Une analyse spectrale modale est effectuée, sous spectres horizontaux et verticaux, qui fournit des efforts et des accélérations pour chaque composant modélisé (réservoir intérieur, fondation, réservoir extérieur).

Tous les nœuds sont situés sur l'axe central du réservoir.

L'interaction sol / structure est prise en compte grâce à des matrices d'impédance qui sont introduites à la base du modèle.

La masse de liquide de réservoir intérieur est modélisée comme une masse convective (oscillante) et une masse impulsive (« rigide »). La valeur de la masse et sa position dans le modèle sont déterminées conformément à la théorie de Housner. Huit configurations de charge sont étudiées, combinant réservoir plein / vide, OBE / SSE, sol souple / raide.

2.3.2.3. *Modèle 3D "sol + radier (coques) + brochette"*

Ce modèle fonctionne comme un zoom de la partie inférieure du modèle brochette. Il permet une détermination correcte des charges sismiques dans le radier, qui ne peut être faite à partir du modèle brochette, le radier n'étant pas parfaitement rigide, en particulier dans sa partie centrale mince.

2.3.2.4. *modèle 3D "parasol"*

Ce modèle fonctionne comme un zoom de la partie supérieure du modèle de la brochette. Il permet une analyse spectrale modale précise du dôme et de la plateforme.

2.3.2.1. *3D Soil model*

The purpose of this 3D model, elaborated by Géodynamique & Structure, is the determination of soil dynamic impedances (stiffness and damping) of the tank foundation, necessary for the structure seismic analysis under the two reference design earthquakes (OBE and SSE).

The necessary input data to perform calculations of soil-structure interaction under seismic event are, for each layer, the soil density, shear and compression wave propagation velocities, evaluated from geotechnical surveys, in particular from cross-hole and CPT tests.

Two sets of soil characteristics are used: underestimated characteristics, without soil treatment and increased characteristics, which takes into account soil treatment.

The impedance matrices are determined from a 3D finite element model of the soil and the raft. The computer code is SASSI; they enable to obtain the stiffness and damping ratio in the frequency domain.

2.3.2.2. *3D Global "skewer" model*

The purpose of this model is the determination of the global seismic answer of the structure, coping with the interactions between inner tank, liquid, outer tank, suspended deck, foundation and soil, in a single composite model. A "skewer" model, with multi degree of freedom lumped masses is elaborated, using computer code SOFISTIK Version 2010. A modal spectral analysis is performed, under horizontal and vertical spectra, which provides global forces, moments and accelerations for each modeled component (inner tank, foundation, outer tank).

All the nodes are located on the tank central axis.

Sol structure interaction is taken into account through impedance matrixes which are introduced at the bottom of the model.

The inner tank fluid mass is modeled as a convective mass (sloshing) and impulsive mass (restrained). The magnitude of mass and its location within the model is determined in accordance with Housner's theory. Eight load configurations are studied, combining filled / empty tank, OBE/ SSE, weak / stiff soil.

2.3.2.3. *D Model "ground + raft (shells) + skewer"*

This model acts as a zoom of the lower part of skewer model. It enables a correct determination of seismic loads in the foundation raft, which cannot be done from the skewer model, as the raft is not perfectly rigid, particularly in its central thinner part.

2.3.2.4. *3D "parasol" model*

This model acts as a zoom of the upper part of the skewer model. It enables an accurate modal spectral analysis of the dome and the platform.

2.4. Modèle Thermo mécanique

L'objectif de ce modèle est d'étudier les conséquences d'une fuite importante du réservoir métallique interne. Suite à l'accident, la totalité du GNL est transférée dans le réservoir externe en béton. Le voile en béton précontraint est alors en contact direct avec le GNL à -165°C et supporte la pression hydrostatique.

Une analyse non linéaire d'un modèle 3D de révolution, est réalisée par ADDL, en utilisant le code ANSYS. Le ferrailage passif et les câbles de précontrainte sont modélisés par des éléments spécifiques. Plusieurs éléments sont modélisés dans l'épaisseur des éléments en béton. L'évolution des propriétés des aciers passifs, de précontrainte, et du béton avec la température (principalement le module) sont intégrés, selon les recommandations de la FIP et de l'Eurocode 2.

