

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

Bernardo Cobalchini Lassen

**ANÁLISE DA VIABILIDADE DE DEMOLIÇÃO DE UM EDIFÍCIO DE
10 ANDARES E DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS DE
CONTENÇÃO CONFORME OS EUROCODES**

Porto Alegre

Abril 2023

BERNARDO COBALCHINI LASSEN

**ANÁLISE DA VIABILIDADE DE DEMOLIÇÃO DE UM
EDIFÍCIO DE 10 ANDARES E DIMENSIONAMENTO DAS
ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO CONFORME OS
EUROCODES**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Comissão de
Graduação do Curso de Engenharia Civil da Escola de Engenharia
da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos
requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador: Alexandre Pacheco

Porto Alegre

Março 2023

BERNARDO COBALCHINI LASSEN

**ANÁLISE DA VIABILIDADE DE DEMOLIÇÃO DE UM
EDIFÍCIO DE 10 ANDARES E DIMENSIONAMENTO DAS
ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO CONFORME OS
EUROCODES**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pela Banca Examinadora, pelo Professor Orientador e pela Comissão de Graduação do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, março de 2023

BANCA EXAMINADORA

Prof. Alexandre Rodrigues Pacheco (UFRGS)

Dr. em Engenharia Civil pela Pennsylvania State University, Estados Unidos
Orientador

Prof. Enio Carlos Mesacasa Júnior (UFRGS)

Dr. em Engenharia pela Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo,
Brasil

Profa. Paula Manica Lazzari (UFRGS)

Dra. em Engenharia pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

AGRADECIMENTOS

É com grande satisfação que finalizo este trabalho, e gostaria de expressar meus sinceros agradecimentos a todas as pessoas e organizações que me apoiaram ao longo dessa jornada acadêmica.

Em especial, gostaria de agradecer à minha família, em especial ao meu pai Irani Lassen e minha mãe Joanete Cobalchini Lassen, pelo amor, incentivo e apoio incondicional em todos os momentos da minha vida, inclusive durante o processo de elaboração deste trabalho. Seu amor e suporte foram essenciais para minha motivação e perseverança durante toda a trajetória.

Também gostaria de agradecer aos meus amigos, pela paciência, motivação e amizade em todas as horas. Vocês foram verdadeiros pilares para mim durante todo esse processo.

Agradeço ao meu orientador, Alexandre Pacheco, por me guiar durante todo o processo de elaboração deste trabalho. Sua experiência, orientação e conselhos foram fundamentais para o sucesso do meu trabalho.

Quero agradecer também a todos os professores que tive na graduação, que contribuíram para a minha formação acadêmica e pessoal. Suas aulas, ensinamentos e experiências foram valiosos para minha trajetória.

Por fim, agradeço ao Grupo COLAS por me permitir fazer este trabalho e por ter me proporcionado a oportunidade de aplicar meus conhecimentos em um projeto real.

A todos que contribuíram direta ou indiretamente para a conclusão deste trabalho, meu sincero e profundo agradecimento.

Os que se encantam com a prática sem a ciência são como os timoneiros que entram no navio sem timão nem bússola, nunca tendo certeza do seu destino.

Leonardo da Vinci

RESUMO

Este trabalho tem como objetivo realizar um estudo sobre a demolição de um edifício localizado na rua 60 Avenue du Général Gaulle em Puteaux (92), na França. O prédio em questão possui 10 andares acima do solo e 3 andares de subsolo, sendo que a demolição será realizada na totalidade do edifício, exceto pelas paredes periféricas dos 3 andares de subsolo que serão mantidas. Após a demolição, o grupo Nexity SEERI construirá um conjunto habitacional no terreno. O estudo é baseado em análises estruturais da edificação para verificar se o maquinário pode passar sobre as estruturas existentes, bem como na análise do solo local por meio de relatórios geotécnicos para uma estimativa do empuxo do solo. Com base nisso, foram dimensionadas estruturas de reforço para a contenção das paredes entre a fase de demolição e a construção da nova edificação. O método dos elementos finitos foi utilizado para as modelizações no software Robot, software Graitec e em planilhas de cálculos internos. O estudo está em conformidade com as normas europeias (EUROCODES) e os apêndices nacionais franceses. O trabalho apresenta a obra, o local e o projeto a ser executado, descreve as metodologias aplicadas e os resultados obtidos. O formato consiste em uma apresentação dos resultados baseados em cálculos realizados presentes no memorial de cálculo em apêndice. No corpo do trabalho, será explicado resumidamente o que foi realizado na parte dos cálculos, e nos apêndices serão encontrados todos os detalhes explicitados. Concluiu-se que o reforço estrutural pode ser realizado com escoras simples e escoras em perfis HEB, e todas as conexões metálicas devem ser feitas respeitando as dimensões previstas nas notas de cálculo e nas plantas de detalhes.

Palavras-chave: EUROCODE, demolição, edifício, estrutura, solo, reforço estrutural.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Imagem do edifício R+9 (esquerda) e R+7 (direita).....	14
Figura 2: Vista de satélite	15
Figura 3: Planta da operação	16
Figura 4: Zona de circulação externa do maquinário	31
Figura 5: Vizinhança	32
Figura 6: Divisão de lados das paredes periféricas do subsolo	39
Figura 7: Representação da laje estudada.....	42
Figura 8: Posicionamento das escoras de reforço e dos blocos de fundações (existentes e futuros)	44
Figura 9: Tipos de paredes periféricas existentes no subsolo.....	45
Figura 10: Modelização da parede do lado oeste (Software Robot).....	46
Figura 11: Modelização da parede do lado leste (Software Robot)	47
Figura 12: Modelização da parede do lado norte (Software Robot).....	47
Figura 13: Exemplo de conexão com vigas metálicas.....	49
Figura 14: Exemplo de conexão sem vigas metálicas	50
Figura 15: Representação BIM 3D do posicionamento das escoras e fundações	52
Figura 16: Modelização da parede do lado oeste (Software Robot).....	53
Figura 17: Posicionamento das escoras (lado oeste)	54
Figura 18: Detalhes das escoras, conexões e fundações (lado oeste).....	55
Figura 19: Conexões propostas (lado oeste).....	56
Figura 20: Conexões propostas (lado oeste).....	57
Figura 21: Tamanho de placas (lado oeste).....	57
Figura 22: Modelização da parede do lado sul (Software Robot)	59
Figura 23: Posicionamento das escoras (lado sul).....	60
Figura 24: Detalhes das escoras, conexões e fundações (lado sul)	60
Figura 25: Conexões propostas (lado sul)	62
Figura 26: Conexões propostas (lado sul)	63
Figura 27: Tamanho de placas (lado sul).....	63
Figura 28: Modelização da parede do lado sudoeste (Software Robot)	65
Figura 29: Posicionamento das escoras (lado sudoeste).....	66
Figura 30: Detalhes das escoras, conexões e fundações (lado sudoeste)	66
Figura 31: Conexões propostas (lado sudoeste)	67
Figura 32: Conexões propostas (lado sudoeste)	68

Figura 33: Detalhes das escoras, conexões e fundações (lado norte).....	71
Figura 34: Modelização da parede do lado norte (Software Robot).....	72
Figura 35: Modelização da parede do lado norte (Software Robot).....	73
Figura 36: Blocos de fundações sugeridos	74
Figura 37: Modelização da parede do lado Nordeste (Software Robot)	74
Figura 38: Posicionamento das escoras (lado Nordeste).....	75
Figura 39: Detalhes das escoras, conexões e fundações (lado nordeste).....	76
Figura 40: Conexões propostas (lado nordeste)	77
Figura 41: Conexões propostas (lado nordeste)	78
Figura 42: Tamanho das placas (lado nordesta)	78
Figura 43: Esforços aplicados nas fundações e dimensões porpostas (lado nordeste).....	79
Figura 44: Modelização da parede do lado este (Software Robot).....	80
Figura 45:Esforços aplicados nas fundações e dimensões porpostas (lado este)	81
Figura 46: Modelização da parede do lado este (Software Robot).....	82
Figura 47: Escoras horizontais (lado este).....	83

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Resultados para PAREDES DIAFRAGMAS.....	27
Tabela 2: Resultados para PAREDES CONCRETADA IN LOCOS	28
Tabela 3: Resumo das sondagens realizadas	29
Tabela 4: Características do solo presente no local.....	30
Tabela 5: Resumo das forças exercidas sobre as paredes.....	33
Tabela 6: Solicitações sob diferentes casos de carga	41
Tabela 7: Solicitações sob diferentes casos de carga 2	43
Tabela 8: Esforços aplicados nas fundações e dimensões porpostas (lado oeste).....	58
Tabela 9: Esforços aplicados nas fundações e dimensões porpostas (lado sul)	64
Tabela 10: Esforços aplicados nas fundações e dimensões porpostas (lado sudoeste)	69
Tabela 11: Angulos propostos para o escoramento da rampa (lado nordeste)	76

LISTA DE SIGLAS

R+11 – Térreo e mais 11 andares

Fe - Ferro

ELS - Estado limite de serviço

ELU - Estado limite último

SS1- Subsolo 1

SS2 – Subsolo 2

SS3 – Subsolo 3

FN - força normal

LISTA DE SÍMBOLOS

C = Coesão

Em - Módulo de elasticidade

H - Altura

Ka - Coeficiente de empuxo ativo do solo

L - Comprimento

MPa - Megapascal

Φ acier – Diâmetro do aço

c_{nom} - Cobrimento nominal

c_{min} - Cobrimento mínimo

c_{min,b} - Cobrimento mínimo/aderência

c_{min,dur} - Cobrimento mínimo/durabilidade

cos - Cosseno

f_{cd} - Resistência de cálculo à compressão do concreto

f_{ck} - Resistência característica à compressão do concreto

f_{yd} - Limite de escoamento de cálculo do aço

f_{yk} - Limite de escoamento característico do aço

q_{ELS} - Tensão admissível do solo

sin - Seno

kN – Kilonewton

kPa - Kilopascal

mm – Milímetro

m^2 – Metro quadrado

m^3 – Metro cúbico

R+ - Rez-des-chaussée (térreo)

Δ_{cdev} - Tolerância por variações de execução

Φ - ângulo de atrito

γ_c – Coeficiente de segurança parcial para o concreto

α_{cc} - Coeficiente de ajuste da resistência do concreto

γ - Peso específico

γ_s - Coeficiente de segurança parcial para o aço

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	13
1.1. Apresentação da obra.....	13
1.2. Localização	15
1.3. Documentos utilizados.....	16
2. METODOLOGIA.....	18
2.1. Método dos elementos finitos.....	19
2.2. Robot Structural Analysis.....	20
2.3. Graitc Advantage	21
2.4. EUROCODES	22
3. HIPÓTESES GERAIS.....	27
3.1. Materiais	27
3.1.1 Classe do concreto.....	27
3.1.2 Armaduras	29
3.2. Ações permanentes	30
3.2.1 Ações permanentes devido ao peso próprio	30
3.2.2 Empuxo do solo.....	30
3.2.3 Zona de circulação.....	31
3.2.4 Sobrecarga no contorno	31
3.3. Hipóteses de cálculos.....	34
3.3.1 Concreto	34
3.3.2 Disposições comuns	34
3.3.3 Aço das armaduras.....	34
3.3.4 Cobrimento das armaduras para as fundações.....	34
3.3.5 Aço estrutural	35

3.3.6	Hipóteses geotécnicas.....	35
3.4.	Critérios de dimensionamento	36
3.4.1	Critérios de resistência.....	36
3.4.2	Critérios de deformação máxima (ELS).....	36
3.4.3	Estudos técnicos	36
4.	APRESENTAÇÃO DO PROJETO.....	37
4.1.	Notas de cálculo.....	37
4.2.	Divisão do perímetro	39
4.3.	Resistência das lajes.....	40
4.3.1	Telhado	40
4.3.2	Pavimentos tipo	42
4.4.	Soluções propostas para escoras	43
4.4.1	Proposição 1 – Respeitando a locação das fundações.....	45
4.4.2	Proposição 2 – Borda dos painéis.....	46
4.4.3	Proposta 3 – Escoras metálicas.....	47
4.5.	Soluções propostas para vigas	48
4.6.	FUNDAÇÕES	48
4.7.	CONEXÕES METÁLICAS	49
5.	RESULTADOS	51
5.1.	Lado 4 - Oeste (rua Marcelin Berthelot).....	53
5.1.1	Escoras.....	53
5.1.2	Conexões metálicas	55
5.1.3	Fundações	58
5.2.	Lado 4 - Sul (avenue du Général de Gaulle)	59
5.2.1	Escoras.....	59
5.2.2	Conexões metálicas	61
5.2.3	Fundações	64

5.3.	Lado 4 - Sudoeste	64
5.3.1	Escoras.....	65
5.3.2	Conexões metálicas	67
5.3.3	Fundações	69
5.4.	Lado 1 e 5 (Norte).....	69
5.4.1	Proposição 1 – Três escoras metálicas simples	70
5.4.2	Proposição 2 – Duas escoras metálicas simples	72
5.5.	Lado 2 – Rampa (Nordeste).....	74
5.5.1	Escoras.....	75
5.5.2	Conexões metálicas	77
5.5.3	Fundações	79
5.6.	Lado 3 – Este	79
5.6.1	Proposição 1 – Escoras nas bordas de painéis.....	79
5.6.2	Proposição 2 – Escoras + Vigas	81
6.	CONCLUSÃO.....	86
	APÊNDICE 1 – Nota de cálculo 1: Nota de hipóteses gerais	92
	APÊNDICE 2 – Nota de cálculo 2: Verificação da possibilidade de circulação do maquinário sobre o telhado.....	111
	APÊNDICE 3 – Nota de cálculo 3: Verificação da possibilidade de circulação do maquinário sobre os pavimentos tipo	136
	APÊNDICE 4 – Nota de cálculo 4: Dimensionamento das escoras periféricas 1	162
	APÊNDICE 5 – Nota de cálculo 5: Dimensionamento das escoras periféricas 2.....	215
	APÊNDICE 6 – Nota de cálculo 6: Dimensionamento das escoras periféricas 3.....	246
	APÊNDICE 7 – Nota de cálculo 7: Plantas dos blocos de fundações.....	274
	APÊNDICE 8 – Nota de cálculo 8: Conexões	294
	APÊNDICE 9 – Nota de cálculo 9: Selante para parafusos das vigas	325
	APÊNDICE 10 – Plan de Butonnage	348
	APÊNDICE 11 – Coupes et détails (Cortes e detalhes) 1	351

APÊNDICE 12 – Coupes et détails (Cortes e detalhes) 2	354
---	-----

1. INTRODUÇÃO

Este documento tem como objetivo apresentar os métodos de dimensionamento utilizados para a demolição parcial do edifício localizado na Avenue du Général de Gaule, em Puteaux (França), visando permitir a construção de um novo edifício com os 3 subsolos existentes. O projeto faz parte da iniciativa "Résidence LILO" da Nexity, que busca uma abordagem ambiental e a certificação NF Habitat. As paredes periféricas dos subsolos existentes serão preservadas e as lajes demolidas. O local está situado na 60 Avenue Du General De Gaulle e é delimitado por prédios vizinhos, e a avenida chamada "Avenue du General de Gaulle" e rua chamada "Rue Marcelin Berthelot". As dimensões de nivelamento são expressas no sistema NGF-IGN69-Altitudes Normais e as coordenadas são definidas no sistema Lambert 93. As alturas são expressas em metros. Os 3 subsolos existentes são compostos de paredes concretadas in loco e paredes diafragmas, sendo que as juntas entre as paredes diafragmas foram verificadas e posicionadas de acordo com uma sondagem de continuidade da parede.

Assim, o presente trabalho tem como objetivo apresentar o Memorial de Cálculo referente ao dimensionamento das estruturas de contenção temporárias das paredes periféricas dos três níveis de subsolo. A estrutura do trabalho é composta por um Memorial de Cálculo principal e nove apêndices que contêm todos os detalhes dos cálculos realizados.

Neste documento, apresentaremos uma síntese dos princípios de dimensionamento utilizados, bem como uma apresentação do empreendimento e dos resultados obtidos. No entanto, é importante destacar que os detalhes dos cálculos estão contidos nos apêndices com a finalidade de não tornar o texto repetitivo.

Portanto, é imprescindível que o leitor se atente à leitura minuciosa dos apêndices para uma compreensão completa do texto. A estrutura do trabalho foi organizada de forma a facilitar a visualização e entendimento dos resultados obtidos, mas é nos apêndices que se encontra todo o rigor técnico dos cálculos realizados.

1.1. Apresentação da obra

O projeto "Résidence LILO" da Nexity prevê a desconstrução parcial dos edifícios R+7 (térreo+7) e R+9 (térreo+9), localizados na Avenue du Général de Gaule em Puteaux, para a construção de um novo edifício R+11 com três subsolos existentes compartilhados. Para a realização dessa obra, será necessário remover as lajes e paredes de vedação das construções

anteriores, de forma a permitir a preparação do terreno para o novo edifício. Na Figura 1 pode-se observar a edificação que será demolida R+9 e R+7.

Figura 1: Imagem do edifício R+9 (esquerda) e R+7 (direita)



(fonte : GOOGLE STREET VIEW, 2021)

Ao iniciar a desmontagem, as lajes do subsolo serão retiradas com cuidado para preservar as paredes periféricas existentes, que são compostas de dois tipos de paredes, paredes concretadas in loco e paredes diafragmas. Essas paredes periféricas serão conservadas para aproveitar a estrutura já existente, além de economizar recursos e reduzir o impacto ambiental da obra.

Antes da retirada das lajes, as paredes periféricas serão reforçadas com o uso de sistemas de escoras para garantir a estabilidade da estrutura durante o processo de desconstrução. Após a remoção das lajes e a consolidação das paredes, será possível iniciar a construção do novo edifício.

Para isso, serão realizadas novas fundações e a construção de uma nova estrutura para o edifício R+11, atendendo às exigências ambientais e de certificação NF Habitat previstas no projeto.

Assim, a desconstrução parcial dos edifícios antigos e a construção do novo edifício aproveitando a estrutura existente, além de garantir a sustentabilidade do projeto, permitirão a revitalização da área urbana, agregando valor à região e proporcionando novas oportunidades de habitação e comércio.

1.2. Localização

O empreendimento está localizado na 60 Avenue Du General De Gaulle, em Puteaux, limitado por:

Ao Norte: prédio vizinho

Ao Sul: Avenue du General de Gaulle

Ao Oeste: Rue Marcelin Berthelot

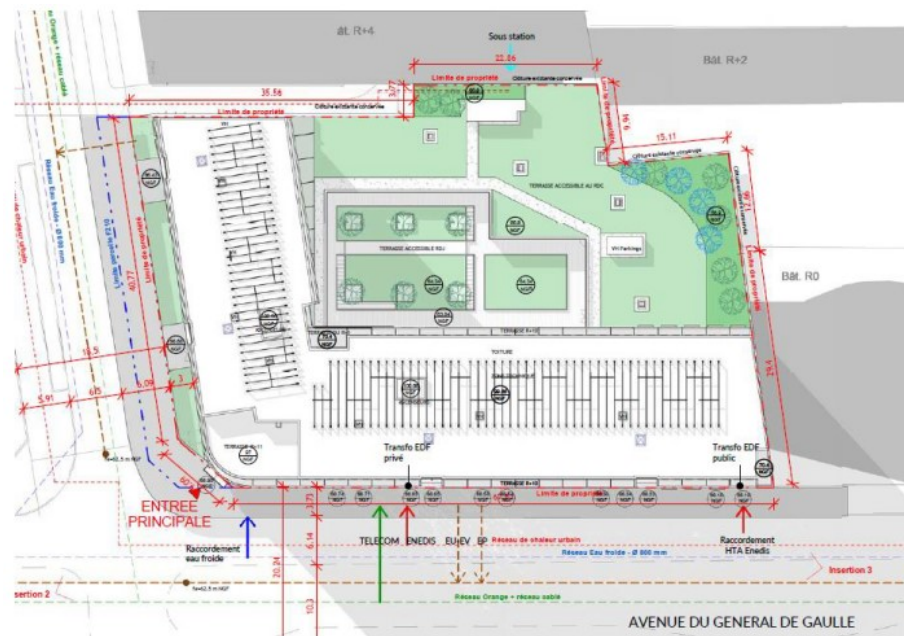
Ao Leste: prédio vizinho

Figura 2: Vista de satélite



(fonte: Google Maps, 2021)

Figura 3: Planta da operação



(fonte: ANALYSE DE SITE, 2021)

1.3. Documentos utilizados

Os estudos serão realizados de acordo com os documentos de referência fornecidos pela empresa contratante e listados abaixo:

- Diagnostic Structurel - IN 21 0465 - ESIRIS IDF ING;
- Rapport G2 AVP;
- Carnet des plans projet;
- Analyses de site – NF HABITAT HQE –QIOS ;
- Plans d’archives;
- Rapport G2 PRO ind 0 datant du 10 sep 2021 (Entreprise ROC SOL) ;
- Procès-verbal d’essais ESP.END.003 vérification périodique le 20/10/2020 ;
- Plan des Héberges indice B – Dossier : 20 0465 ;
- Plan des fondations provisoire – MOVPI ;
- Diagnostic Structurel indice B– ED-STR 22.0023- ESIRIS IDF E-D.