L'analyse est effectuée en deux phases :

- un calcul thermique, qui détermine la distribution de température. il est effectué pour 6 niveaux de remplissage jusqu'à 31 m de GNL avec l'hypothèse d'un remplissage très lent (pas de calcul transitoire) et une pression de calcul de 290 mbarg .
- Cette distribution de la température est intégrée en tant que donnée d'entrée d'un calcul mécanique qui intègre aussi les autres sollicitations mécaniques.

2.4. Thermo mechanical model

The purpose of this model is to study the consequences of an important leakage in the inner metallic tank. Following the accident, the entirety of the LNG is transferred in the concrete outer tank. The prestressed concrete wall is then in direct contact with LNG at -165°C and bears the hydrostatic pressure.

A nonlinear analysis of an axisymmetric 3D model, is carried out by ADDL, using ANSYS code. Passive reinforcement and prestressing cables are modeled by specific elements. Several elements are modeled in the thickness of concrete elements. The evolution of the properties of prestressing, passive steels and concrete with temperature (mainly the module) are integrated, according to the FIP and Eurocode 2 recommendations.

The analysis is carried out in two phases:

- A thermal calculation, which determines temperature distribution. It is carried out for 6 levels of filling up to 31 m of LNG with the assumption of a very slow filling (no transitory calculation) and a design pressure of 290 mbarg.
- This temperature distribution is integrated as input data of a mechanical calculation which also integrates the various mechanical loads.

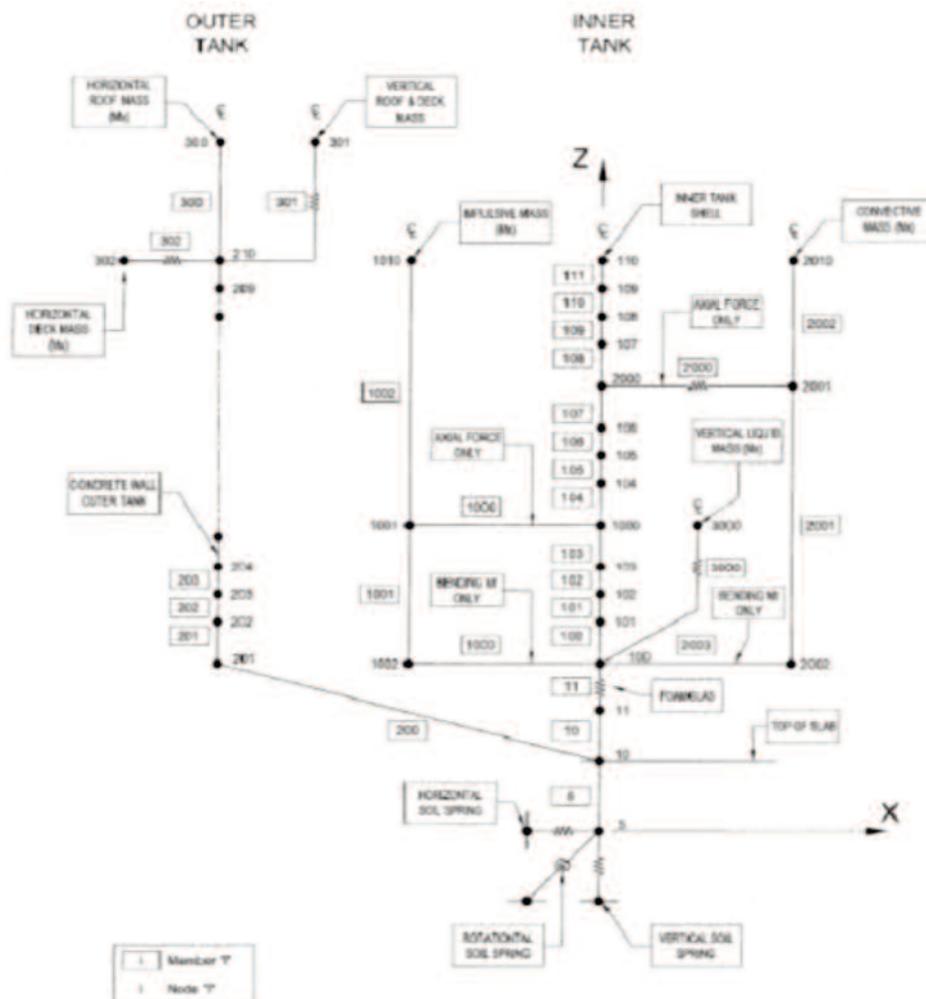


Fig 9: Overview of "skewer" model (filled tank).

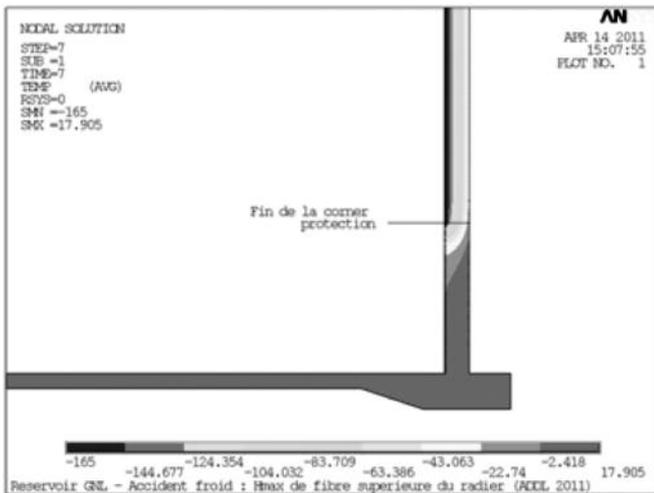


Fig 10: Thermal model results (leakage at max height).

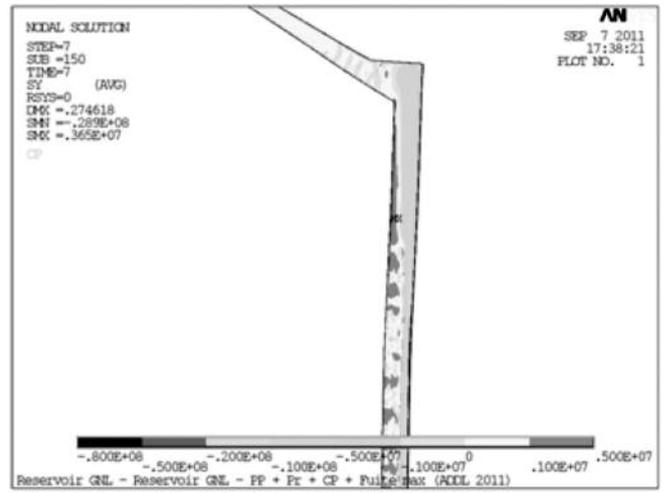


Fig 11: Vertical stresses leakage at max height.

L'étanchéité du voile extérieur est vérifiée dans ce scénario, en veillant à garantir une zone de béton comprimé de 100 mm minimum (cf. figure 11). Ce critère dimensionne la précontrainte (câbles horizontaux et verticaux)

Tightness of the outer wall is checked under this scenario, by ensuring a minimum compression zone of 100 mm in concrete section (cf. Fig 12). This criterion governs the prestressing system (horizontal and vertical cables).