Tradução livre:

- Diagnóstico estrutural - IN 21 0465 - ESIRIS IDF ING ;
- Relatório geotécnico G2 AVP ;
- Livreto do plano do projeto ;
- Análise do local - NF HABITAT HQE –QIOS ;

- e) Planos de arquivo ;
- f) Relatório geotécnico G2 PRO ind 0 de 10 set 2021 (Empresa ROC SOL) ;
- g) Relatório de ensaios ESP.END.003 verificação periódica em 20/10/2020 ;
- h) Plano do índice de alojamentos B - Arquivo: 20 0465 ;
- i) Plano de fundação provisório – MOVPI ;
- j) Diagnóstico estrutural índice B- ED-STR 22.0023- ESIRIS IDF E-D.

2. OBJETIVOS

O objetivo deste trabalho é viabilizar a demolição da edificação apresentada precedentemente e dimensionar uma estrutura de contenção para as partes que não serão demolidas (paredes periféricas dos subsolos). O projeto técnico foi realizado na empresa Colas, onde realizei meu estágio em 2021 e foi realizado entre 2021 e 2022 pela própria empresa. No quadro do projeto, como estagiário, foi-me dada a missão de análise técnica do projeto e da elaboração do memorial de cálculos para as soluções estudadas. Assim, através do material direcionado ao nosso escritório fui responsável por propor as soluções realizáveis para o projeto, realizar o estudo, dimensionamento e detalhamento delas. Para este estudo foram realizados modelos no software ROBOT e GRAITEC, onde pude estudar as soluções e verificar a distribuição dos esforços na estrutura. Através do estudo elaborei notas de calculo como justificativas para as soluções. Os detalhes de projeto (plantas e cortes) foram realizados pelo projetista e colega de empresa.

3. METODOLOGIA

Neste trabalho, foram utilizados os Eurocodes e apêndices nacionais franceses como normas técnicas para o projeto e análise de estruturas. Para realizar as modelagens e análises estruturais, foram utilizados dois softwares de renome no mercado: Robot Structural Analysis e Graitec Advance.

As modelagens foram feitas seguindo as informações e especificações fornecidas pela construtora, garantindo a precisão e conformidade do projeto com as normas e exigências do setor. Para isso, foram utilizadas técnicas de elementos finitos, que permitiram a divisão da estrutura em pequenos elementos finitos para o cálculo das tensões e forças em cada ponto.

Com essas ferramentas e metodologias, este trabalho pôde realizar uma análise estrutural detalhada e precisa de diferentes tipos de estruturas, proporcionando uma base sólida para a tomada de decisões e aprimoramento do projeto.

3.1. Método dos elementos finitos

O método dos elementos finitos é uma técnica matemática e numérica utilizada para analisar o comportamento de estruturas complexas, tais como estruturas em engenharia civil, mecânica e aeroespacial. Ele permite modelar essas estruturas como uma série de pequenos elementos finitos interconectados que compõem a estrutura completa. Cada elemento é descrito por suas propriedades físicas, tais como sua rigidez, massa e capacidade de deformação.

O método dos elementos finitos permite a análise de como esses elementos interagem uns com os outros quando submetidos a diferentes condições de carga e outras variáveis. Ao analisar esses elementos individualmente, o método dos elementos finitos pode determinar as tensões, deformações e outras características físicas em cada ponto da estrutura, permitindo que os engenheiros projetem estruturas mais eficientes e seguras.

O método dos elementos finitos é amplamente utilizado na indústria e é uma ferramenta essencial para a análise e projeto de estruturas complexas. Ele também é frequentemente utilizado em simulações por computador, ajudando a prever o comportamento de estruturas em condições extremas ou imprevisíveis, como em terremotos ou colisões de aviões.

3.2. Robot Structural Analysis

Robot Structural Analysis é um software de análise estrutural e projeto de engenharia desenvolvido pela Autodesk. Ele permite aos engenheiros modelar, analisar e projetar estruturas de diversos materiais, incluindo aço, concreto e madeira.

O software possui uma ampla gama de recursos e ferramentas que ajudam os usuários a criar modelos precisos de estruturas, aplicar cargas e analisar o comportamento da estrutura sob diferentes condições de carga. Além disso, o Robot Structural Analysis também pode ser usado para realizar análises sísmicas e de vento em estruturas, bem como para otimizar o design e o uso de materiais.

O software é frequentemente usado por engenheiros civis, estruturais e mecânicos em uma variedade de setores, incluindo construção, energia, transporte e infraestrutura.

O software utiliza técnicas de elementos finitos avançadas para calcular o comportamento da estrutura sob diferentes condições de carga, incluindo análise linear e não linear, análise dinâmica, análise sísmica e análise de fadiga. Além disso, a metodologia de elementos finitos permite que os usuários simulem o comportamento de materiais complexos, como materiais compostos ou materiais não homogêneos.

O Robot Structural Analysis também inclui recursos para modelagem 3D e análise integrada de informações de projeto, permitindo que os usuários visualizem e analisem a estrutura em diferentes estágios do projeto. Isso ajuda a identificar potenciais problemas e a otimizar o design da estrutura para atender aos requisitos de desempenho.

Em resumo, a metodologia de elementos finitos utilizada no Robot Structural Analysis é uma ferramenta poderosa para a análise estrutural e projeto de engenharia, permitindo que os

usuários criem modelos precisos e otimizem o comportamento da estrutura sob diferentes condições de carga.

3.3. Graitec Advantage

Graitec Advance é um software de modelagem e análise estrutural desenvolvido pela Graitec. Ele é projetado para permitir que os engenheiros civis e estruturais modelem e analisem estruturas de concreto, aço e madeira. O software oferece uma ampla gama de ferramentas e recursos para auxiliar no projeto e análise de estruturas.

O Graitec Advance utiliza a metodologia de cálculos baseada em elementos finitos para calcular as forças e tensões na estrutura. O software oferece diversas opções de análise, incluindo análise estática, dinâmica, não linear e sísmica.

Além disso, o Graitec Advance utiliza os Eurocodes, que são um conjunto de normas técnicas europeias para o projeto e construção de estruturas. Os Eurocodes são considerados um padrão de referência para a indústria da construção na Europa e são frequentemente usados em projetos de engenharia civil e estrutural em todo o mundo.

O Graitec Advance incorpora os Eurocodes em seus recursos de modelagem e análise. Isso significa que os usuários podem facilmente aplicar as normas Eurocode aos seus projetos e obter resultados precisos de acordo com esses padrões. O software também inclui uma série de ferramentas para ajudar os usuários a entender e aplicar os Eurocodes em seus projetos.

Em resumo, o Graitec Advance é um software poderoso para modelagem e análise estrutural que utiliza a metodologia de elementos finitos e incorpora as normas Eurocode em seus recursos. Ele oferece uma ampla gama de ferramentas para auxiliar no projeto e análise de estruturas e é frequentemente usado por engenheiros civis e estruturais em todo o mundo.

3.4. EUROCODES

Os Eurocodes são um conjunto de normas técnicas harmonizadas desenvolvidas pela União Europeia para a engenharia civil e construção. Eles fornecem critérios de projeto para estruturas, bem como orientações sobre ações e cargas, materiais, cálculos, dimensionamento, inspeção e teste. Os Eurocodes são aplicáveis a todas as estruturas civis, incluindo edifícios, pontes, torres, túneis, viadutos e outras infraestruturas. Eles foram criados com o objetivo de padronizar a regulamentação de construção em toda a Europa, facilitando assim o comércio e a concorrência justa no mercado único europeu. Os Eurocodes são compostos por dez partes, cada uma focada em um aspecto específico do projeto e construção de estruturas, e são atualizados regularmente para refletir os avanços na tecnologia e na ciência da engenharia.

Entre os EUROCODES utilizados para os dimensionamentos deste projeto referenciamos os seguintes:

Eurocode 0 – Base de cálculo de estruturas

NF EN 1990	Eurocodes structuraux. Bases de calcul des structures (P 06 –100 – 1)	20 março 2003
NF P 06-100-1 et -2	Eurocodes structuraux. Bases de calcul des structures. Annexe nationale à la NF EN 1990 (P 06-100-2)	5 julho 2006

Emenda A1 (Apêndice A2 sobre o cálculo das pontes) e seu apêndice nacional:

NF EN 1990/A1	Eurocodes. Bases de calcul des structures. Amendement A1(P 06-100-1/A1)°.	5 julho 2006
NF EN 1990/A1/NA	Eurocodes Bases de calcul des structures. Annexe nationale à la NF EN 1990/A1 (P 06-100-1/A1/NA)	14 dezembro 2007

Eurocode 1 – Ações sobre as estruturas:

NF EN 1991-1-1	Eurocode 1. Actions sur les structures.	20 março 2003
NF P 06111-2	Partie 1.1. Actions générales. Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments (P 06111-1) Annexe nationale à l'EN 1991-1-1 (P 06 111-2)	5 junho 2004

NF EN 1991-1-2	Eurocode 1. Actions sur les structures.	5 julho 2003
NF EN 1991-1-2/NA	Partie 1.2. Actions générales. Actions sur les structures exposées au feu (P 06112-1) Annexe nationale à la NF EN 1991-1-2 (P 06112-2)	20 fevereiro 2007
NF EN 1991-1-3	Eurocode 1. Actions sur les structures.	5 abril 2004
NF EN 1991-1-3/NA	Partie 1.3. Actions générales. Charges de neige (P 06113-1) Annexe nationale à la NF EN 1991-1-3 (P 06113-1/NA)	20 maio 2007
NF EN 1991-1-4	Eurocode 1. Actions sur les structures.	5 novembro 2005
NF EN 1991-1-4/NA	Partie 1.4. Actions générales. Actions du vent (P 06114-1) Annexe nationale à la NF EN 1991-1-4 (P 06114-1/NA).	27 março 2008
NF EN 1991-1-5	Eurocode 1. Actions sur les structures.	20 novembro 2005
NF EN 1991-1-5/NA	Partie 1.5. Actions générales. Actions thermiques (P 06115-1) Annexe nationale à la NF EN 1991-1-5 (P 06115-1/NA)	25 março 2009
NF EN 1991-1-7	Eurocode 1. Actions sur les structures.	20 fevereiro 2007
NF EN 1991-1-7/NA	Partie 1.7. Actions générales. Actions accidentelles (P 06117) Annexe nationale à la NF EN 1991-1-7 (P21711-1/A1)	6 setembro 2008
NF EN 1991-2	Eurocode 1. Actions sur les structures.	5 março 2004
NF EN 1991-2/NA	Partie 2. Actions sur les ponts dues au trafic (P 06120-1) Annexe nationale à la NF EN 1991-2 (P 06120-1/NA)	13 março 2008
NF EN 1991-3	Eurocode 1. Actions sur les structures.	20 abril 2007
NF EN 1991-3/NA	Partie 3. Actions induites par les appareils de levage et les machines (P 06130) Annexe nationale à la NF EN 1991-3 (P 06130/NA)	janeiro 2010

Eurocode 2 – Cálculos de estruturas em concreto

NF EN 1992-1-1	Eurocode 2. Calcul des structures en béton.	5 outubro 2005
NF EN 1992-1-1/NA	Partie 1.1. Règles générales et règles pour les bâtiments (P18711-1) Annexe nationale à la NF EN 1992-1-1 (P18711-1/NA)	5 março 2007

NF EN 1992-1-2	Eurocode 2. Calcul des structures en béton.	5 outubro 2005
NF EN 1992-1-2/NA	Partie 1.2. Règles générales. Calcul du comportement au feu (P18712-1) Annexe nationale à la NF EN 1992-1-2 (P18712-1/NA)	5 outubro 2007
NF EN 1992-2	Eurocode 2. Calcul des structures en béton.	20 maio 2006
NF EN 1992-2/NA	Partie 2. Ponts en béton. Calcul et dispositions constructives (P18720-1) Annexe nationale à la NF EN 1992-2 (P18720-1/NA)	20 abril 2007

As partes usadas do EUROCODE são completadas pelos seguintes documentos:

- a) Recommandations professionnelles pour l'application de la norme NF EN 1992-1-1 (NF P 18-711-1) et de son annexe nationale (NF P 18-711-1/NA-Eurocode 2, partie 1-1) relatives au calcul des structures en béton (version V17-3 datée de março2007) ;
- b) DTU 13-3 relatif aux dallages (Março2005) ;
- c) DTU 21 relatif à l'exécution des travaux en béton ;
- d) BAEL 91 révisée 99, pour les sujets non traités par les Eurocodes ;
- e) BPEL 99, Fascicule n° 62 - Titre I - Section II pour les sujets non traités par les Eurocodes .

Tradução livre:

- a) Recomendações profissionais para a aplicação da norma NF EN 1992-1-1 (NF P 18-711-1) e de sua apêndice nacional (NF P 18-711-1/NA-Eurocode 2, parte 1-1) relacionadas ao cálculo de estruturas de concreto (versão V17-3 datada de março de 2007);
- b) DTU 13-3 relativo a lajes (março de 2005);
- c) DTU 21 relativo à execução de trabalhos em concreto;
- d) BAEL 91 revisada 99, para assuntos não abordados pelos Eurocódigos;
- e) BPEL 99, Fascículo n° 62 - Título I - Seção II para assuntos não abordados pelos Eurocódigos.

Eurocode 3 – Cálculo de estruturas em aço:

NF EN 1993 1-1	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.1 : règles générales et règles pour les bâtiments (P 22-311-1) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-1 (P 22-311-1/NA)	20 outubro 2005 20 maio 2007
NF EN 1993 1-5	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.5 : Plaques planes. (P22-315) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-5 (P 22-315/NA)	20 março 2007 26 outubro 2007

NF EN 1993 1-6	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.6 : Résistance et stabilité des structures en coques (P22-316) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-6(P22-316/NA)	20 julho 2007 7 maio 2010
NF EN 1993 1-8	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.8 : Calcul des assemblages (P 22-318-1) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-8 (P 22-318-1/NA)	5 dezembro 2005 20 julho 2007
NF EN 1993 1-10	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.10 : Choix des qualités d'acier(P 22-380-1) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-10(P 22-380-1/NA)	5 dezembro 2005 20 abril 2007
NF EN 1993 1-11	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.11 : Calcul de structures à câbles ou éléments tendus (P 22-381) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-11 (P 22-381/NA)	20 abril 2007 21 dezembro 2007

Eurocode 7 – Cálculos geotécnicos:

NF EN 1997-1	Eurocode 7. Calcul géotechnique. Partie 1. Règles générales (P94251-1)	20 junho 2005
NF EN 1997-1/NA	Annexe nationale à la NF EN 1997-1 (P94251-1/NA)	20 setembro 2006

As partes usadas do EUROCODE são completadas pelos seguintes documentos:

- a) Norme NF P 94-261 (Junho2013) – Justification des ouvrages géotechniques – Normes d’application nationale de l’Eurocode 7 – Fondations superficielles;
- b) Norme NF P 94-262 (Julho 2012) – Justification des ouvrages géotechniques – Normes d’application nationale de l’Eurocode 7 – Fondations Profondes;
- c) Norme NF P 94-281 (Abril 2014) – Justification des ouvrages géotechniques – Normes d’application nationale de l’Eurocode 7 – Ouvrages de soutènement – Murs;
- d) Norme NF P 94-282 (Março2009) – Calcul géotechnique – Ouvrages de soutènement – écrans;
- e) DTU 13.11 : Fondations superficielles;
- f) DTU 13.12 : Règles pour le calcul des fondations superficielles.

Tradução livre:

- a) Norma NF P 94-261 (junho de 2013) - Justificação de estruturas geotécnicas - Normas de aplicação nacional do Eurocódigo 7 - Fundações superficiais;
- b) Norma NF P 94-262 (julho de 2012) - Justificação de estruturas geotécnicas - Normas de aplicação nacional do Eurocódigo 7 - Fundações profundas;
- c) Norma NF P 94-281 (abril de 2014) - Justificação de estruturas geotécnicas - Normas de aplicação nacional do Eurocódigo 7 - Estruturas de contenção - Muros;
- d) Norma NF P 94-282 (março de 2009) - Cálculo geotécnico - Estruturas de contenção - Telas;
- e) DTU 13.11: Fundações superficiais;
- f) DTU 13.12: Regras para o cálculo de fundações superficiais.

4. HIPÓTESES GERAIS

4.1. Materiais

Nesta seção descrevemos os materiais existentes na edificação presente (a ser demolida).

4.1.1 Classe do concreto

A classe do concreto de acordo com os testes de compressão do diagnóstico estrutural para cada tipo de parede é a seguinte:

- Parede concretada in loco: **C40/50**
- Parede diafragma: **C35/45**

As tabelas abaixo mostram os resultados dos testes físicos-mecânicos para cada tipo de parede.

Tabela 1: Resultados para PAREDES DIAFRAGMAS

Réf. Carotte	Diamètre (mm)	Hauteur (mm)	Elancement (H/D)	Masse (g)	MV (t/m ³)	Rupture (kN)	Rc brut (MPa)	fc,m,is (MPa)	fck,is (Mpa)	Classe*
SS1 - 1	73	146	2,00	1490	2,44	153,0	36,6	39,3	39,3	C35/45
SS1 - 2	73	146	2,00	1560	2,55	182,4	43,6			
SS1 - 3	73	146	2,00	1480	2,42	149,5	35,7			
SS2 - 1	73	146	2,00	1460	2,39	142,5	34,1			
SS3 - 1	73	146	2,00	1505	2,46	195,2	46,6			

(fonte: DIAGNÓSTICO ESTRUTURAL - IN 21 0465 - ESIRIS IDF ING, 2021)

Tradução livre:

Diamètre – Diâmetro

Hauter – altura

Elancement – Relação

Masse – Massa

Rupture – Ruptura

Brut – Bruto

Ref. Carotte – Referência do corpo de prova

Tabela 2: Resultados para PAREDES CONCRETADA IN LOCOS

Réf. Carotte	Diamètre (mm)	Hauteur (mm)	Elancement (H/D)	Masse (g)	MV (t/m ³)	Rupture (kN)	Rc brut (MPa)	fc,m,is (MPa)	fck,is (Mpa)	Classe*
SS1 - 1	73	146	2,00	1495	2,45	198,9	47,5	43,9	43,9	C40/50
SS1 - 2	73	146	2,00	1515	2,48	201,1	48,0			
SS2 - 1	73	146	2,00	1490	2,44	178,1	42,5			
SS2 - 2	73	146	2,00	1505	2,46	186,1	44,5			
SS3 - 1	73	146	2,00	1485	2,43	154,3	36,9			
SS3 - 2	73	146	2,00	1470	2,41	171,4	40,9			

(fonte: DIAGNÓSTICO ESTRUTURAL - IN 21 0465 - ESIRIS IDF ING, 2021)

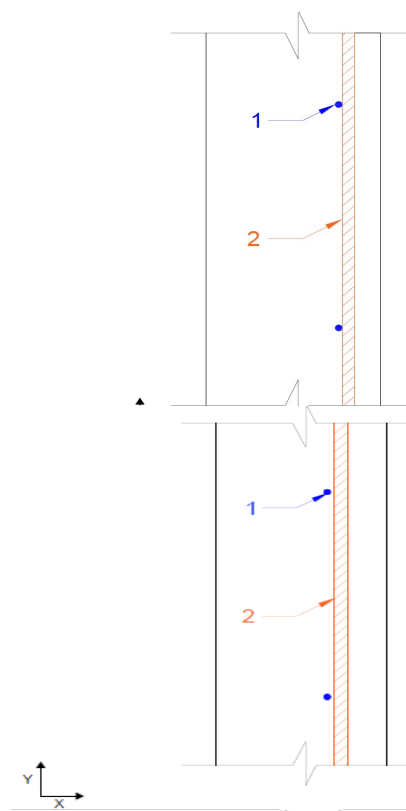
4.1.2 Armaduras

De acordo com o levantamento realizado (Diagnóstico Estrutural) em 6 pontos diferentes nos 3 subsolos, a tabela abaixo mostra as armaduras utilizadas para cada parede e sua seção por metro linear. A referência "1/2" indica a direção das barras, ou seja, 1 - horizontal e 2 - vertical, como apresentado na Tabela 3.

Tabela 3: Resumo das sondagens realizadas

Sondage			Acier					M [kN.m]
Etage	Paroi	Epaisseur (cm)	1/2	Type (HA)	ex (cm)	esp (cm)	Section (cm ² /ml)	
SS1	1	-	1	-	-	-		
			2	-	-	-		
	2	20	1	8	4	30		
			2	14	3	30	5,13	37,96
	3	50	1	14	6	45		
			2	14	8	30	5,13	93,79
	4	50	1	14	6	30		
			2	14	8	30	5,13	93,79
	5	50	1	12	6	30		
			2	14	9	30	5,13	91,55
	6	-	1	-	-	-		
			2	-	-	-		0,00
SS2	1	50	1	14	5	30		
			2	14	6,5	17	9,06	171,42
	2	20	1	6	4,5	25		
			2	10	3,5	30	2,63	18,90
	3	50	1	14	10	30		
			2	14	11,5	25	6,16	103,16
	4	50	1	14	2	35		
			2	14	3,5	20	7,70	155,75
	5	50	1	14	7,5	35		
			2	14	9	15	10,27	183,11
	6	50	1	14	12,5	30		
			2	14	14	30	5,13	80,39
SS3	1	50	1	14	7	20		
			2	14	9	20	7,70	137,33
	2	20	1	8	4,5	30		
			2	16	6,5	30	6,70	39,35
	3	50	1	12	8	30		
			2	14	10	15	10,27	178,64
	4	50	1	14	3,5	30		
			2	14	5	25	6,16	120,58
	5	50	1	14	13,5	30		
			2	14	15	30	5,13	78,16
	6	50	1	14	6	40		
			2	14	8	25	6,16	112,54

Légende	
	Paroi moulée
	Voile coffré



(fonte: O AUTOR, 2023)

Tradução livre:

Étage – Andar

Paroi - Parede

Épaisseur – Espessura

Type – Tipo

Section – Seção

4.2. Ações permanentes

Nessa seção iremos apresentar as ações permanentes na estrutura do edifício a ser demolido.

4.2.1 Ações permanentes devido ao peso próprio

Levamos em conta o peso próprio das estruturas, em particular:

- Aço: 78.50 kN/m^3
- Concreto armado: 25 kN/m^3
- Solo: 20 kN/m^3

4.2.2 Empuxo do solo

Os esforços realizados pelo solo devem ser levados em conta no dimensionamento das estruturas temporárias de contenção de acordo com as características geotécnicas do terreno descritas no relatório geotécnico G2 AVP.

As sondagens revelaram um solo limono-agiloso-arenoso de 2,3 m de espessura de coloração marrom-laranja-bege, seguido por areias argilosas beges cimentadas localmente, correspondentes às areias de Beauchamp.

As características das camadas de solo a serem levadas em conta para o cálculo estão indicadas na tabela abaixo:

Tabela 4: Características do solo presente no local

	Base (en m)	C (t/m ²)	C' (t/m ²)	ϕ (°)	ϕ' (°)	Em (bars)	PI* (bars)	α
Remblais	2,3	0	0	25	25	50	5	1/2
Sables de Beauchamp	-	0	0	30	30	200	20	1/3

(fonte: RELATORIO GEOTECNICO G2 AVP, 2021)

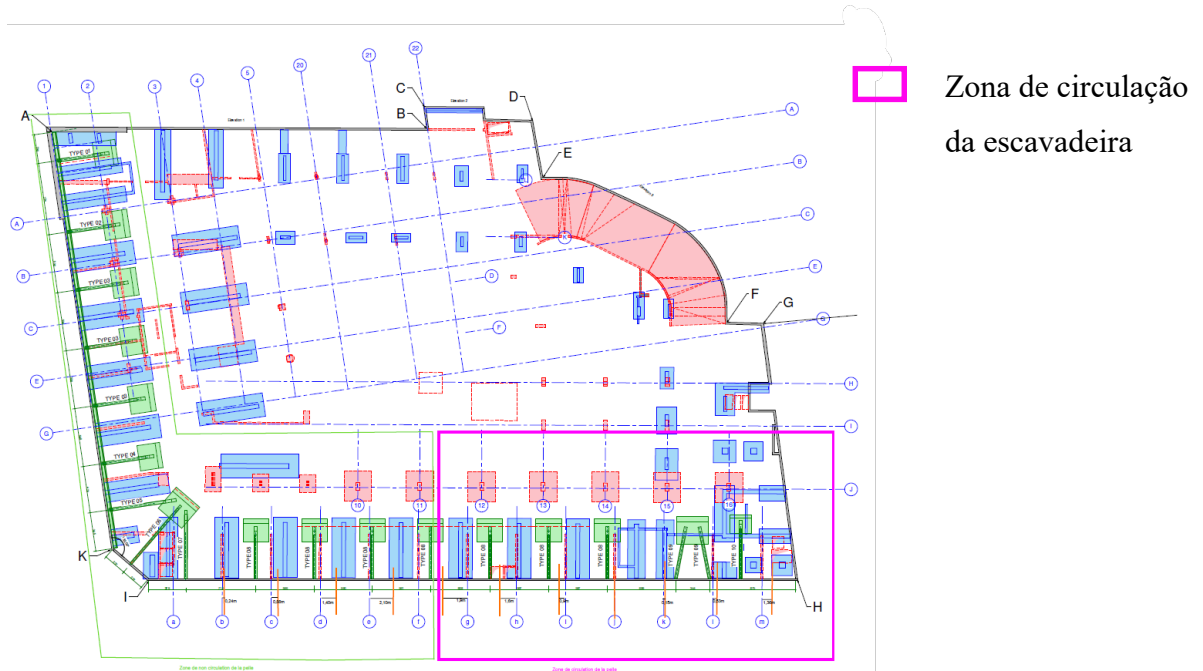
Para os coeficientes de empuxo e o peso volumétrico, serão feitas as seguintes suposições (a serem validadas pelo MOE):

- Remblais (Aterro): $K_{a1} = 0.4$ ($\phi = 25^\circ$); $\gamma_1 = 20 \text{ kN/m}^3$
- Sables de Beauchamp (Areias de Beauchamp): $K_{a2} = 0.33$ ($\phi = 25^\circ$); $\gamma_2 = 20 \text{ kN/m}^3$

4.2.3 Zona de circulação

A imagem abaixo mostra a área por onde uma escavadeira de demolição deve passar. Esta carga será levada em conta nos cálculos como uma sobrecarga de 20 kPa.

Figura 4: Zona de circulação externa do maquinário

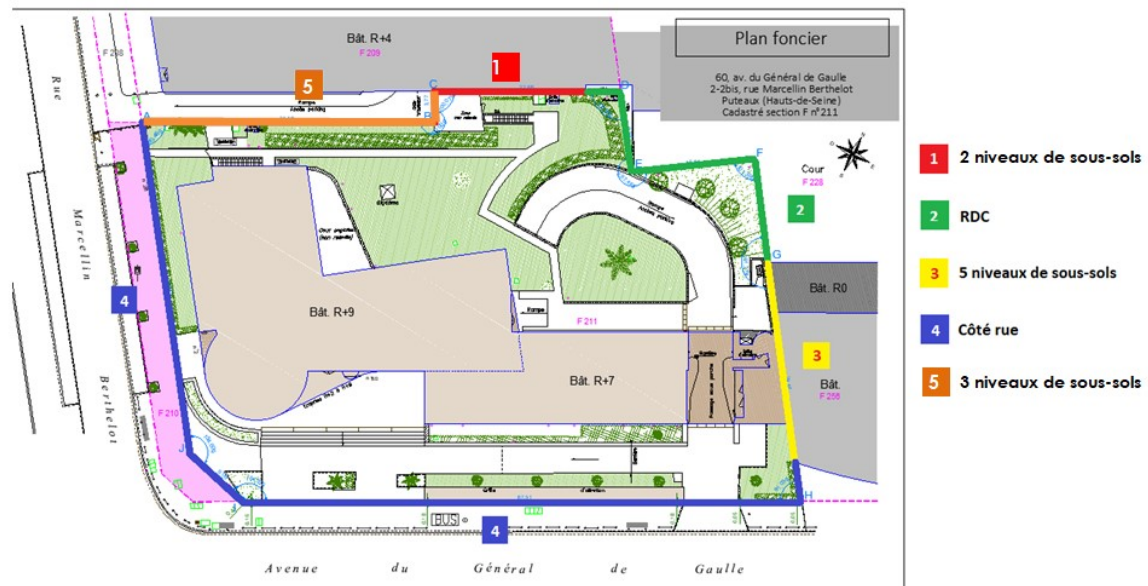


(fonte: GRUPO COLAS, 2021)

4.2.4 Sobrecarga no contorno

O edifício é adjacente a dois outros edifícios com 3 e 5 níveis de subsolo, como mostrado na imagem abaixo.

Figura 5: Vizinhança



(fonte: GRUPO COLAS, 2021)

Tradução Livre:

2 niveaux de sous-sols – 2 níveis de subsolo

RDC – Térreo

5 niveaux de sous-sols - 5 níveis de subsolo

Côté Rue – Lado da rua

3 niveaux de sous-sols - 3 níveis de subsolo

As informações abaixo devem ser confirmadas no local e atualizadas, se necessário.

Com base nas informações descritas na figura acima, as cargas a serem consideradas para o cálculo do sistema de escoramento são as seguintes:

- Para o lado 1 que está em contato com um subsolo de menor profundidade que o edifício estudado (ref. Plano de acomodação - índice B de 17/12/2021):
Será aplicada uma pressão do solo a partir do segundo subsolo do prédio vizinho e uma sobrecarga de 1kPa onde não há presença de terra devido à descompressão do solo gerada pela demolição das lajes.
- Para o lado 3 que está em contato com um subsolo de profundidade maior ou igual à ao edifício estudado com a presença de uma possível faixa de solo entre as duas paredes do subsolo:

É considerada a pressão de terra em 3 níveis (este esforço pode ser reduzido a um esforço uniforme de 1 kPa no caso em que a faixa de terra entre as duas paredes não exista).

- Para os lados que se encontram diretamente na rua ou em espaços abertos (lados 2 e 4): Uma pressão do solo será aplicado a partir do piso térreo com uma sobretaxa de operação vertical igual a 20 kPa (escavadeira).
- Para o lado 5, que está em contato com um subsolo de menor profundidade que o do edifício estudado (ref. Plano de acomodação - índice B de 17/12/2021):

É considerado um sistema de escoramento clássico e uma carga de descompressão de 1kPa.

Resumo:

Tabela 5: Resumo das forças exercidas sobre as paredes

Identificação da área na Figura 4	Pressão horizontal a ser considerada	Sobrecarga vertical a considerar sobre o solo kPa [kN/m ²]
1	Pressão do solo sobre 1 nível	1
2	Pressão do solo sobre 1 níveis	1
3	Pressão da faixa de solo sobre os 3 níveis	1
4	Pressão do solo sobre 3 andares	20
5	Pressão do solo sobre 0,77 m	1

(fonte: O AUTOR, 2023)

Nota:

A sobretaxa de 20 kPa considerada é uma sobretaxa equivalente à sobretaxa de uma escavadeira de demolição que poderia ser encontrada nas proximidades das paredes concretadas.

4.3. Hipóteses de cálculos

4.3.1 Concreto

Resistência mínima:	C25/30
Classe de exposição:	XC2
Limite de abertura de fissura:	0.3 mm

De acordo com os EUROCODES, a classe XC2 refere-se a solos com baixa agressividade em relação ao concreto, ou seja, solos não contendo sulfatos ou outros agentes químicos que possam atacar o concreto. Essa classificação é usada para ajudar a determinar o tipo de concreto e os requisitos de cobertura apropriados para diferentes tipos de estruturas enterradas ou em contato com o solo.

4.3.2 Disposições comuns

Conforme a ELU, a resistência de cálculo do concreto considerada é igual a:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} * \frac{f_{ck}}{\gamma_c}, \text{ com}$$

$$\alpha_{cc} = 1.00$$

$$\gamma_c = 1.5 \text{ em situação durável e transitória}$$

$$\gamma_c = 1.2 \text{ em situação acidental}$$

4.3.3 Aço das armaduras

Classe :	min. B
Resistência característica	500 MPa, FeE500
Diâmetro	$\Phi_{aço} \leq 20\text{mm}$

Os limites de tensão em aços HA são os seguintes:

$$\text{ELU fundamental } f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\text{ELU acidental } f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.00} = 500 \text{ MPa}$$

$$\text{ELS característica } \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

4.3.4 Cobrimento das armaduras para as fundações

Vida útil da obra:	menos de 25 anos
Classe de resistência do concreto:	C25/30
Classe de exposição:	XC2
Classe estrutural:	S4
Modificação da classe estrutural recomendada:	S3 (minoração de 1 classe)

Cobrimento mínimo/aderência	$c_{\min,b} = \Phi_{\text{acier}} = 20 \text{ mm}$
Cobrimento mínimo/durabilidade	$c_{\min,dur} = 20 \text{ mm}$
$c_{\min} = \max[c_{\min,b} ; c_{\min,dur}]$	$c_{\min} = 20 \text{ mm}$
Tolerância por variações de execução (Δc_{dev})	$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$
Cobrimento nominal $c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{dev}$	$c_{nom} = 30 \text{ mm}$

De acordo com os Eurocódigos, a classe S4 refere-se a estruturas que exigem um desempenho excepcionalmente alto, como pontes ou outras estruturas de grande porte. Essas estruturas são projetadas para suportar cargas muito elevadas e são submetidas a condições extremas, como variações significativas de temperatura, movimentos sísmicos, ventos fortes, entre outras. Portanto, a classe S4 exige uma consideração cuidadosa na seleção dos materiais e no projeto estrutural para garantir que a estrutura seja forte, durável e capaz de suportar as condições exigentes.

A minoração para classe S3 é realizada a título de cálculos por ser uma obra temporária com menos de 25 anos. Assim, podemos utilizar a classe S3 para consultar nos ábacos e verificar o cobrimento necessário.

4.3.5 Aço estrutural

Para a estrutura principal:

- Escoras inclinadas: Classe S235
- Vigas de ligação: Classe S235

Para as conexões :

- Parafusos de ancoragem: Classe 5.6; 6.6 ou 8.8.
- Parafusos galvanizados: Classe 8.8

4.3.6 Hipóteses geotécnicas

A tensão admissível do solo a ser considerada é a descrita na nota geotécnica G2 PRO e é igual a:

$$q_{ELS} = 7 \text{ bars}$$

4.4. Critérios de dimensionamento

Nesta seção é explicitado os critérios para dimensionamento das estruturas de reforço estrutural (escoras metálicas, vigas e conexões).

4.4.1 Critérios de resistência

Cálculo das barras

Os vários elementos serão justificados com relação à resistência das seções transversais, bem como os fenômenos de instabilidade (flambagem, inclinação, deformação) de acordo com a norma NF EN 1993-1-1.

Concepção das conexões

As conexões metálicas são dimensionadas de acordo com os seguintes documentos de referência:

Cálculo de conexões EN 1993-1-8.

4.4.2 Critérios de deformação máxima (ELS)

Deslocamentos verticais (flexão das vigas): $L/200$ sob combinações normativas dos EUROCODES 1.1.

Deslocamentos horizontais da parede: $H/150$ sob combinações normativas dos EUROCODES 1.1.

4.4.3 Estudos técnicos

O cálculo será realizado com o software de cálculo Robot Análise Estrutural, Graitec Advance Design e planilhas Excel.

5. APRESENTAÇÃO DO PROJETO

5.1. Notas de cálculo

O trabalho, assim como apresentado e validado pelo *bureau de contrôle* (escritório de controle), foi realizado **por mim** através de notas de cálculos. Essas nove (9) notas foram elaboradas para cada etapa do projeto e estão apresentadas em apêndice. É importante entender a ordem e o conteúdo de cada nota para melhor compreensão do trabalho elaborado.

Nota de cálculo 1: Nota de hipóteses gerais

Conteúdo: Esta nota descreve brevemente o projeto e o que será realizado pelas obras do grupo Colas no empreendimento. Ela levanta todas as hipóteses de cálculo que serão adotadas no projeto. Sendo elas sobre os materiais, as ações permanentes e variáveis, resistência da estrutura local, os critérios utilizados para o dimensionamento e sondagens realizadas no local.

Nota de cálculo 2: Verificação da possibilidade de circulação do maquinário sobre o telhado

Conteúdo: Esta nota descreve como foi feita a verificação da possibilidade do maquinário de demolição poder transitar sobre as lajes do telhado.

Nota de cálculo 3: Verificação da possibilidade de circulação do maquinário sobre os pavimentos tipo

Conteúdo: Esta nota descreve como foi feita a verificação da possibilidade do maquinário de demolição poder transitar sobre as lajes dos pavimentos tipo da edificação.

Nota de cálculo 4: Dimensionamento das escoras periféricas 1

Conteúdo: Esta nota descreve como foi feito o dimensionamento e posicionamento das escoras para os lados 1, 2, 4 e 5 (lados detalhados no item 5.2). No dimensionamento consta o posicionamento das escoras em planta, altura e ângulos. Também apresenta as dimensões das vigas metálicas a serem utilizadas quando necessário, as dimensões dos blocos de fundação e os esforços do empuxo do solo a ser resistido.

Nota de cálculo 5: Dimensionamento das escoras periféricas 2

Conteúdo: Esta nota descreve como foi feito o dimensionamento e posicionamento das escoras para os lados 1, 3 e 5 (lados detalhados no item 5.2). No dimensionamento consta o posicionamento das escoras em planta, altura e ângulos. Também apresenta as dimensões das vigas metálicas a serem utilizadas quando necessário, as dimensões dos blocos de fundação e os esforços do empuxo do solo a ser resistido. Nesta nota é feita uma proposição alternativa de escoramento devido às novas sondagens realizadas no local. Essas sondagens apresentaram descontinuidade de armadura no lado 5 e um empuxo do solo inferior ao previsto no lado 1.

Nota de cálculo 6: Dimensionamento das escoras periféricas 3

Conteúdo: Esta nota descreve como foi feito o dimensionamento e posicionamento das escoras para o lado 3 (lados detalhados no item 5.2). No dimensionamento consta o posicionamento das escoras em planta, altura e ângulos. Também apresenta as dimensões das vigas metálicas a serem utilizadas quando necessário, as dimensões dos blocos de fundação e os esforços do empuxo do solo a ser resistido. Nesta nota é feita uma proposição alternativa de escoramento horizontal entre as paredes que fazem um ângulo igual ou inferior a 90° entre si.

Nota de cálculo 7: Plantas dos blocos de fundações

Conteúdo: Esta nota apresenta as plantas para execução dos blocos de fundações e as armaduras propostas. Esta nota foi realizada para a obra e foi difundida internamente, apenas para a obra.

Nota de cálculo 8: Conexões

Conteúdo: Esta nota descreve o procedimento utilizado para o dimensionamento das conexões metálicas. O procedimento de dimensionamento para as soldas, espessura das placas e quantidade de parafusos necessários para cada tipo de conexão proposta.

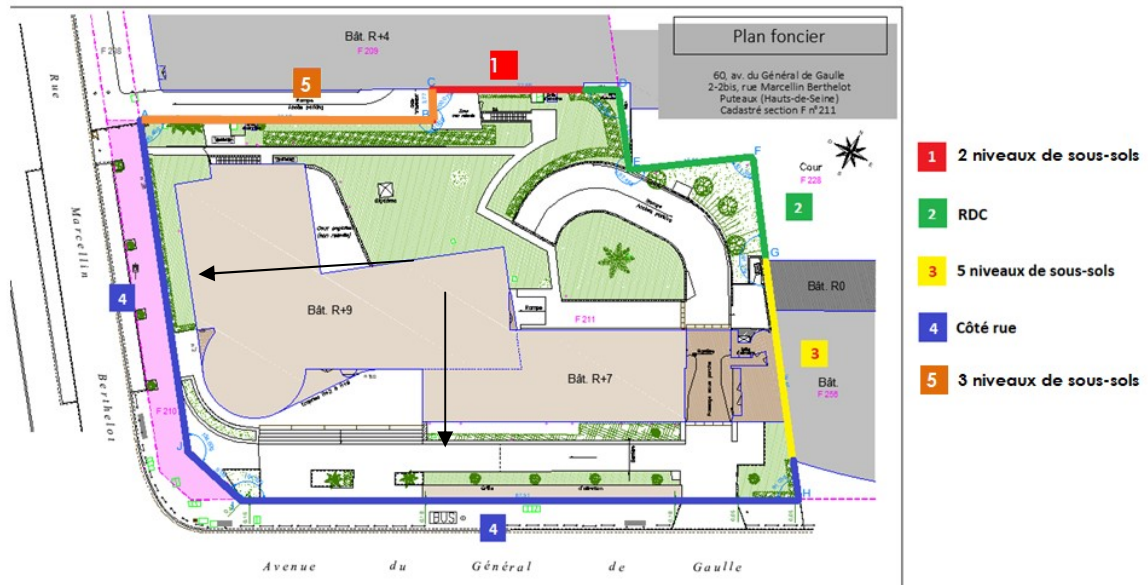
Nota de cálculo 9: Selante para parafusos das vigas

Conteúdo: Esta nota descreve o processo de escolha da resina química (selante) a ser utilizado nos parafusos para conectá-los a parede.

5.2. Divisão do perímetro

Para a melhor compreensão dos próximos itens retomamos a divisão do terreno realizada anteriormente. Observa-se abaixo (sul) a rua Avenue du Général de Gaulle e a esquerda (oeste) a Rue Marcelin Berthelot.

Figura 6: Divisão de lados das paredes periféricas do subsolo



(fonte: O AUTOR, 2023)

5.3. Resistência das lajes

Na ausência do plano de armaduras da edificação, o objetivo do cálculo é comparar a carga admissível da laje com a sobrecarga aplicada pelas máquinas durante a fase de demolição.

A laje modelada sob o software Robot Structural Analysis será primeiramente estudada sob a ação variável de projeto (vida útil da estrutura); depois, em uma segunda fase, sob carga das máquinas. A comparação das tensões sob os dois casos de carga permitirá concluir se é ou não possível utilizar a laje para a circulação das máquinas de demolição.

A carga operacional de projeto é de $2,5 \text{ kN/m}^2$, padrão para um piso de escritório.

5.3.1 Telhado

Detalhes de cálculo na **Nota de cálculo 2**: “Verificação da possibilidade de circulação do maquinário sobre o telhado” em apêndice.

As cargas devidas às máquinas serão consideradas como cargas variáveis de acordo com o Eurocode 0.

Três máquinas são utilizadas para os trabalhos de demolição:

a) Mini Escavadeira 1,5 T sobre trilhos SALTI:

O peso da escavadeira é de aproximadamente 1,59 toneladas e está distribuído em dois trilhos com uma superfície de contato de aproximadamente $1,24 \text{ m} \times 0,23 \text{ m}$. A distância central das duas pistas é de $0,75 \text{ m}$. A força aplicada por cada pista no piso é de cerca de 28 kN/m^2 .

b) Bobcat S70:

O Bobcat S70 pesa aproximadamente 1,3 toneladas e está distribuído em 4 rodas. A distância do centro da roda é de $0,75 \text{ m}$ longitudinalmente e $0,72 \text{ m}$ transversalmente. A força pontual transmitida por roda é de $3,17 \text{ kN}$.

c) Brokk 170 sobre trilhos e 4 pés:

O Brokk 170 pesa aproximadamente 1,85 toneladas e está distribuído em duas esteiras com uma área de contato de aproximadamente $1,66 \text{ m} \times 0,25 \text{ m}$. A distância entre as duas esteiras é de $0,53 \text{ m}$. A força aplicada por cada esteira ao piso é de aproximadamente $22,3 \text{ kN/m}^2$. Quando o Brokk está sobre os 4 pés, a força pontual transmitida por pé é de $4,63 \text{ kN/pé}$.