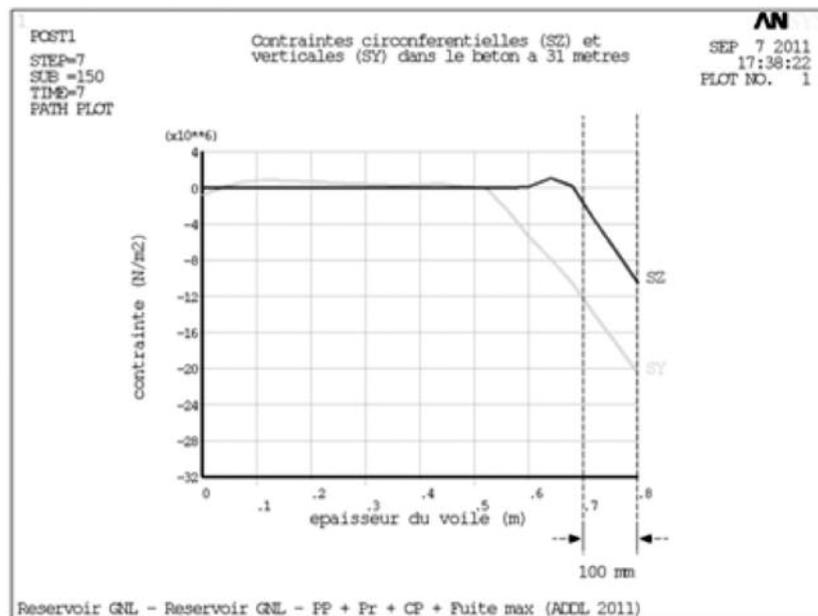


Fig 12: Vertical and circumferential stresses in concrete, showing the minimum compression zone.

2.5. Scénario de sur-remplissage

Dans le cas d'un sur-remplissage accidentel du réservoir, le GNL déborde du réservoir intérieur et envahit progressivement l'espace inter-annulaire entre les réservoirs intérieur et extérieur, rempli de perlite. La pression du gaz augmente rapidement, après évaporation partielle du GNL en contact avec les éléments chauds de l'espace inter-annulaire. Dans ce cas, il doit être démontré que, pour un débit de GNL de 14 000 m³/h pendant 30 minutes, la détérioration du toit sous l'effet de la surpression se produira en premier lieu, permettant l'évacuation de la sur-pression. Dans ces condi-

2.5. Overfilling scenario

In case of an accidental overfilling of the tank, the LNG overflows the inner tank and progressively invades the annular gap between inner and outer tank, filled with perlite. The internal gas pressure increases quickly following partial evaporation of the LNG in contact with the warmer elements of the annular gap. In this case, it has to be demonstrated that, for a LNG flow of 14000 m³/h during 30 minutes, the damage of the roof under the corresponding over pressure will occur in the first place enabling the over pressure to be dissipated and the containment of

tions, le confinement de GNL doit encore pouvoir être assuré par le voile externe en béton et le radier.

Tout d'abord, une étude thermodynamique spécifique et l'analyse structurelle permettent d'établir la séquence suivante : le GNL déborde dans l'espace inter-annulaire. Il y a évaporation totale puis partielle du GNL, entraînant l'augmentation de pression du gaz, la rupture des soudures du pare-vapeur du dôme, puis la fissuration totale du dôme en béton (à 757 mbarg) qui permet l'évacuation de la surpression à travers les fissures du béton. L'espace inter-annulaire se remplit. L'évacuation de pression à travers les fissures du dôme est quantifiée et on vérifie que, après la première minute de l'accident et la fissuration totale du dôme, la pression interne reste inférieure à la pression de conception de 290 mbarg. Ceci permet de dissocier le phénomène de surpression (1^{re} minute) et le refroidissement du voile du fait du débordement du GNL dans l'espace inter-annulaire (24 dernières minutes).

Une deuxième étape consiste à démontrer que l'intégrité du voile externe en béton et du radier est assurée lors de l'accident. Le modèle de révolution 3D décrite au § 2.2.1 est utilisé à cette fin, avec quelques modifications :

- Le dôme est considéré comme totalement fissuré ; la section du dôme prise en compte ne correspond qu'à la section de ferrailage passif
- Le modèle permet le glissement et le soulèvement à l'interface entre radier et le sol (éléments de contact)
- Une rotule plastique se forme entre dôme et son gousset à 620 mbarg

Une première série de calculs élasto plastique est réalisée à partir d'un état initial de GNL au niveau maximum dans le réservoir interne et la pression de gaz de service de 290 mbarg. La surpression accidentelle est appliquée jusqu'à la pression de fissuration du dôme de 757 mbarg.