Assim, é obtido os seguintes resultados de momento fletor e esforço cisalhante na laje:

Tabela 6: Solicitações sob diferentes casos de carga

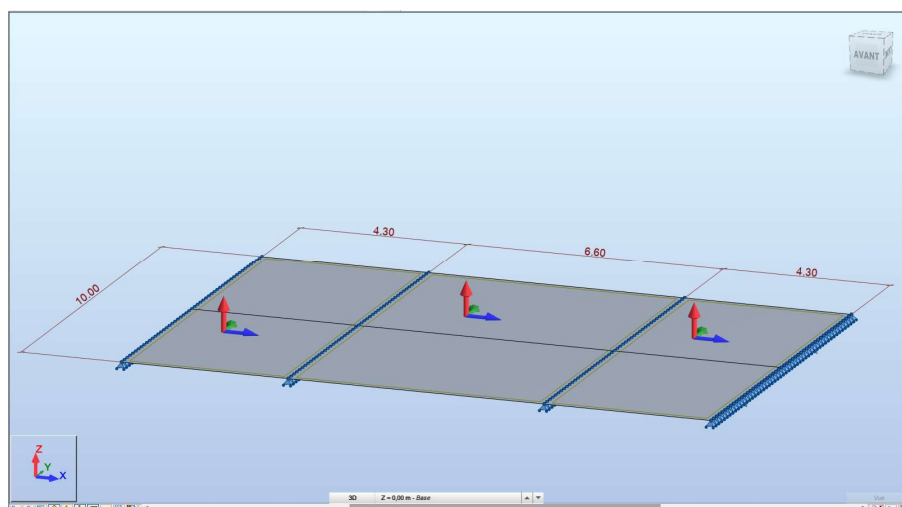
	Momento fletor M_{yy1} (kN.m)	Momento fletor M_{yy2} (kN.m)	Esforço cisalhante (kN)
Ação variável 2.5 t/m²	6,83	10,79	12.85
Mini escavadora 1.5T Salti	3.08	3.34	9.51
Bobcat S70	2.31	2.49	11.40
Brokk 170	3.76	4.07	10.18

(fonte: O AUTOR, 2023)

Sendo M_{yy1} o momento fletor positivo e o M_{yy2} o momento fletor negativo do envelope.

Constata-se que as solicitações devido ao maquinário de demolição restam inferiores aos esforços devido às ações variáveis consideradas em projeto. A circulação do maquinário de demolição estudada precedentemente é considerada válida sobre a laje do telhado da edificação.

Figura 7: Representação da laje estudada



(fonte: O AUTOR, 2023)

5.3.2 Pavimentos tipo

Detalhes de cálculo na **Nota de cálculo 3**: “Verificação da possibilidade de circulação do maquinário sobre os pavimentos tipo” em apêndice.

As cargas devidas às máquinas serão consideradas como ações variáveis de acordo com o Eurocode 0.

Duas máquinas são utilizadas para os trabalhos de demolição:

a) Escavadeira sobre trilhos WACKER NEUSON:

O peso da escavadeira é de aproximadamente 1,1 toneladas e está distribuído em dois trilhos com uma superfície de contato de aproximadamente 1,22 m x 0,18 m. A distância central dos dois trilhos é de 0,55m. A força aplicada por cada trilho no piso é de cerca de 25 kN/m².

b) Mini carregadeira SHERPA 100 ECO:

O peso da carregadeira é de aproximadamente 1.1 toneladas e esta distribuído sobre 4 rodas. A distância central entre as rodas é de 0.657 m longitudinalmente e transversalmente 0.56 m. O esforço pontual transmitido por cada roda é de 2.75 kN .

Assim, obtemos os seguintes resultados de momento fletor e esforço cisalhante na laje:

Tabela 7: Solicitações sob diferentes casos de carga 2

	Momento fletor – Myy1 (kN.m)	Esforço cisalhante (kN)
Ação variável 2.5 t/m²	13	13.30
Escavadeira Wacker neuson	3.6	4.50
Carregadeira SHERPA 100 ECO	3.7	5.16

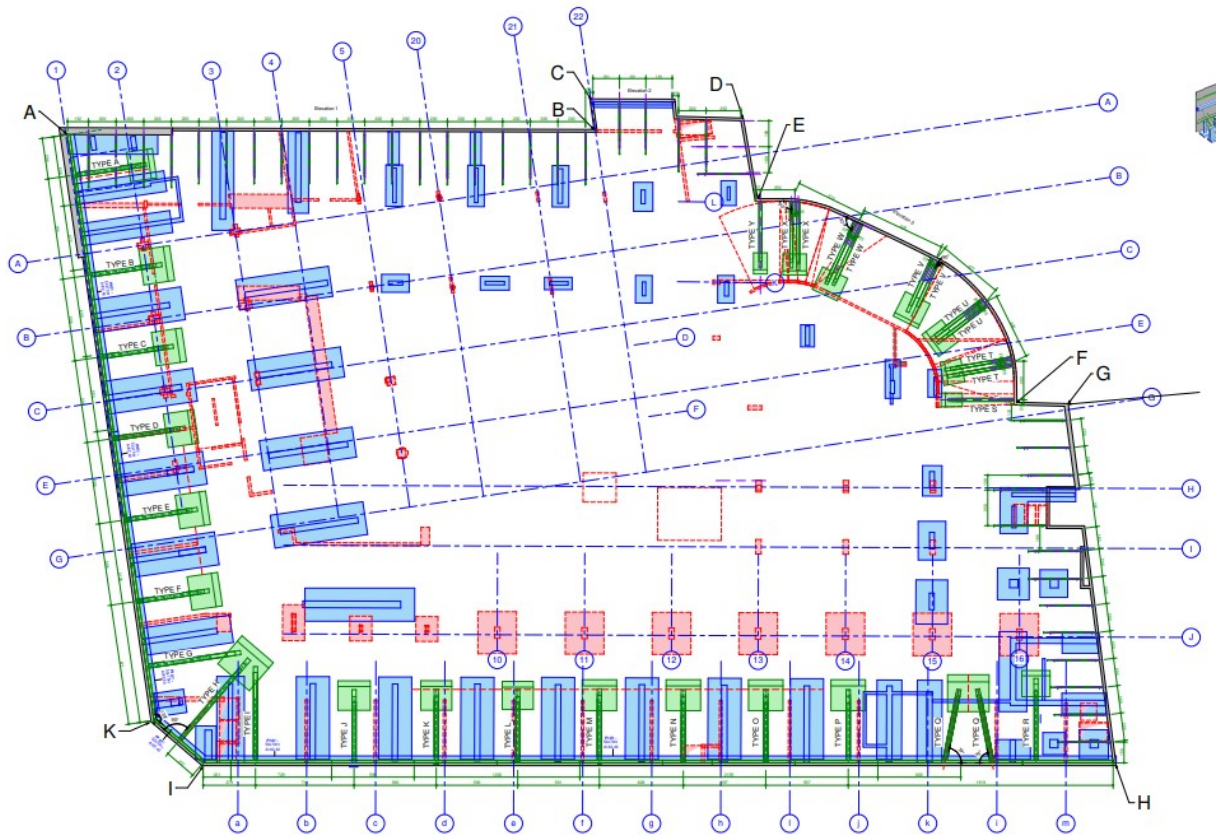
(fonte: O AUTOR, 2023)

Constata-se que as solicitações devido ao maquinário de demolição restam inferiores aos esforços devido às ações variáveis consideradas em projeto. A circulação do maquinário de demolição estudada é considerada válida sobre as lajes dos pavimentos da edificação.

5.4. Soluções propostas para escoras

Devido à presença de dois tipos de paredes (concretadas *in loco* e paredes diafragma) três tipos de escoramento foram propostos. Observa-se que se trata de um projeto especial onde, por razões de orçamento, cada lado foi analisado separadamente a fim de reduzir os perfis às menores dimensões possíveis. O posicionamento das escoras foi feitos respeitando as presentes fundações da obra e a localização das futuras fundações a serem criadas. Assim, na planta abaixo é possível verificar em vermelho as fundações existentes, em azul as futuras fundações e em verde o posicionamento das escoras sem interferir nas fundações projetadas e existentes.

Figura 8: Posicionamento das escoras de reforço e dos blocos de fundações (existentes e futuros)



(fonte: GRUPO COLAS, 2021)

Aproveita-se para apresentar os tipos de paredes existentes em cada lado para melhor compreensão das próximas seções. Em verde tem-se as paredes concretadas in loco (lado 4 e 5 conforme 5.2) e em vermelho as paredes diafragma (lado 1, 2, 3 e 4 conforme 5.2).

Figura 9: Tipos de paredes periféricas existentes no subsolo

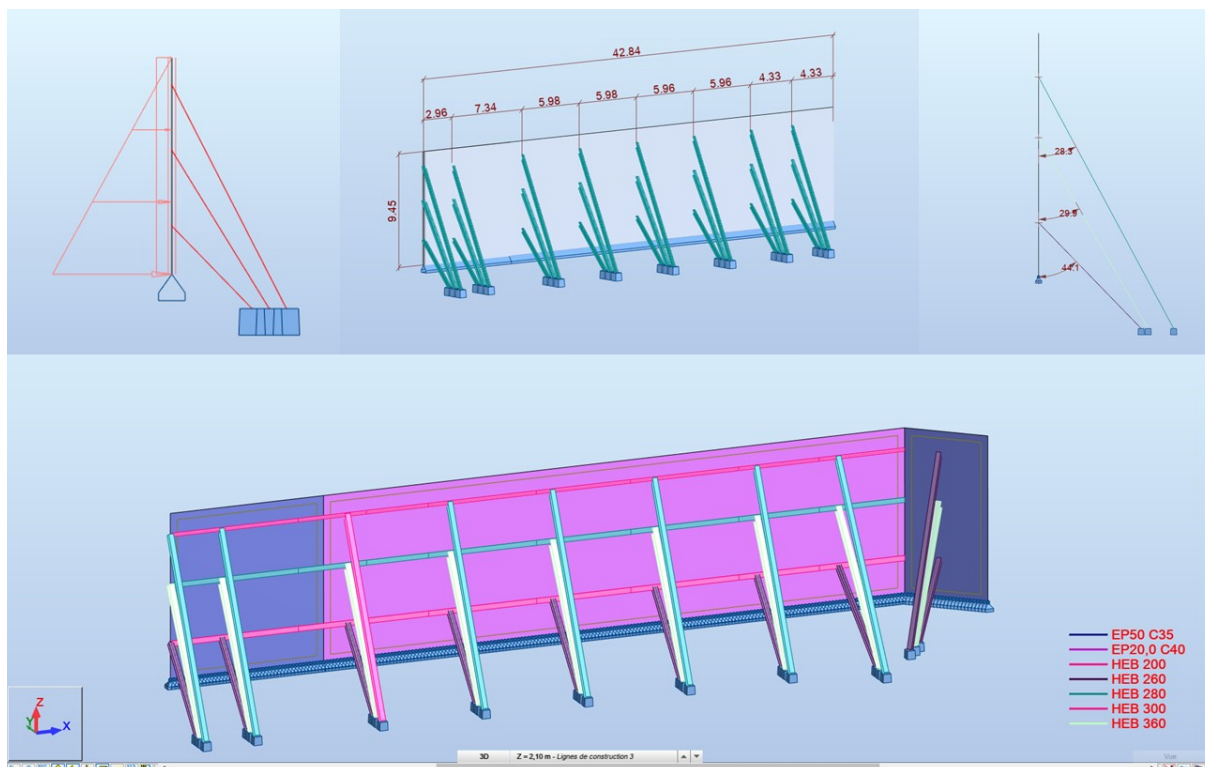


(fonte: ANÁLISE DO LOCAL - NF HABITAT HQE -QIOS, 2021)

5.4.1 Proposição 1 – Respeitando a locação das fundações

Uma das soluções propostas para os lados 3 e 4 foram escoras metálicas de três andares com espaçamentos de 4 a 7 metros. Estas escoras serão colocadas na altura das lajes existentes para retomar a função de apoio simples realizada pelas lajes que serão demolidas. Para evitar o rompimento da parede, respeitando a resistência dela de acordo com as armaduras presentes, projetaram-se vigas metálicas horizontais (detalhes em apêndice na **nota de cálculo 4**).

Figura 10: Modelização da parede do lado oeste (Software Robot)

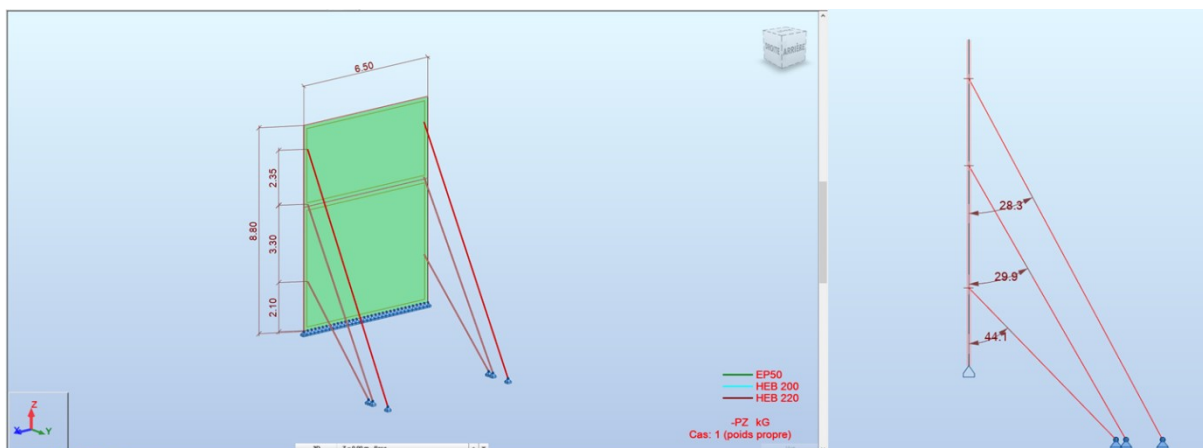


(fonte: O AUTOR, 2023)

5.4.2 Proposição 2 – Borda dos painéis

A segunda proposta apresentada, para os lados 2 e 3, que apresentam parede diafragma foi o posicionamento de 3 andares de escoramento metálico nas bordas dos painéis. Desta maneira evita-se a rotação dos painéis devido ao empuxo do solo. Os 3 (três) andares de escoramento também são localizados na altura das lajes existentes (detalhes em apêndice nas **notas de cálculo 4, 5 e 6**).

Figura 11: Modelização da parede do lado leste (Software Robot)

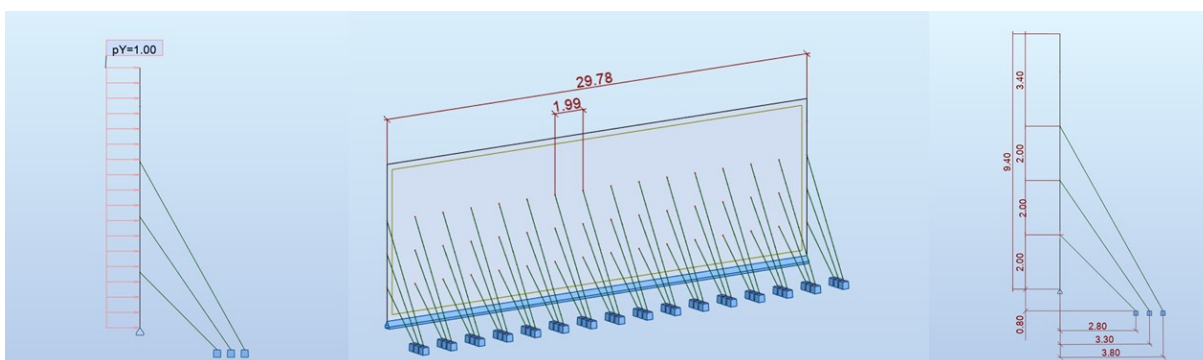


• (fonte: O AUTOR, 2023)

5.4.3 Proposta 3 – Escoras metálicas simples

A terceira proposta apresentada, para os lados 1 e 5, foram escoras metálicas simples do tipo TPE 500, RASP TP 830 e TP 10 000 espaçadas 2 metros entre si. Esta solução se apresentou mais econômica para estes lados devido a pouca presença de solo vizinho nestas regiões (baixo empuxo).

Figura 12: Modelização da parede do lado norte (Software Robot)



(fonte: O AUTOR, 2023)

5.5. Soluções propostas para vigas

As vigas metálicas são elementos estruturais cruciais para garantir a distribuição de esforços e evitar o giro dos painéis em torno do seu eixo, especialmente em locais onde há paredes diafragmas. Devido ao comprimento superior a 6 metros das vigas, é necessário conectá-las *in loco* por meio de soldas e parafusos, respeitando o tamanho previsto para cada conexão, conforme as notas de cálculo. É importante destacar que as conexões devem ser realizadas nos pontos onde a viga apresenta a menor relação momento fletor e esforço cisalhante, a fim de evitar que as junções sejam altamente solicitadas. Dessa forma, a correta instalação e dimensionamento das vigas metálicas são fundamentais para garantir a segurança e a eficiência estrutural da edificação.

Observa-se que para o lado oeste (rua Marcelin Berthelot) a empresa responsável pela obra futura irá concretar uma laje em concreto armado *in loco* na altura do segundo subsolo. Caso a laje tenha resistência necessária aos esforços previstos em projeto, não será necessário utilizar vigas metálicas neste local.

5.6. FUNDAÇÕES

As fundações previstas para este projeto terão uma inclinação em relação ao solo e serão perpendiculares à escora mais próxima da parede (escora do SS1). Dessa forma, cada fundação terá um ângulo Φ específico em relação ao solo, de acordo com a escora do SS1. Considerando que o solo apresenta uma inclinação, a resistência do solo foi dividida por dois, conforme o relatório geotécnico, resultando em $q_{ELS/2} = 4 \text{ bars}$ (G2PRO du 24/03/2022).

Para o cálculo das fundações, é considerado $q_{net} = 0,40 \times 1,2 \times 2,7 = 1,296 \text{ MPa}$ (relatório G2PRO du 24/03/2022). As fundações foram modelizadas no software Graitec, e os detalhes de cálculo estão anexados. Com base nesses cálculos, é possível determinar as dimensões e as seções de aço necessárias para cada bloco de fundação.

É importante ressaltar que o dimensionamento e a modelagem corretos das fundações são fundamentais para garantir a estabilidade e a segurança estrutural da edificação, principalmente em situações onde há inclinações e desníveis no solo. Portanto, é

imprescindível seguir as normas e recomendações técnicas vigentes, bem como realizar análises geotécnicas precisas e minuciosas antes da execução das fundações.

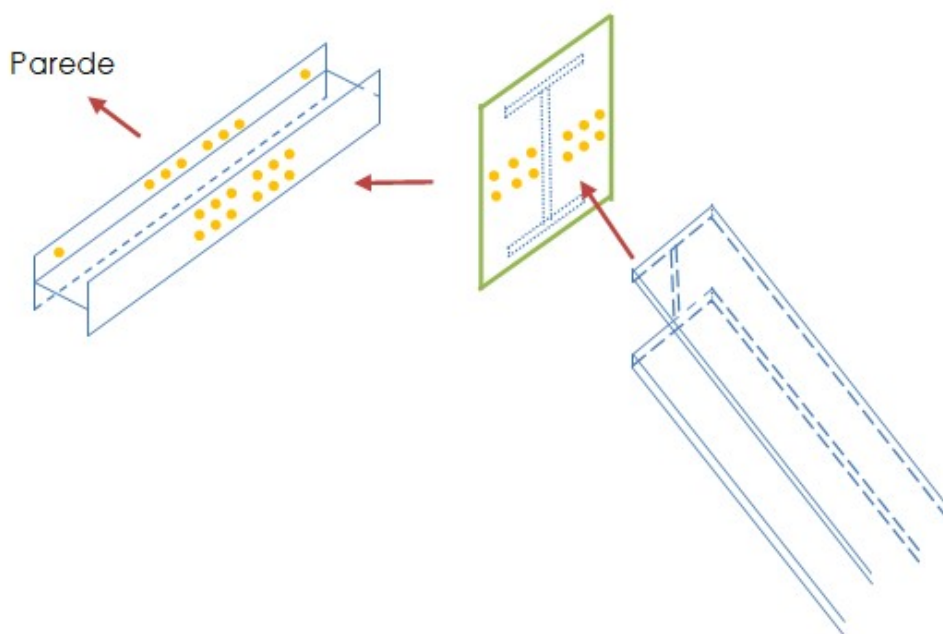
No apêndice **notas de cálculo 4, 5 e 6** temos os detalhes de cálculo para as fundações de cada lado e no apêndice **notas de cálculo 7** temos as plantas das fundações e armaduras recomendadas.

5.7. CONEXÕES METÁLICAS

Para analisar as tensões na conexão, trabalhamos com as forças normais das escoras decompostas perpendicularmente à alma e perpendicularmente às mesas das vigas. Sendo a perpendicular à parede (força horizontal) = $FN * \sin \Phi$ e a força paralela à parede (força vertical) = $FN * \cos \Phi$.

Para o caso em que há uma viga metálica a montagem proposta consiste em uma placa metálica aparafusada na viga onde a escora é soldada. Assim, há uma solda entre a escora e a placa, um conjunto de parafusos entre a placa e a viga. E então a viga é fixada à parede com os parafusos.

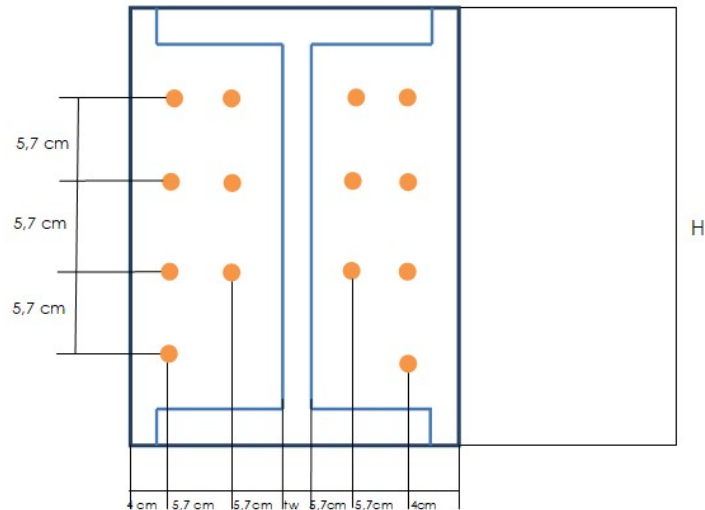
Figura 13: Exemplo de conexão com vigas metálicas



(fonte: GRUPO COLAS, 2021)

Quando não há a presença de uma viga metálica, o dimensionamento é realizado somente para a placa onde a escora será soldada, e para a quantidade de parafusos necessários para a fixação, como ilustrado na Figura 14.

Figura 14: Exemplo de conexão sem vigas metálicas



(fonte: O AUTOR, 2023)

É importante ressaltar que a correta fixação das escoras é fundamental para garantir a estabilidade e a segurança estrutural da edificação. Portanto, é necessário seguir as normas e recomendações técnicas vigentes, bem como utilizar materiais de qualidade e realizar inspeções regulares durante e após a execução das escoras.

Os detalhes de cálculo para o dimensionamento se encontram na “**nota de cálculo 8: Conexões**” e na **nota de cálculo 9: “Selante para parafusos das vigas”**. A nota 9 corresponde a escolha da resina utilizada entre os parafusos e a parede.

6. RESULTADOS

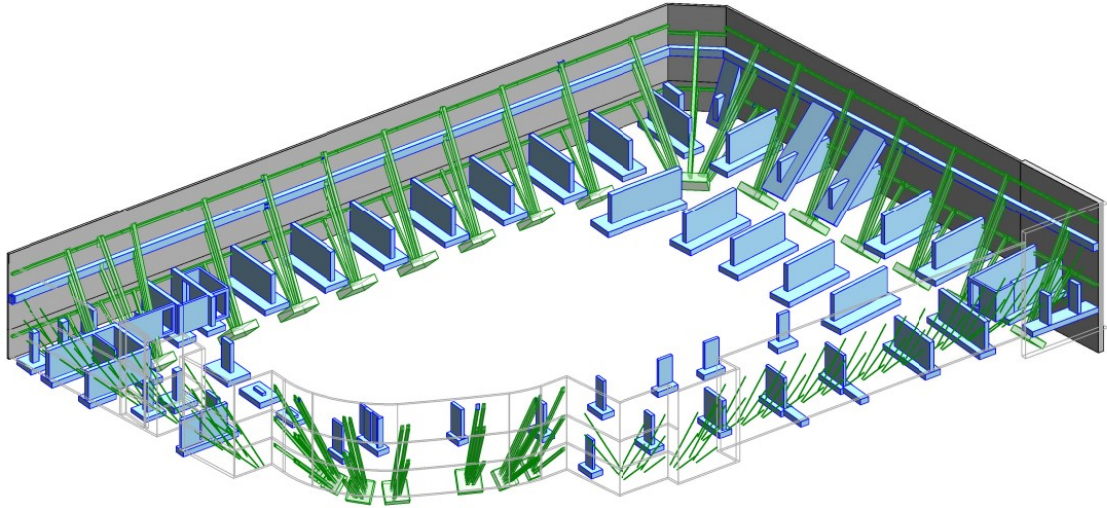
Nesta seção, serão apresentadas as propostas de escoramento para cada um dos lados anteriormente citados (explicitados na seção 5.2). Serão descritas as escolhas feitas para os perfis metálicos, bem como as dimensões dos blocos de fundação e as conexões metálicas presentes.

O dimensionamento e a escolha adequada dos perfis metálicos são fundamentais para garantir a estabilidade e a segurança estrutural da edificação durante as fases de demolição e pré-construção. Além disso, a correta determinação das dimensões dos blocos de fundação e das conexões metálicas é essencial para o desempenho adequado do escoramento.

Sendo assim, é necessário seguir as normas e recomendações técnicas vigentes, bem como realizar análises detalhadas e precisas do terreno e das cargas atuantes na estrutura antes da escolha do escoramento mais adequado. Por fim, é importante ressaltar que as propostas de escoramento apresentadas nesta seção devem ser validadas e aprovadas pelo escritório de controle antes de serem executadas.

Na Figura 15 é apresentada uma vista 3D das escoras projetadas. Em azul as estruturas a serem construídas e em verde as estruturas provisórias projetadas.

Figura 15: Representação BIM 3D do posicionamento das escoras e fundações

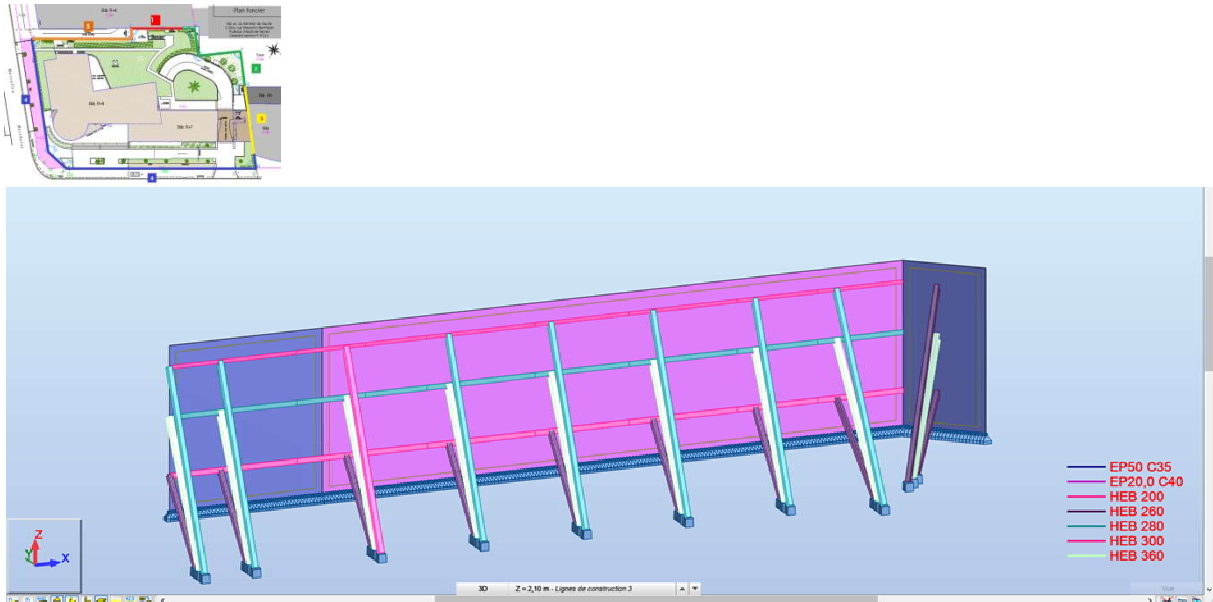


(fonte: GRUPO COLAS, 2021)

6.1. Lado 4 - Oeste (rua Marcelin Berthelot)

Primeiramente é apresentada a modelização realizada para este lado com os respectivos perfis escolhidos.

Figura 16: Modelização da parede do lado oeste (Software Robot)



(fonte: O AUTOR, 2023)

Assim, para as escoras verticais deve-se prever a utilização de perfis HEB 260, HEB 280, HEB 300 e HEB 360. Para, as vigas deve-se prever a utilização de vigas metálicas HEB200, HEB 280 e HEB 300.

6.1.1 Escoras

Para garantir a estabilidade e segurança estrutural da edificação durante as fases de demolição, a utilização de perfis HEB 260, HEB 280, HEB 300 e HEB 360 é recomendada para as escoras verticais. A planta "Plan de Butonnage" em apêndice apresenta a localização de cada grupo de escoras, enquanto os detalhes dos perfis, ângulos e conexões estão disponíveis no apêndice "Cortes e detalhes 1".

É importante destacar que a escolha dos perfis metálicos deve ser cuidadosamente avaliada, levando em consideração a carga atuante e a sua distribuição na estrutura. Além disso, é

fundamental seguir as normas e recomendações técnicas para o correto dimensionamento e fixação dos perfis.

Os recortes apresentados na Figura 17 mostram a localização das escoras e os detalhes projetados para cada grupo (três escoras). É necessário que a execução siga rigorosamente os detalhes apresentados, garantindo assim a qualidade e segurança da obra.

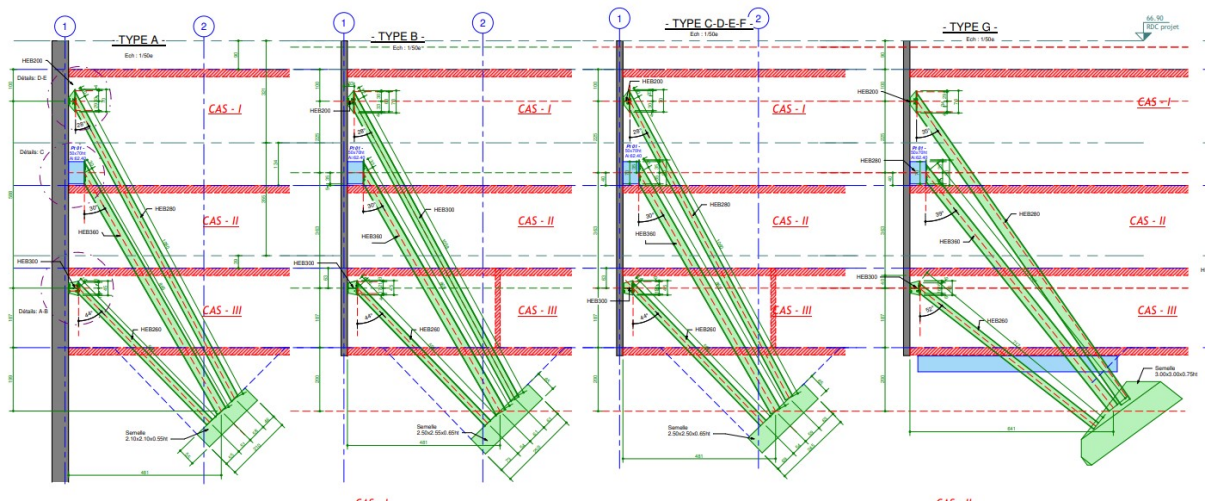
Figura 17: Posicionamento das escoras (lado oeste)



(fonte: GRUPO COLAS, 2021)

A seguir, serão apresentados os detalhes de cada tipo de escora, identificadas como A até G.

Figura 18: Detalhes das escoras, conexões e fundações (lado oeste)



(fonte: GRUPO COLAS, 2021)

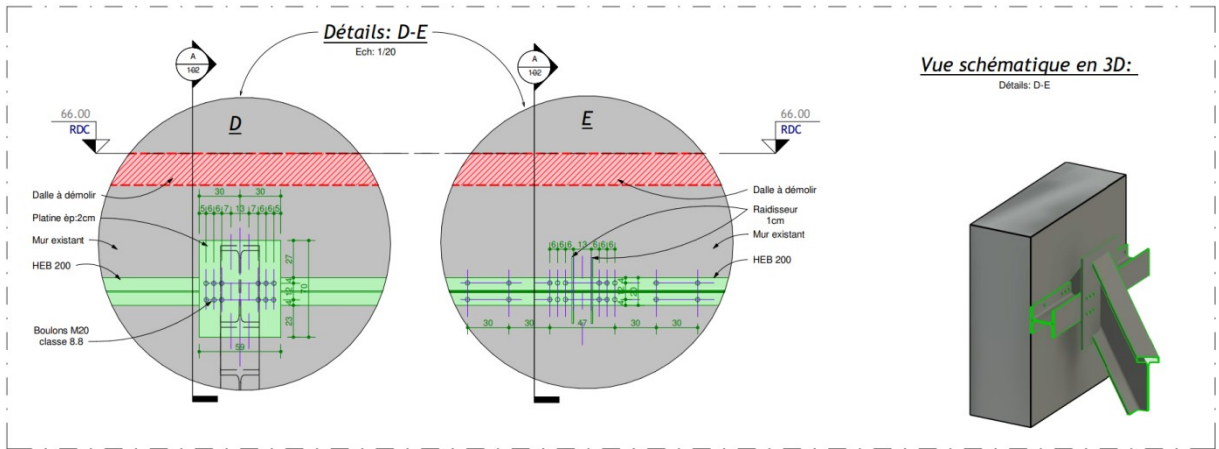
Os CAS I, II e III serão relacionados aos tipos de conexões. Observa-se que neste modelo é previsto a viga em concreto armado no nível do segundo subsolo.

6.1.2 Conexões metálicas

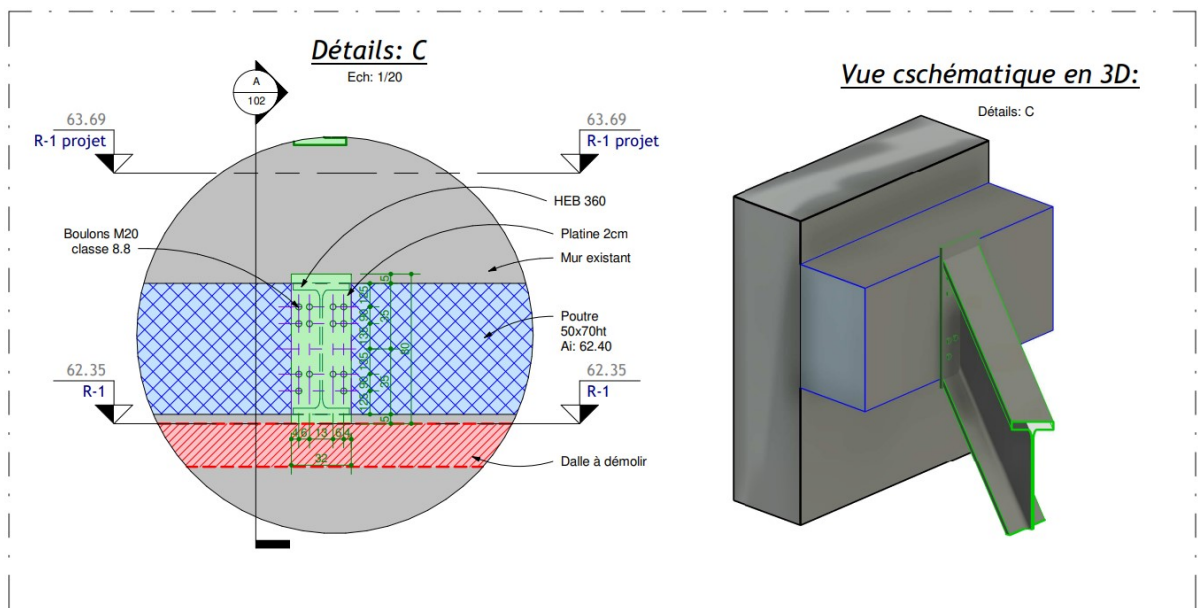
As conexões metálicas utilizadas neste projeto são realizadas por meio de soldas e parafusos. Cada andar possui um tipo específico de conexão: CAS I para SS3, CAS II para SS2 e CAS III para SS1. Os detalhes de cada conexão incluem espaçamento, quantidade, tipo e tamanho de parafusos, bem como espessura e tamanho de placa, e podem ser visualizados na Figura 19. Em cinza a estrutura existente, em azul a estrutura de projeto, em vermelho a estrutura a demolir (lajes) e em verde as estruturas provisórias.

Figura 19: Conexões propostas (lado oeste)

CAS - I

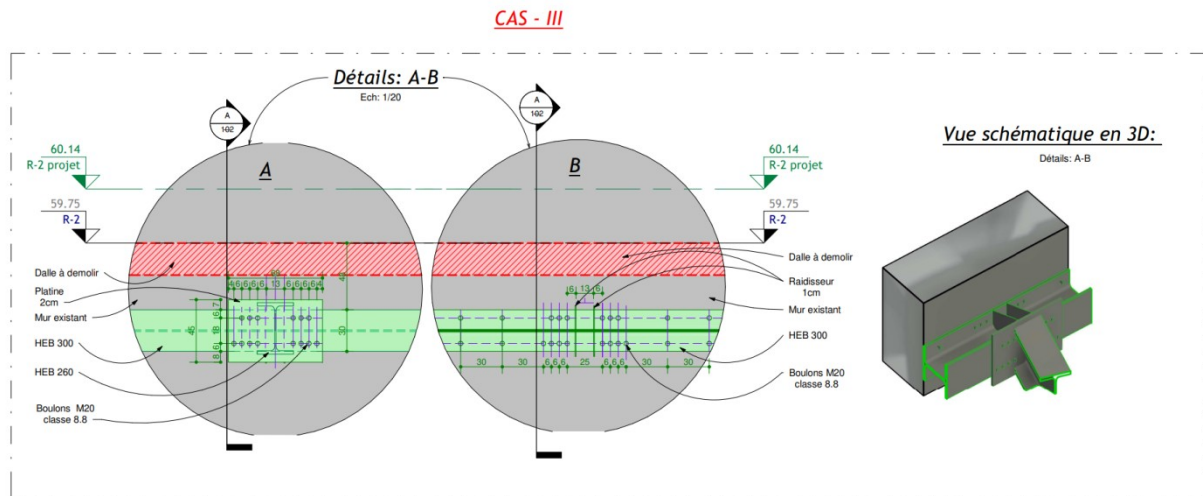


CAS - II



(fonte: GRUPO COLAS, 2021)

Figura 20: Conexões propostas (lado oeste)



(fonte: GRUPO COLAS, 2021)

Na Figura 21: Tamanho de placas (lado oeste) abaixo temos os tamanhos de placas necessárias para cada tipo de grupo de escoramento.

Figura 21: Tamanho de placas (lado oeste)

CAS 1	
TYPE	PLATINE L x H
A-B-C-D- E-F-G-H	59x70ht
I-K-L	59x80ht
J-M-N-O-P-Q-R	59x90ht

CAS 2	
TYPE	PLATINE L x H
TOUT TYPE	32x80ht

CAS 3	
TYPE	PLATINE L x H
TOUT TYPE	68x45ht

(fonte: GRUPO COLAS, 2021)

6.1.3 Fundações

Os blocos de fundações inclinadas são detalhados na Figura 18 junto aos cortes e detalhes. As fundações têm inclinação de $\Phi = 44,1^\circ$ e $\Phi = 52^\circ$.

O dimensionamento foi realizado projetando as forças de compressão de cada escora como um esforço normal à fundação inclinada. Assim, reduzem-se os esforços de atrito da base da fundação e temos apenas esforços de compressão do solo na sua base e lateral inferior.