Un deuxième ensemble de calculs élasto plastiques est effectué, qui correspond à la fin du scénario de sur-remplissage, lorsque le niveau de GNL est maximum dans l'espace inter-annulaire. Le dôme, complètement fissuré, est supprimé du modèle. La pression est alors égale à la pression atmosphérique.

Ces calculs démontrent l'intégrité de la voile et le radier pendant le scénario de sur-remplissage.

2.6. Autres situations

D'autres situations qui ont été étudiées et modélisées ne sont pas détaillées dans ce document. Les phases de construction sont justifiées par un modèle évolutif. D'autres situations accidentelles, comme la tâche froide (fuite locale créant un point froid sur le béton et donc un choc thermique local et des contraintes de traction locales dans le béton), les risques d'incendie, de fuite de GNL sur le dôme ont également été prises en compte à travers différents modèles.

3. CONCLUSION

Un tel projet donne l'opportunité d'étudier de nombreuses situations différentes, avec différents modèles. La plupart

LNG still being ensured by the outer concrete wall and raft.

First, a specific thermodynamic and structural analysis enables to establish the following sequence: LNG overflow in annular gap, total then partial evaporation, gas pressure increase, failure of dome vapor barrier welds then total cracking of concrete dome (at 757 mbarg), evacuation of overpressure through concrete cracks, filling of annular gap. The evacuation of pressure through the cracks of the dome is quantified and it is checked that after the first minute of the accident and the total cracking of the dome, the internal pressure remains lower than design pressure of 290 mbarg. This enables to dissociate the phenomenon of overpressure (1st minute) and wall cooling by LNG overflowing in annular gap (24 last minutes).

A second stage consists in demonstrating that integrity of outer concrete wall and raft is ensured during the accident. The 3D axisymmetrical model described in §2.2.1 is used for this purpose, with some modifications:

- *The dome is considered as totally cracked; the section of the dome takes only into account the section of passive reinforcement*
 - *The model allows sliding and uplift at the interface between raft and soil*
 - *A hinge is formed between dome and gusset at 620 mbarg*
- A first set of elasto plastic calculations is performed from an initial stage with LNG at maximum level in the inner tank and design gas pressure of 290 mbarg. Accidental overpressure is applied till dome cracking pressure of 757 mbarg is reached.*

A second set of elasto plastic calculation is performed, which corresponds to the end of the overfilling scenario, when LNG level is maximum in the annular gap; the dome, completely cracked, is suppressed in the model. The pressure is supposed to balance atmospheric pressure.

These calculations demonstrate the integrity of wall and raft during overfilling scenario.

2.6. Other situations

Other situations which have been studied and modelled are not detailed in this paper. Construction phases are justified by an evolutive model. Other accidental situations, such as cold spot (local leakage creating a cold spot on concrete and therefore a local thermal shock and local tensile stresses in concrete), fire hazard, LNG leakage on the dome have also been taken into account through different models.

3. CONCLUSION

Such a project gives the opportunity to study many various situations, with different models. The most specific studies

des études spécifiques traitent du contexte géotechnique (sol compressible et liquéfiable , conception de l'amélioration des sols), le comportement sismique (interactions entre le réservoir intérieur, le liquide, le réservoir extérieur, le pont suspendu, la fondation et le sol) et les scénarios accidentels (fuite importante, sur remplissage). Certains de ces résultats peuvent être comparés à des mesures, en particulier les calculs géotechniques (tassements et le comportement de l'amélioration des sols), permettant de détecter à un stade précoce tout comportement inattendu. A ce jour, les radiers et les voiles en béton sont entièrement achevés alors que la réalisation des dômes béton est en cours.

deal with the geotechnical context (compressible and liquefiable soil, conception of soil improvement), the seismic behaviour (interactions between inner tank, liquid, outer tank, suspended deck, foundation and soil) and the accidental scenarios (major leakage, overfilling). Some of the results can be compared to monitoring results, in particular geotechnical calculations (settlements and soil improvement behavior), which enables to compare calculation results to site measurements, and to detect at an early stage any unexpected behavior. To date, the concrete slabs and walls are fully completed while the concrete roofs are in progress.