Tabela 8: Esforços aplicados nas fundações e dimensões propostas (lado oeste)

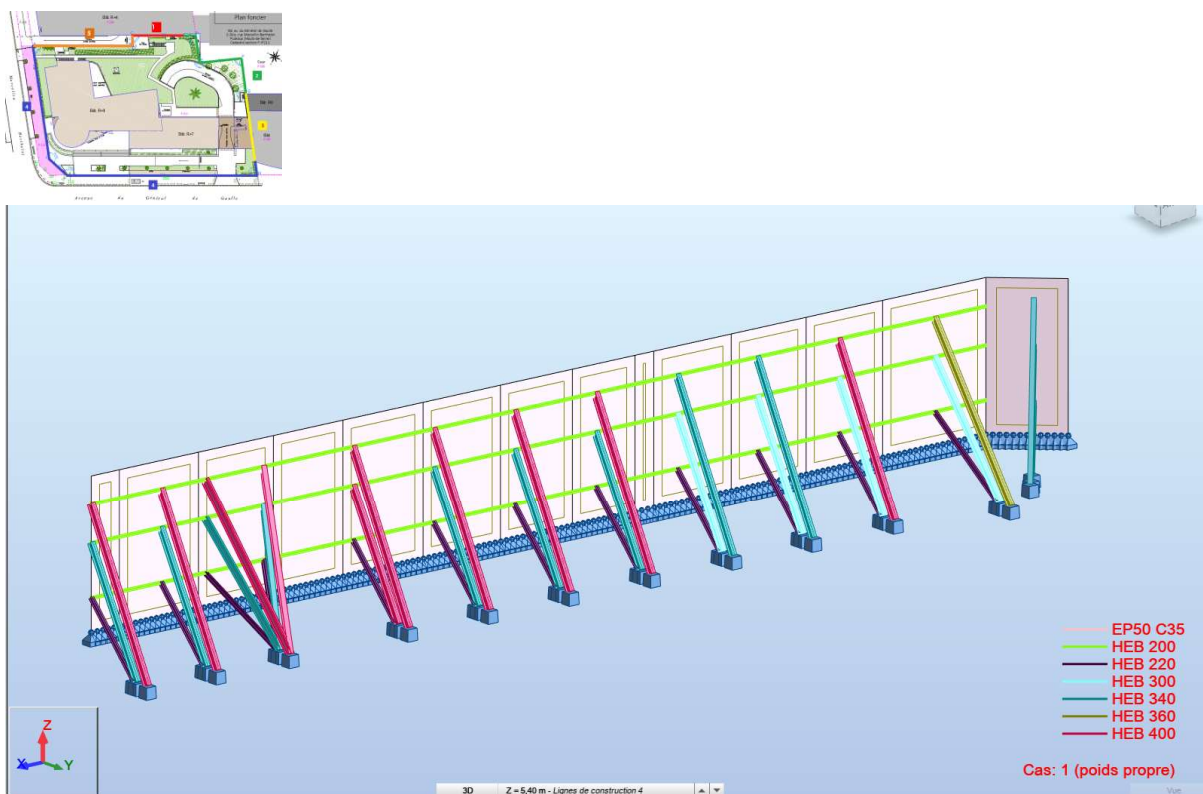
COTE RUE MARCELIN BERTHELOT										
Φ		44,1		52						
	A	B	C	D	E	F	G	H		
$\sum F_y$ [kN]	-	1157,66	1665,97	1622,17	1610,84	1639,29	1468,85	1245,94		
$\sum F_z$ [kN]	-	1739,20	2438,25	2283,11	2269,48	2313,61	2064,41	1236,64		
N [kN]	-	2054,60	2910,34	2768,45	2750,78	2802,27	2504,70	1743,17		
Massif (m3)	-	2,1x2,1x0,55	2,5x2,5x0,65	2,45x2,45x0,65	2,45x2,45x0,65	2,5x2,5x0,65	2,35x2,35x0,6	1,95x1,95x0,5		

(fonte: O AUTOR, 2023)

6.2. Lado 4 - Sul (avenue du Général de Gaulle)

Primeiramente, é apresentada a modelização realizada para este lado com os respectivos perfis escolhidos.

Figura 22: Modelização da parede do lado sul (Software Robot)



(fonte: O AUTOR, 2023)

Assim, para as escoras verticais deve-se prever a utilização de perfis HEB 220, HEB 300, HEB 340, HEB 360 e HEB 400. Para as vigas deve-se prever a utilização de vigas metálicas HEB 200.

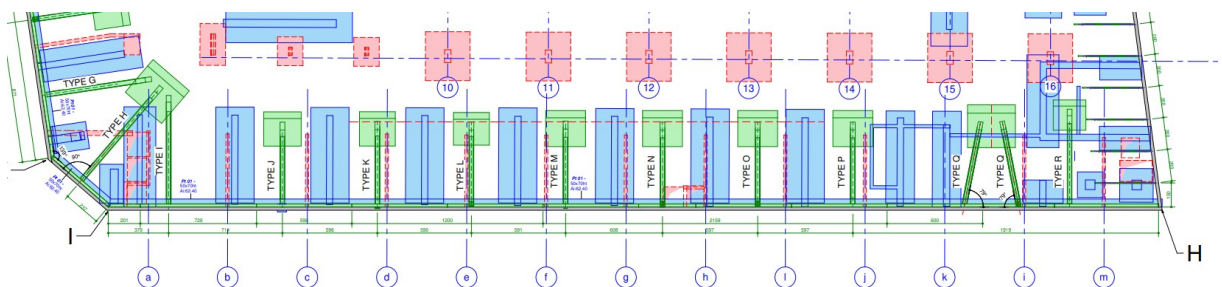
6.2.1 Escoras

Para garantir a estabilidade e segurança estrutural da edificação durante as fases de demolição, a utilização de perfis HEB 220, HEB 300, HEB 340, HEB 360 e HEB 400 é recomendada para as escoras verticais. A planta "Plan de Butonnage" em apêndice apresenta a localização de cada grupo de escoras, enquanto os detalhes dos perfis, ângulos e conexões estão disponíveis no apêndice "Cortes e detalhes 1".

É importante destacar que a escolha dos perfis metálicos deve ser cuidadosamente avaliada, levando em consideração a carga atuante e a sua distribuição na estrutura. Além disso, é fundamental seguir as normas e recomendações técnicas para o correto dimensionamento e fixação dos perfis.

Os recortes apresentados na Figura 23 mostram a localização das escoras e os detalhes projetados para cada grupo. É necessário que a execução siga rigorosamente os detalhes apresentados, garantindo assim a qualidade e segurança da obra.

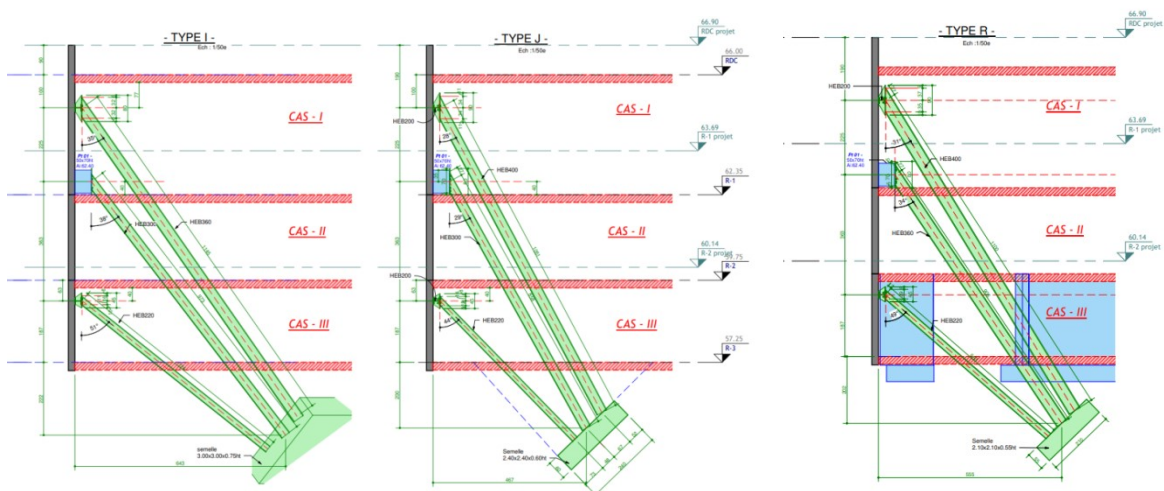
Figura 23: Posicionamento das escoras (lado sul)

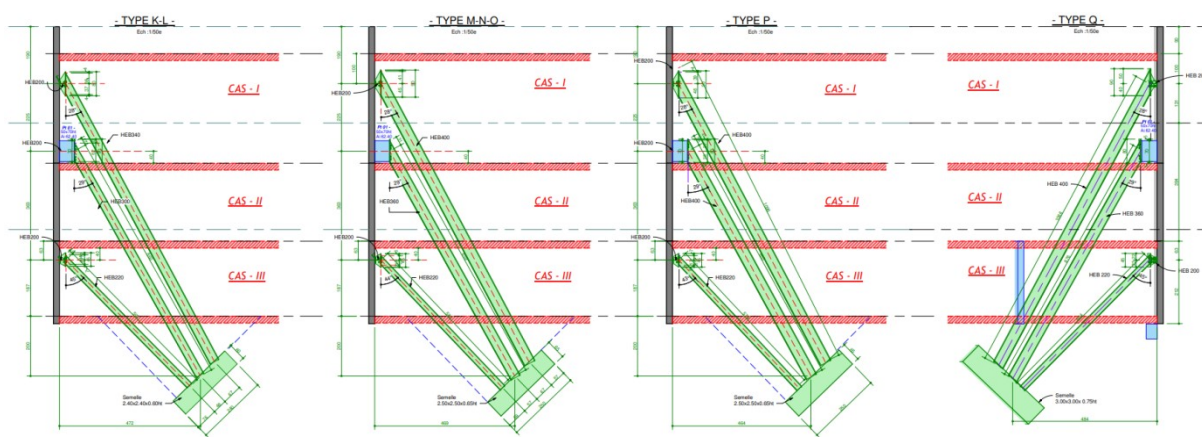


(fonte: GRUPO COLAS, 2021)

A seguir, serão apresentados os detalhes de cada tipo de escora, identificadas como I até R.

Figura 24: Detalhes das escoras, conexões e fundações (lado sul)





(fonte: GRUPO COLAS, 2021)

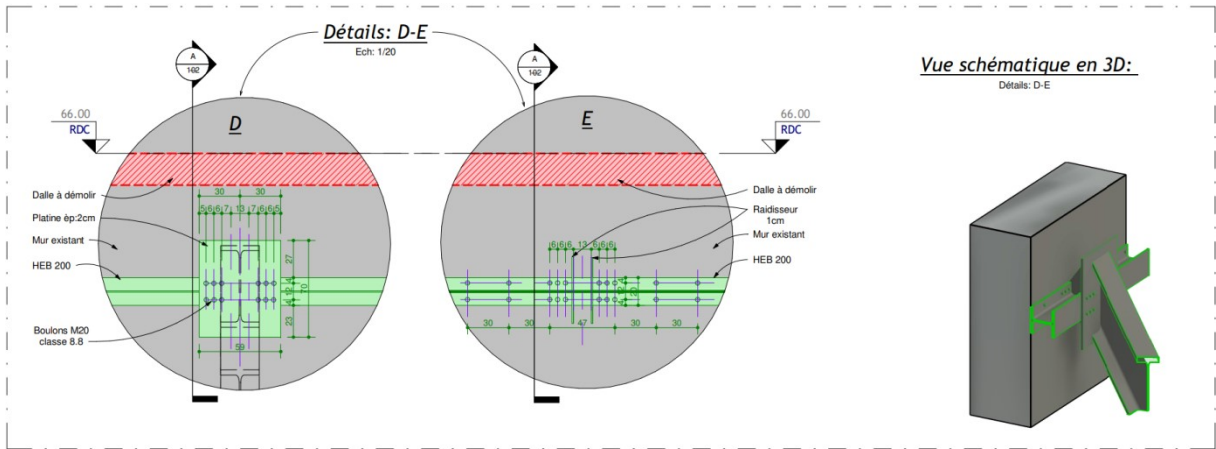
Os CAS I, II e III serão relacionados aos tipos de conexões. Observa-se que neste modelo é previsto a viga em concreto armado no nível do segundo subsolo.

6.2.2 Conexões metálicas

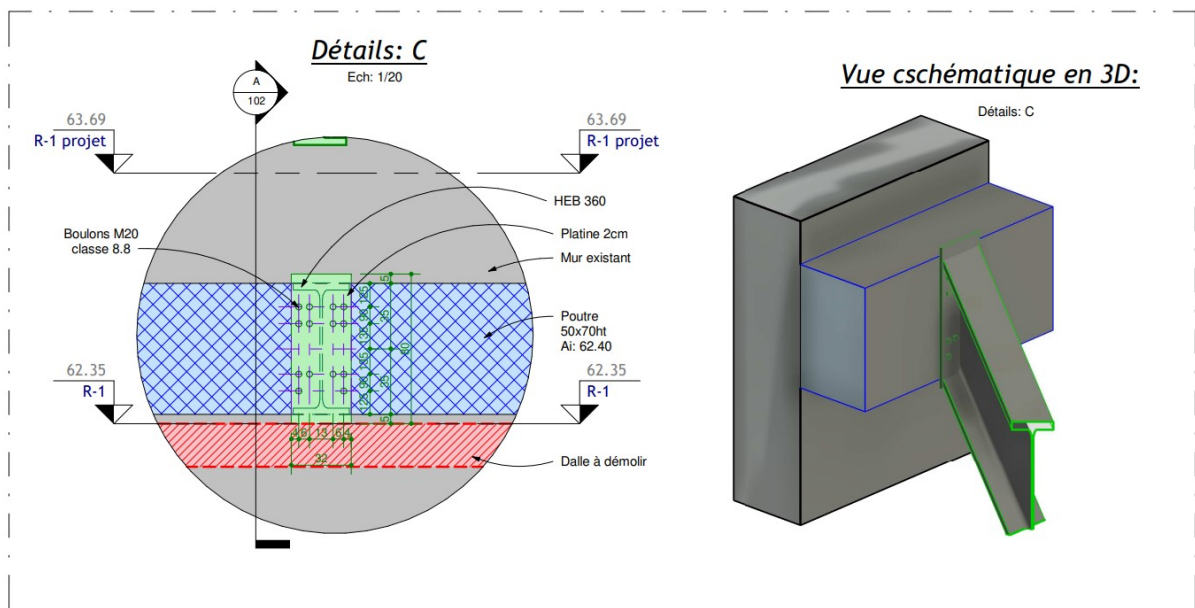
As conexões metálicas utilizadas neste projeto são realizadas por meio de soldas e parafusos. Cada andar possui um tipo específico de conexão: CAS I para SS3, CAS II para SS2 e CAS III para SS1. Os detalhes de cada conexão incluem espaçamento, quantidade, tipo e tamanho de parafusos, bem como espessura e tamanho de placa, e podem ser visualizados na Figura 25. Em cinza a estrutura existente, em azul a estrutura de projeto, em vermelho a estrutura a demolir (lajes) e em verde as estruturas provisórias.

Figura 25: Conexões propostas (lado sul)

CAS - I

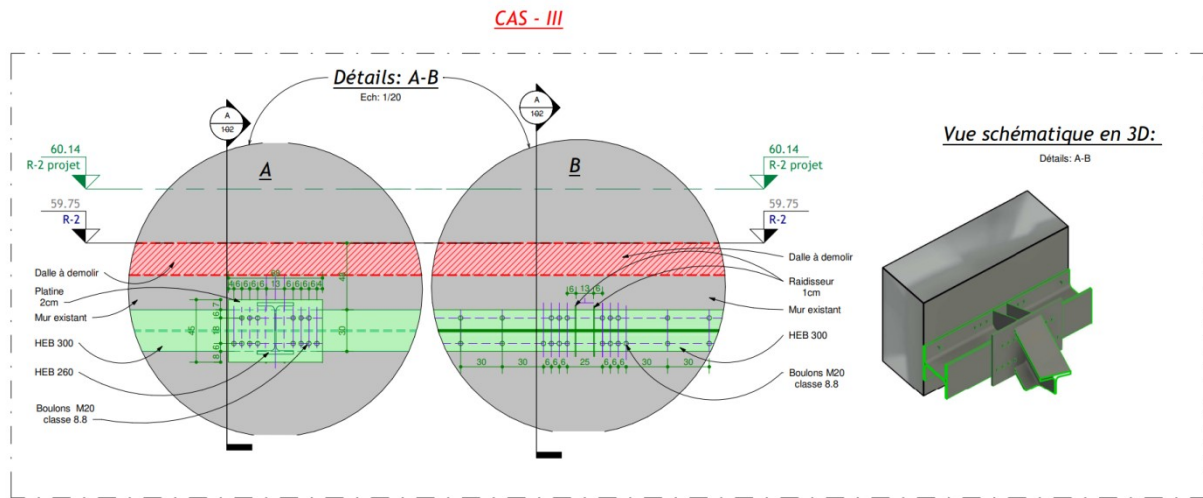


CAS - II



(fonte: GRUPO COLAS, 2021)

Figura 26: Conexões propostas (lado sul)



(fonte: GRUPO COLAS, 2021)

Na tabela abaixo temos os tamanhos de placas necessárias para cada tipo de grupo de escoramento.

Figura 27: Tamanho de placas (lado sul)

CAS 1	
TYPE	PLATINE L x H
A-B-C-D- E-F-G-H	59x70ht
I-K-L	59x80ht
J-M-N-O-P-Q-R	59x90ht

CAS 2	
TYPE	PLATINE L x H
TOUT TYPE	32x80ht

CAS 3	
TYPE	PLATINE L x H
TOUT TYPE	68x45ht

(fonte: GRUPO COLAS, 2021)

6.2.3 Fundações

Os blocos de fundações inclinadas são detalhados na Figura 3 junto aos cortes e detalhes. As fundações têm inclinação de $\Phi = 44,1^\circ$ e $\Phi = 51^\circ$ e tem as seguintes dimensões.

Tabela 9: Esforços aplicados nas fundações e dimensões porpostas (lado sul)

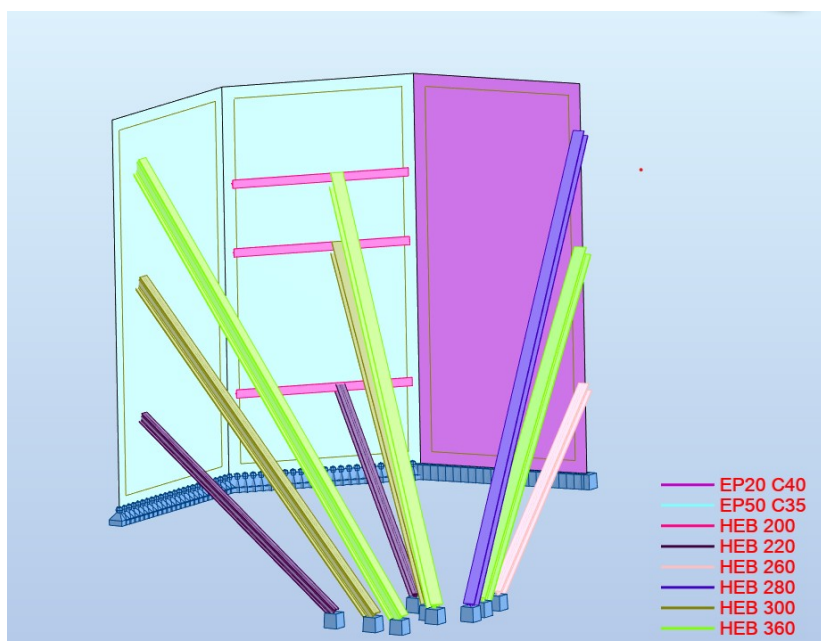
Φ		44,1		51					
		A	B	C	D	E	F		
ΣF_y [kN]		-	1093,81	1139,49	1126,19	1586,03	1466,72		
ΣF_z [kN]		-	1688,89	2040,00	1519,62	2490,74	2288,17		
N [kN]		-	1974,03	4132,97	2892,40	2663,90			
Massif (m3)		-	2,1x2,1x0,55	3x3x0,75	2,5x2,5x0,65	2,5x2,5x0,65			
Secction d'acier [cm ²]	Inf. X	-	30,74	66,5	44,9	44,9			
	Inf. Y	-	30,74	66,5	44,9	44,9			
		G	H	I	J	K	L		
ΣF_y [kN]		1487,16	1492,31	1314,84	1305,10	1426,36	1164,27		
ΣF_z [kN]		2319,99	2328,22	2021,79	2005,70	2211,97	1298,13		
N [kN]		2700,98	2710,47	2366,91	2348,58	2581,10	1721,75		
Massif (m3)		2,5x2,5x0,65	2,5x2,5x0,65	2,4x2,4x0,6	2,4x2,4x0,6	2,4x2,4x0,6	*2,05x2,05x0,55		
Secction d'acier [cm ²]	Inf. X	44,9	44,9	41,98	41,98	41,98	-		
	Inf. Y	44,9	44,9	41,98	41,98	41,98	-		

(fonte: O AUTOR, 2023)

6.3. Lado 4 - Sudoeste

Primeiramente, é apresentada a modelização realizada para este lado com os respectivos perfis escolhidos.

Figura 28: Modelização da parede do lado sudoeste (Software Robot)



(fonte: O AUTOR, 2023)

Assim, para as escoras verticais deve-se prever a utilização de perfis HEB 220, HEB 300 e HEB 360. Para as vigas deve-se prever a utilização de vigas metálicas HEB 200.

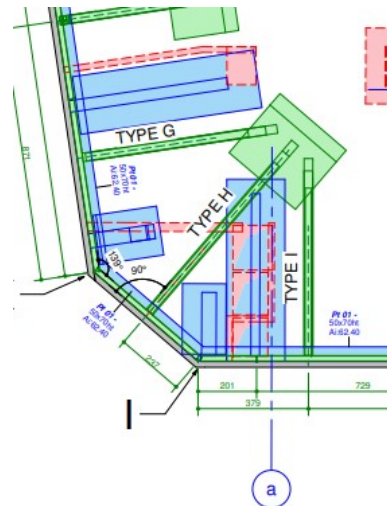
6.3.1 Escoras

Para garantir a estabilidade e segurança estrutural da edificação durante as fases de demolição, a utilização de perfis HEB 220, HEB 300 e HEB 360 é recomendada para as escoras verticais. A planta "Plan de Butonnage", em apêndice, apresenta a localização de cada grupo de escoras, enquanto os detalhes dos perfis, ângulos e conexões estão disponíveis no apêndice "Cortes e detalhes 1".

É importante destacar que a escolha dos perfis metálicos deve ser cuidadosamente avaliada, levando em consideração a carga atuante e a sua distribuição na estrutura. Além disso, é fundamental seguir as normas e recomendações técnicas para o correto dimensionamento e fixação dos perfis.

Os recortes apresentados na Figura 29 mostram a localização das escoras e os detalhes projetados para cada grupo. É necessário que a execução siga rigorosamente os detalhes apresentados, garantindo assim a qualidade e segurança da obra.

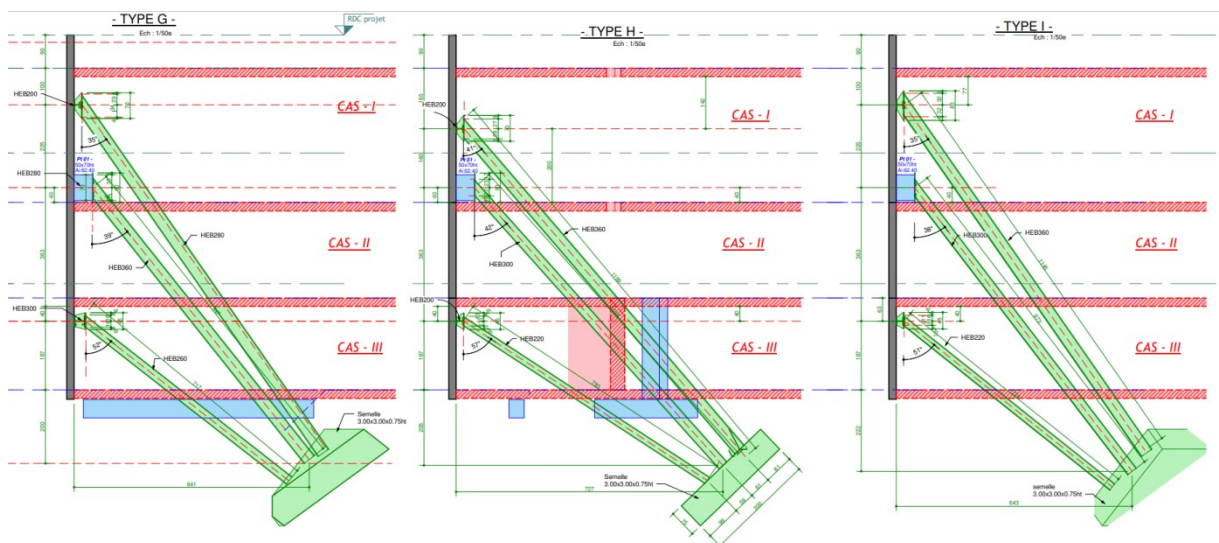
Figura 29: Posicionamento das escoras (lado sudoeste)



(fonte: GRUPO COLAS, 2021)

A seguir, serão apresentados os detalhes de cada tipo de escora, identificadas como G, H e I.

Figura 30: Detalhes das escoras, conexões e fundações (lado sudoeste)



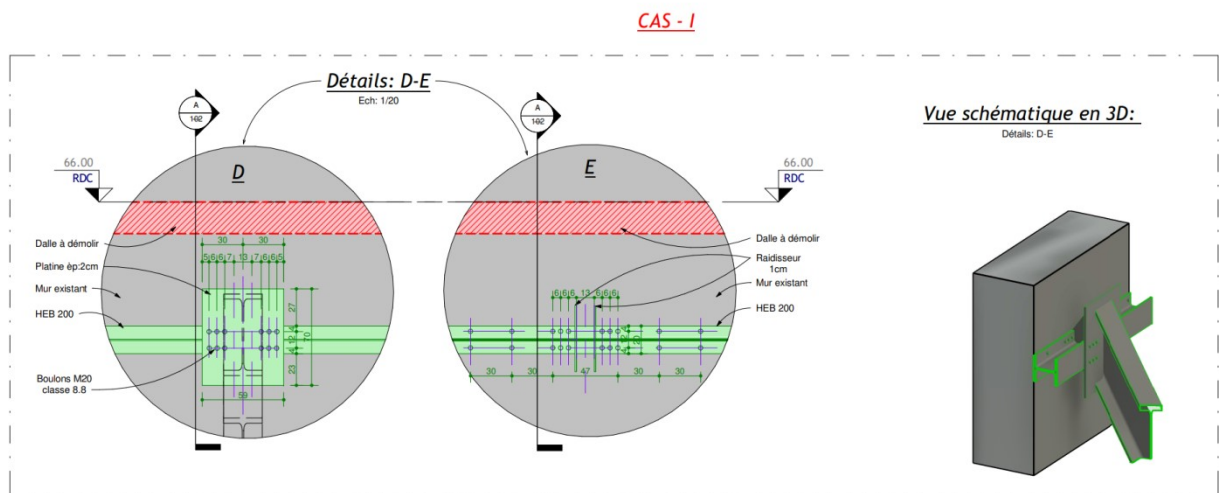
(fonte: GRUPO COLAS, 2021)

Os CAS I, II e III serão relacionados aos tipos de conexões. Observa-se que neste modelo é previsto a viga em concreto armado no nível do segundo subsolo.

6.3.2 Conexões metálicas

As conexões metálicas utilizadas neste projeto são realizadas por meio de soldas e parafusos. Cada andar possui um tipo específico de conexão: CAS I para SS3, CAS II para SS2 e CAS III para SS1. Os detalhes de cada conexão incluem espaçamento, quantidade, tipo e tamanho de parafusos, bem como espessura e tamanho de placa, e podem ser visualizados na Figura 31. Em cinza a estrutura existente, em azul a estrutura de projeto, em vermelho a estrutura a demolir (lajes) e em verde as estruturas provisórias.

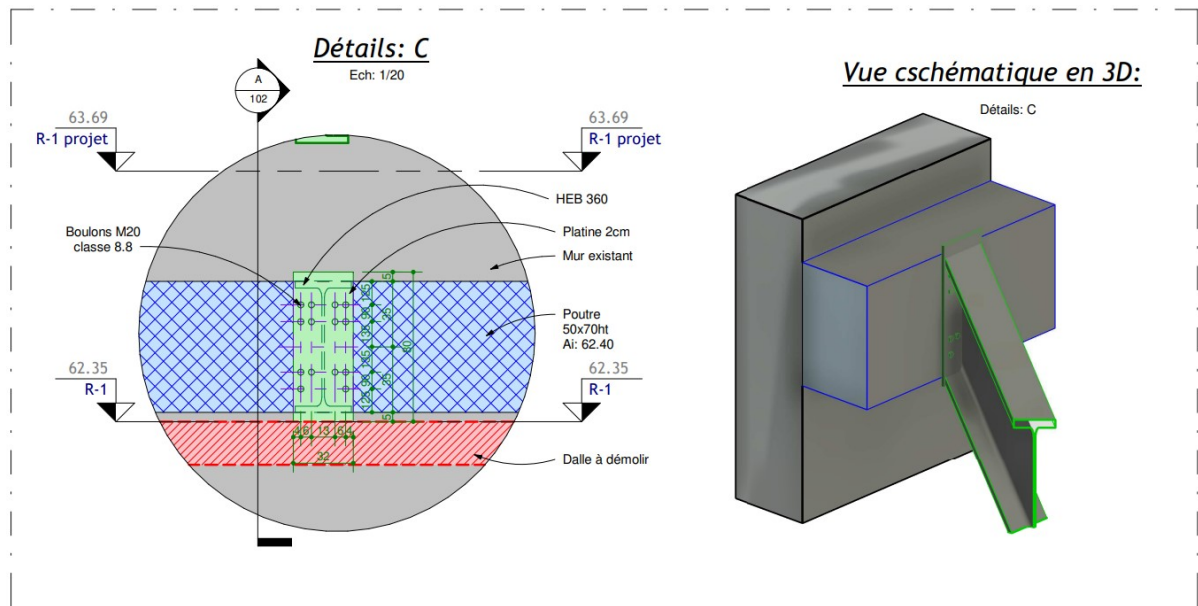
Figura 31: Conexões propostas (lado sudoeste)



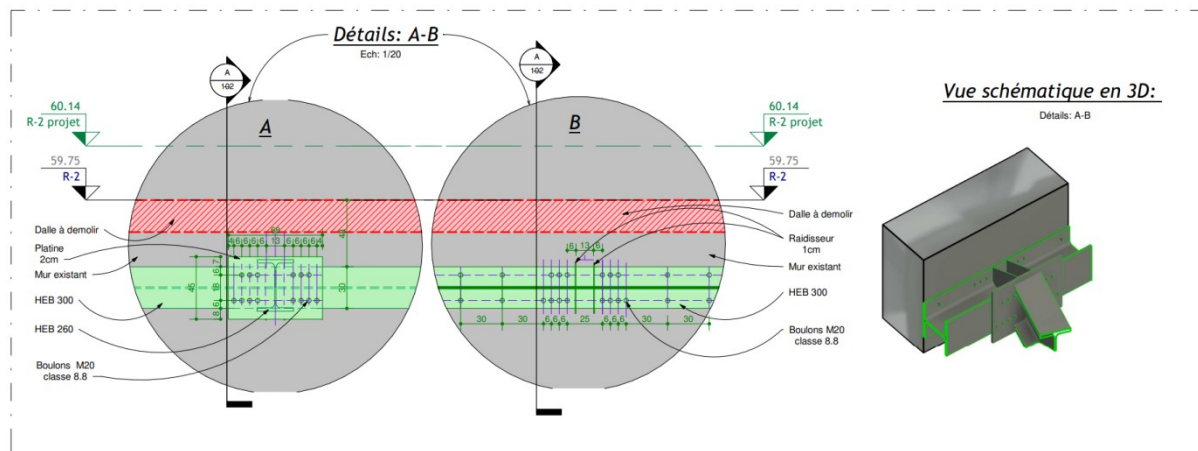
(fonte: GRUPO COLAS, 2021)

Figura 32: Conexões propostas (lado sudoeste)

CAS - II



CAS - III



(fonte: GRUPO COLAS, 2021)

Na Figura 33 abaixo temos os tamanhos de placas necessárias para cada tipo de grupo de escoramento.

Figura 33: Tamanho de placas (lado sudoeste)

CAS 1	
TYPE	PLATINE L x H
A-B-C-D- E-F-G-H	59x70ht
I-K-L	59x80ht
J-M-N-O-P-Q-R	59x90ht

CAS 2	
TYPE	PLATINE L x H
TOUT TYPE	32x80ht

CAS 3	
TYPE	PLATINE L x H
TOUT TYPE	68x45ht

(fonte: GRUPO COLAS, 2021)

6.3.3 Fundações

Os blocos de fundações inclinadas são detalhados na Figura 30 junto aos cortes e detalhes. As fundações têm inclinação de $\Phi = 56^\circ$ e tem as seguintes dimensões.

Tabela 10: Esforços aplicados nas fundações e dimensões porpostas (lado sudoeste)

Sud-ouest			
Φ	56		
$\sum Fz$ [kN]	1044,87		
N [kN]	1471,39	Total	4086,40
Massif (m3) 45°	3x3.2x0.75		

(fonte: O AUTOR, 2023)

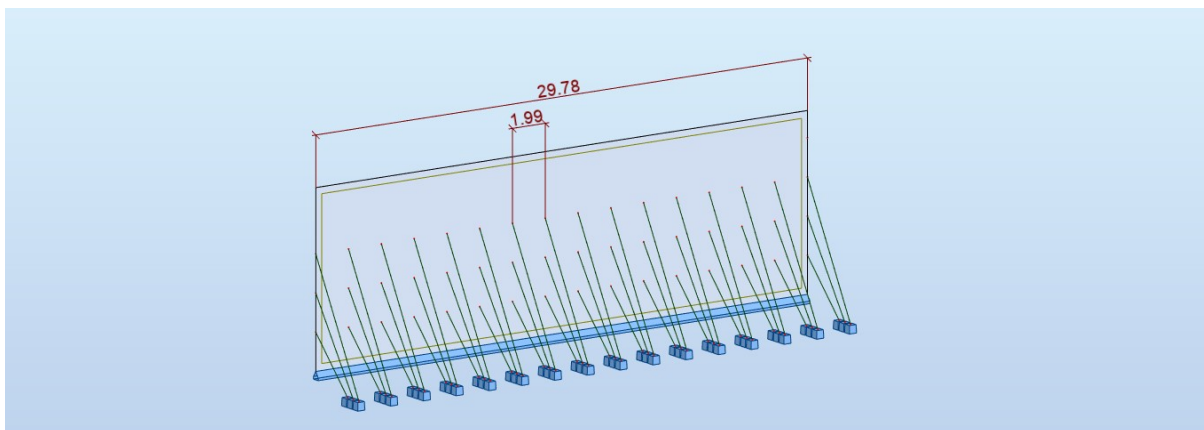
6.4. Lado 1 e 5 (Norte)

Nesta seção iremos apresentar duas proposições de escoramento conforme as possíveis cargas de empuxo do solo.

6.4.1 Proposição 1 – Três escoras metálicas simples

Primeiramente, é apresentada a modelização realizada para este lado com os respectivos perfis escolhidos.

Figura 34 : Modelização da parede do lado norte (Software Robot)



(fonte: O AUTOR, 2023)

Assim, para as escoras verticais deve-se prever a utilização de perfis **TPE 500, RASP TP 830, TP 10 000**. A parede é considerada contínua e no caso de descontinuidade indica-se o posicionamento de escoras nas bordas do painel a fim de evitar a sua rotação.

Os 3 perfis apresentam os respectivos comprimentos:

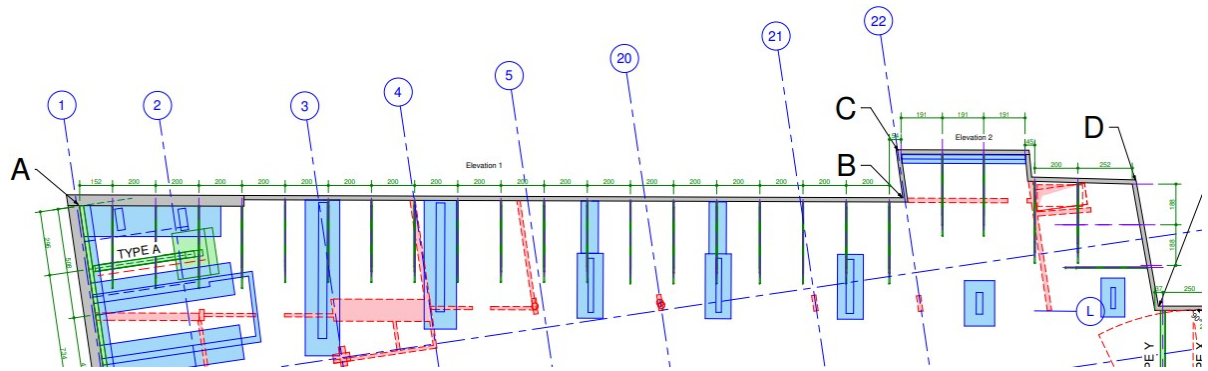
Comprimento A : 7,8 m

Comprimento B : 5,82 m

Comprimento C : 3,96 m

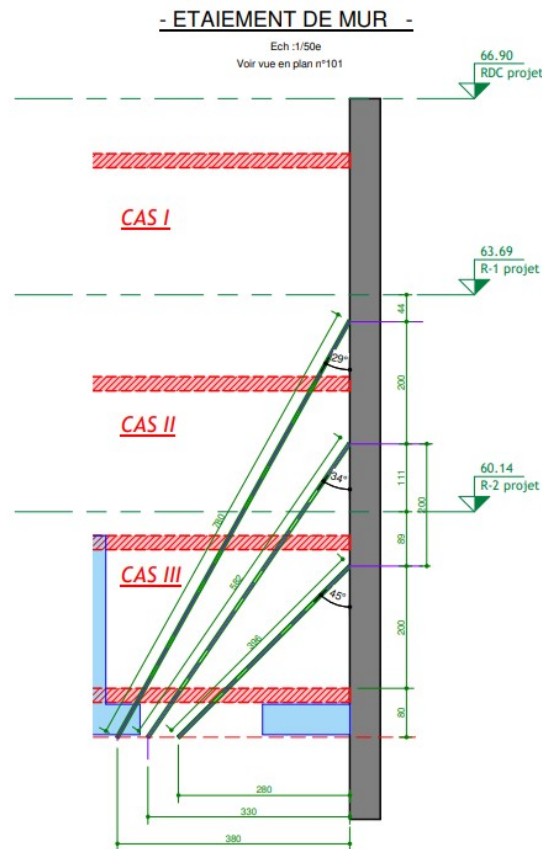
Para mais detalhes de dimensionamento, verificar a **nota de cálculo 4**: “Dimensionamento das escoras periféricas 1”. Abaixo, é possível localizar em planta o espaçamento e posicionamento das escoras assim como seus detalhes de tamanho, tipo e ângulo.

Figura 35: Posicionamento das escoras (lado norte)



(fonte: GRUPO COLAS, 2021)

Figura 36: Detalhes das escoras, conexões e fundações (lado norte)

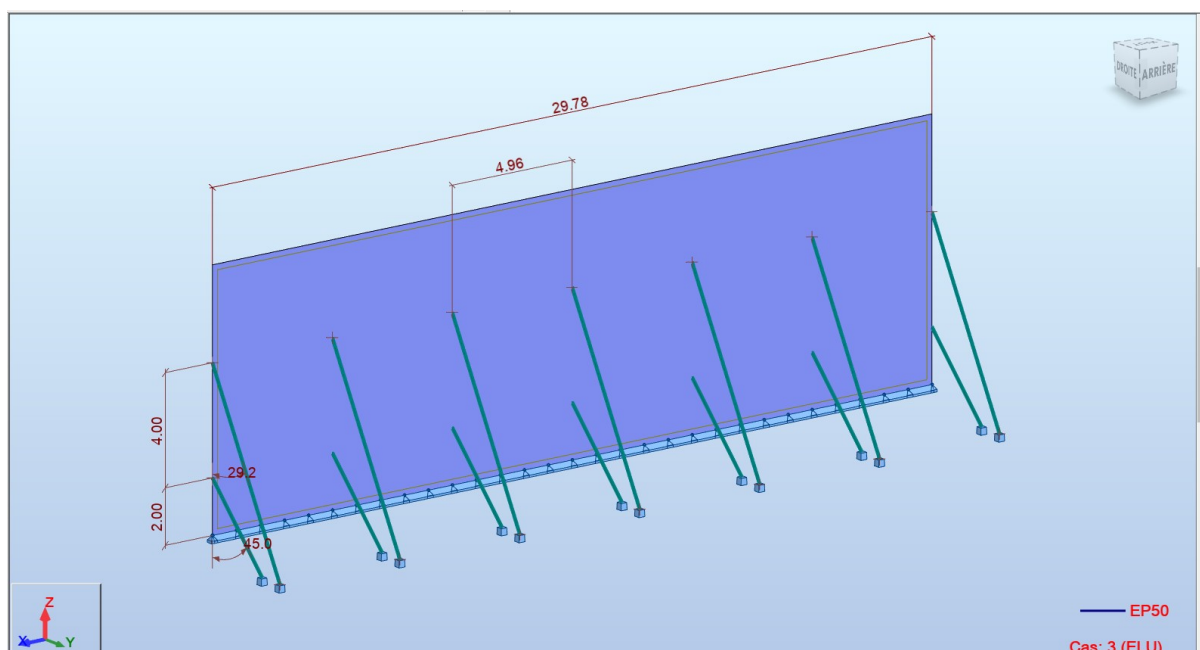


(fonte: GRUPO COLAS, 2021)

6.4.2 Proposição 2 – Duas escoras metálicas simples

A segunda proposição leva em conta uma menor carga de solo, considerando apenas uma faixa de solo contínua com 0,77m de altura em relação ao SS3. Assim, é possível reduzir as estruturas de contenção. A segunda proposição consiste em dois andares de escoramento e um maior espaçamento, como apresentado na modelização abaixo.

Figura 37: Modelização da parede do lado norte (Software Robot)



(fonte: O AUTOR, 2023)

Assim, para as escoras verticais deve-se prever a utilização de perfis **RASP TP 405 (B) e TP 10 000, TP 10 000**. A parede é considerada contínua e no caso de descontinuidade indica-se o posicionamento de escoras nas bordas do painel a fim de evitar a sua rotação.

Os 2 perfis apresentam os respectivos comprimentos:

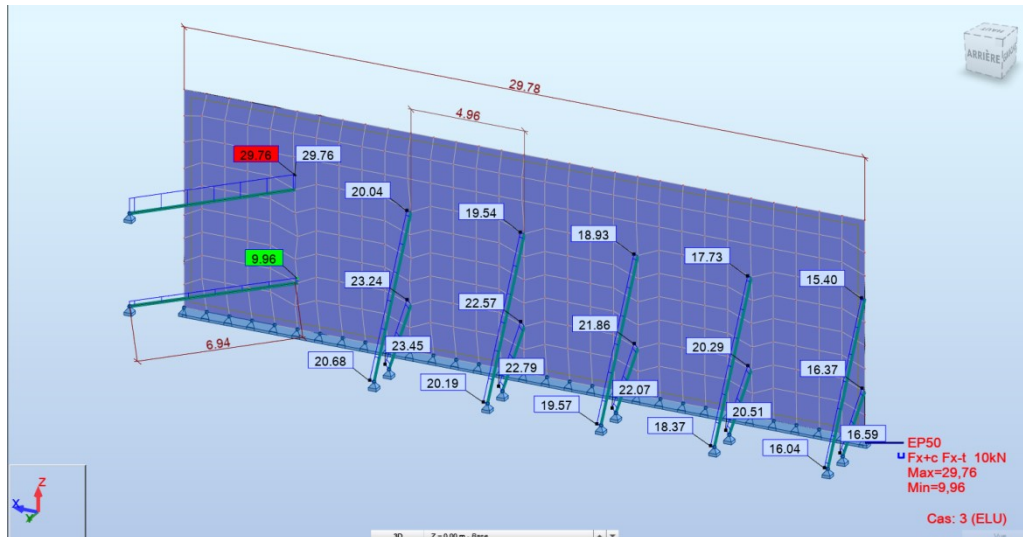
Comprimento A: 6,9 m

Comprimento B: 2,8 m

Para mais detalhes de dimensionamento, verificar a **nota de cálculo 5**: “Dimensionamento das escoras periféricas 2”.

A fim de facilitar a colocação das escoras, está previsto o uso de escoras horizontais de 7 m do tipo **TP 10 000**. Supõe-se que o muro do lado da rua Marcellin Berthelot é suportado pelas escoras HEB (mais robustas) e assim os suportes horizontais só absorvem as forças do muro do lado 5.

Figura 38: Modelização da parede do lado norte (Software Robot)

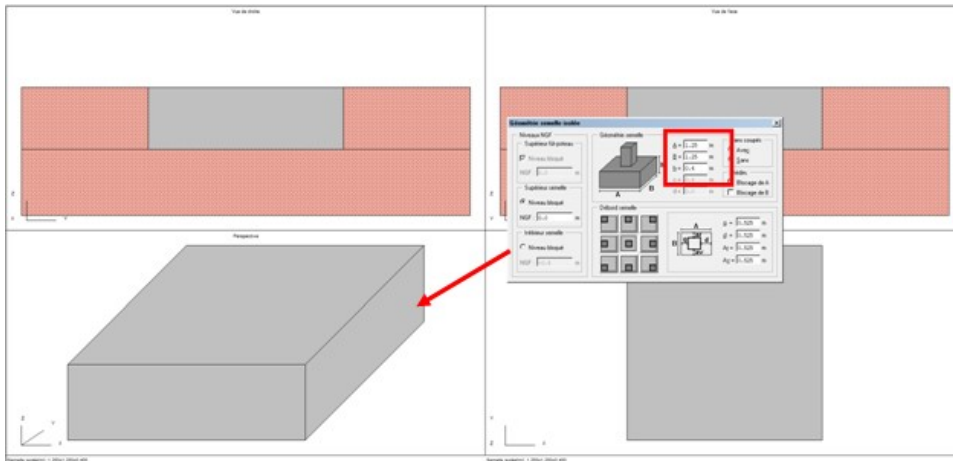


(fonte: O AUTOR, 2023)

6.4.2.1 Fundações

Os blocos de fundações não são inclinados, assim consideramos uma resistência do solo de $q_{net} = 0,7 \times 1,2 \times 2,7 = 2,27 \text{ MPa}$ (conforme o relatório geotécnico G2 PRO para novas fundações). Obtivemos assim as dimensões necessárias para cada fundação como indicado abaixo (1,25m*1,25m*0,4m).

Figura 39: Blocos de fundações sugeridos

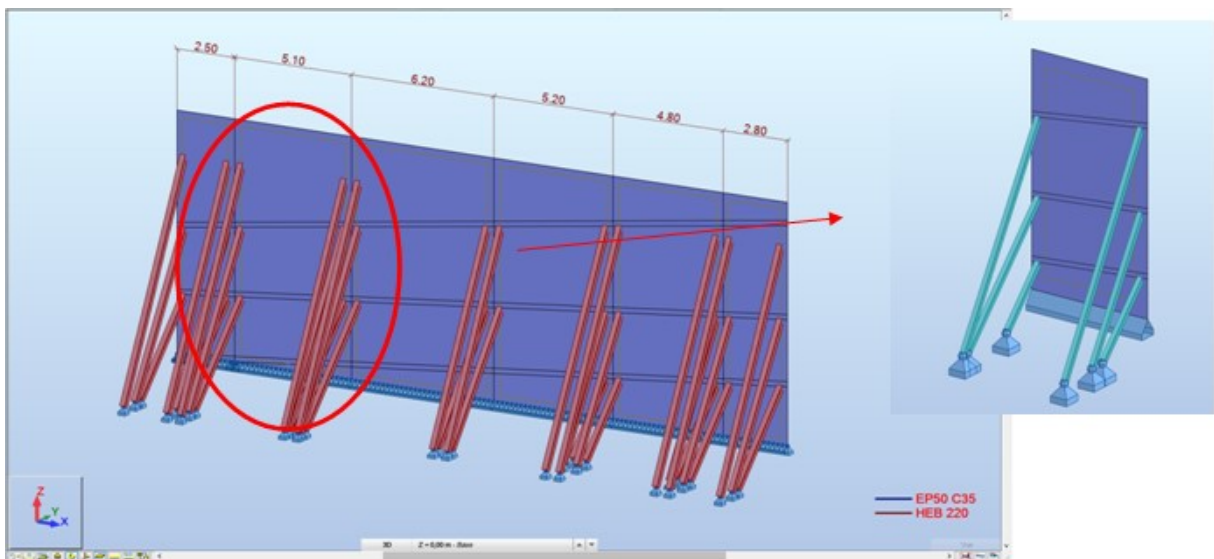


(fonte: O AUTOR, 2023)

6.5. Lado 2 – Rampa (Nordeste)

Primeiramente, é apresentada a modelização realizada para este lado com os respectivos perfis escolhidos. A modelização é realizada inclinada conforme a inclinação da rampa.

Figura 40: Modelização da parede do lado Nordeste (Software Robot)



(fonte: O AUTOR, 2023)

Assim, para as escoras verticais deve-se prever a utilização de perfis HEB 220. Este tipo de escoramento leva em conta as juntas entre a parede diafragma e visa fazer o escoramento por painéis.

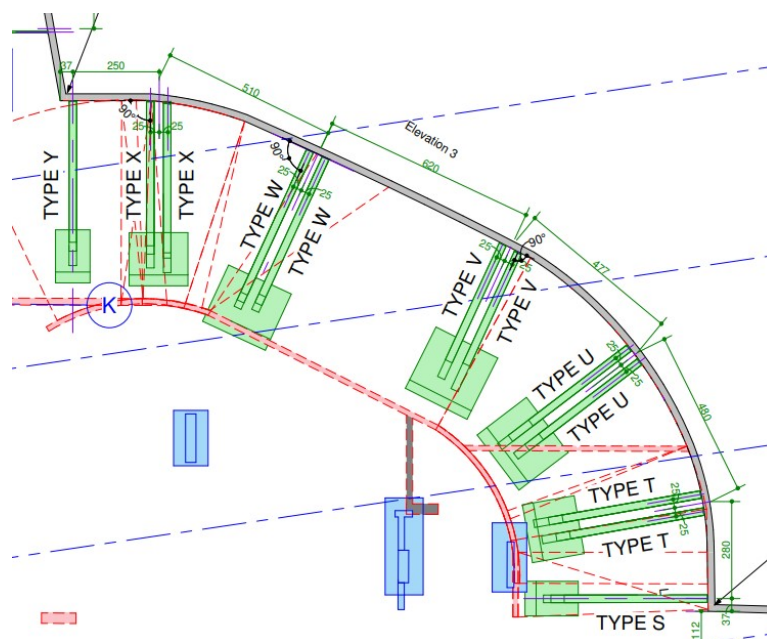
Observação: As escoras devem se apoiar sempre abaixo da laje da rampa, sendo assim, cada conjunto de escoras possui uma altura diferente, observado que a rampa tem uma inclinação.

6.5.1 Escoras

Para garantir a estabilidade e segurança estrutural da edificação durante as fases de demolição, a utilização de perfis HEB 220 é recomendada para as escoras verticais. A planta "Plan de Butonnage" em apêndice apresenta a localização de cada grupo de escoras, enquanto os detalhes dos perfis, ângulos e conexões estão disponíveis no apêndice "Cortes e detalhes 2".

Os recortes apresentados na Figura 41 mostram a localização das escoras e os detalhes projetados para cada grupo. É necessário que a execução siga rigorosamente os detalhes apresentados, garantindo assim a qualidade e segurança da obra.

Figura 41: Posicionamento das escoras (lado Nordeste)

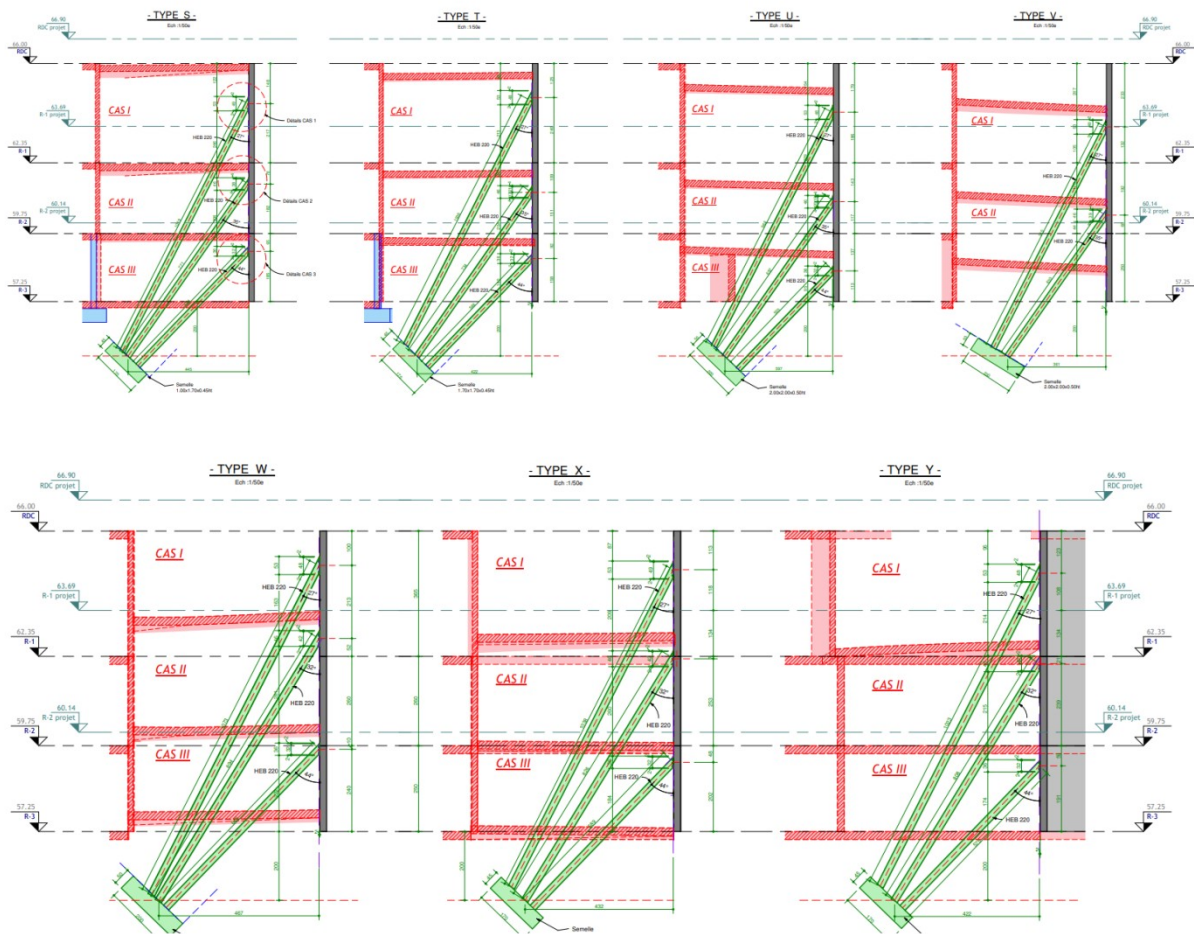


(fonte: GRUPO COLAS, 2021)

Destaca-se que todas as escoras são posicionadas perpendicularmente a parede.

A seguir, serão apresentados os detalhes de cada tipo de escora, identificadas como S até Y.

Figura 42: Detalhes das escoras, conexões e fundações (lado nordeste)



(fonte: GRUPO COLAS, 2021)

Os CAS I, II e III serão relacionados aos tipos de conexões.

Observação: Em projeto foi-se padronizado a angulação das escoras para facilitar sua confecção. Assim, na tabela abaixo se pode observar os ângulos das escoras variando entre 44°, 35°, 31,5° et 27°.

Tabela 11: Angulos propostos para o escoramento da rampa (lado nordeste)

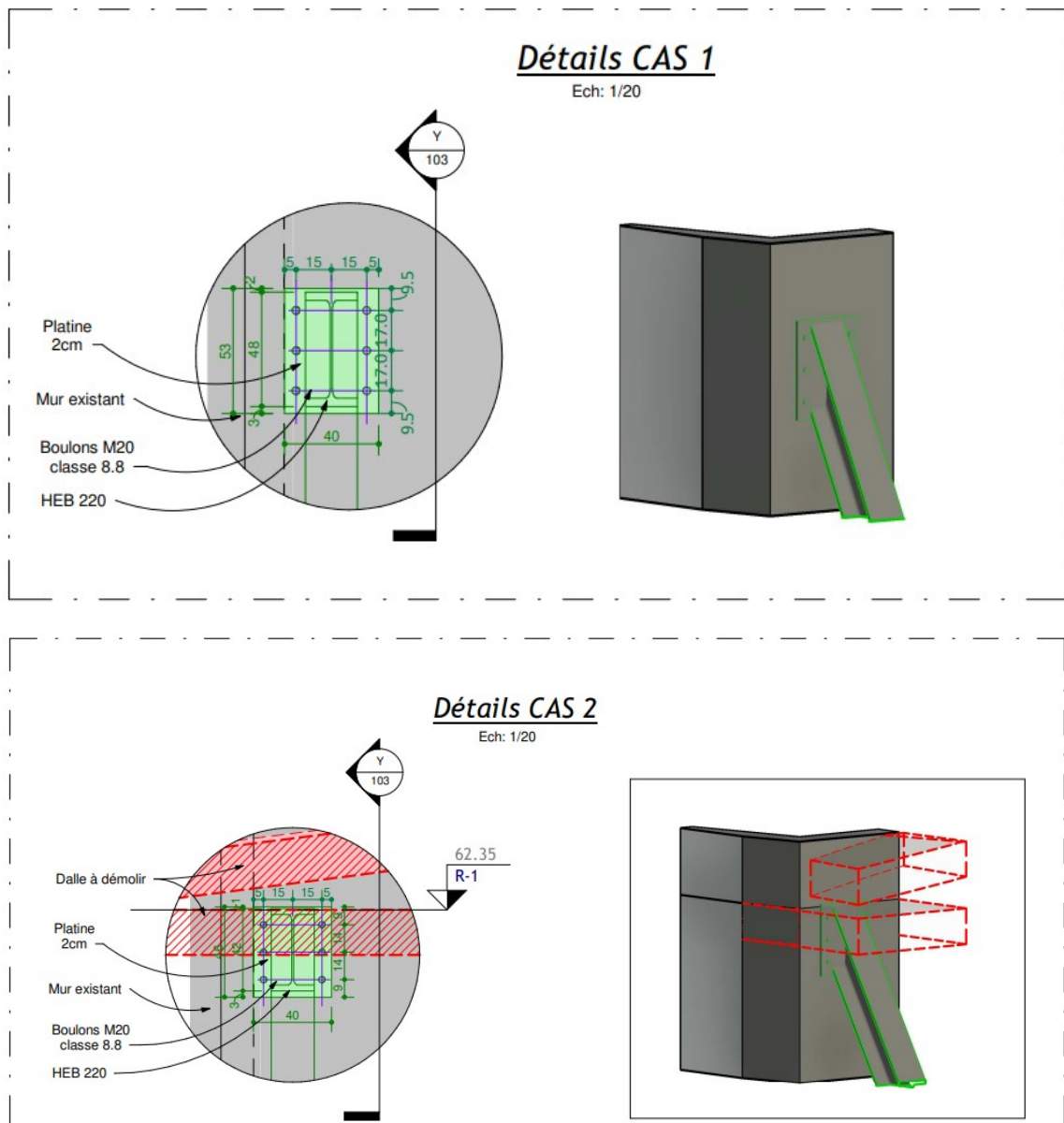
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L
SS3	27	27°	27°	27°	27°	27	27	27°	27°	27°	27°	27°
SS2	31.5°	31.5°	31.5°	31.5°	31.5°	35°	35°	35°	35°	35°	35°	35°
SS1	44°	44°	44°	44°	44°	-	-	44°	44°	44°	44°	44°

(fonte: O AUTOR, 2023)

6.5.2 Conexões metálicas

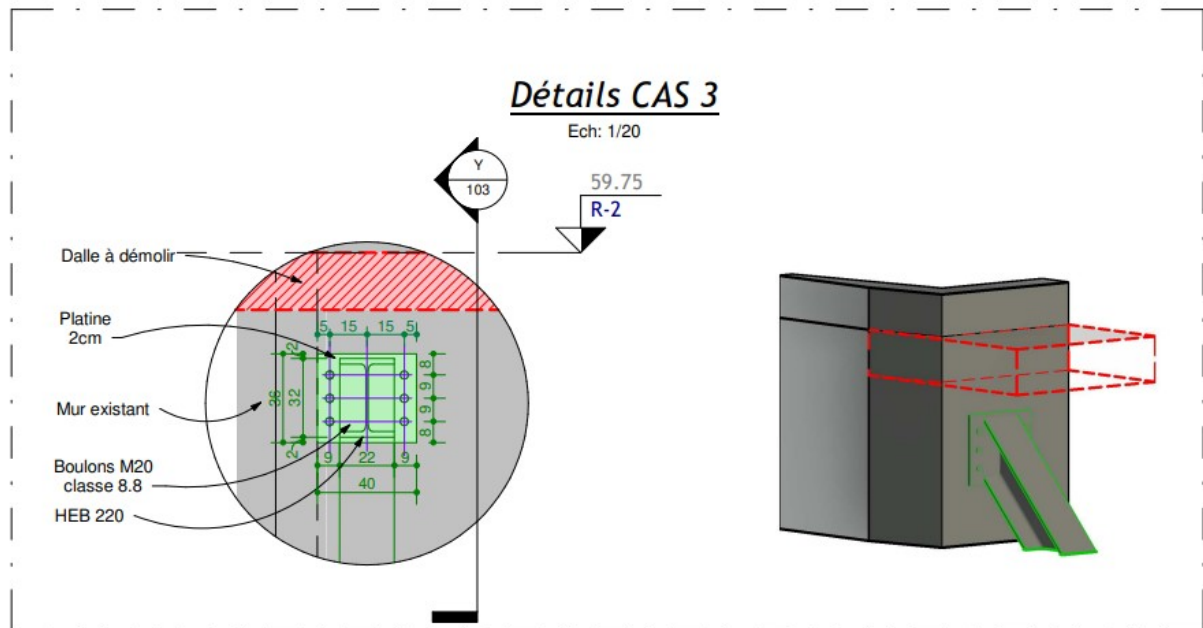
As conexões metálicas utilizadas neste projeto são realizadas por meio de soldas e parafusos. Cada andar possui um tipo específico de conexão: CAS I para SS3, CAS II para SS2 e CAS III para SS1. Os detalhes de cada conexão incluem espaçamento, quantidade, tipo e tamanho de parafusos, bem como espessura e tamanho de placa, e podem ser visualizados na Figura 43. Em cinza a estrutura existente, em azul a estrutura de projeto, em vermelho a estrutura a demolir (lajes) e em verde as estruturas provisórias.

Figura 43: Conexões propostas (lado nordeste)



(fonte: GRUPO COLAS, 2021)

Figura 44: Conexões propostas (lado nordeste)



(fonte: GRUPO COLAS, 2021)

Na tabela abaixo temos os tamanhos de placas necessárias para cada tipo de grupo de escoramento.

Figura 45: Tamanho das placas (lado nordesta)

CAS 1	
TYPE	PLATINE L x H
TOUT TYPE	40x53ht

CAS 2	
TYPE	PLATINE L x H
TOUT TYPE	40x46ht

CAS 3	
TYPE	PLATINE L x H
TOUT TYPE	40x36ht

(fonte: GRUPO COLAS, 2021)

6.5.3 Fundações

Os blocos de fundações inclinadas são representados na Figura 46 junto aos cortes e detalhes. As fundações têm inclinação de $\Phi = 44,1^\circ$ ou $\Phi = 35^\circ$ e tem as seguintes dimensões.

Figura 46: Esforços aplicados nas fundações e dimensões porpostas (lado nordeste)

Φ	Rampe											
	44						35					
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L
FY	136,38	71,16	75,42	118,49	149,57			116,71	94,52	166,91	98,31	38,86
FY	33,72	33,05	134,37	69,42	99,47	164,38	138,4	203,7	180,62	211,87	143,01	141,92
FY	74,56	137,19	238,11	242,97	280,85	294,07	258,49	224,37	207,17	84,31	40,19	93,35
FZ	143,07	118,87	151,73	196,16	293,01			225,39	184,95	240,79	142,84	79,86
FZ	69,74	68,43	222,17	139,95	199,03	325,67	277,59	293,12	260,18	220,9	149,58	148,46
FZ	124,41	143,35	248,62	253,75	246,86	421,92	371,14	234,04	216,16	169,23	82,46	135,85
ΣFy [kN]	244,66	241,40	447,90	430,88	529,89	458,45	396,89	544,78	482,31	463,09	281,51	274,13
ΣFz [kN]	337,22	330,65	622,52	589,86	738,90	747,59	648,73	752,55	661,29	630,92	374,88	364,17
ΣFy [kN]	244,66	689,30		960,77		855,34		1027,09		744,60		274,13
ΣFz [kN]	337,22	953,17		1328,76		1396,32		1413,84		1005,80		364,17
N [kN]	412,53	1164,48		1623,24		1634,40		1730,51		1240,75		452,39

(fonte: O AUTOR, 2023)

Observa-se que cada fundação é utilizada para dois grupos de escoras vizinhas. Assim, cada bloco de fundação tem o encontro de 6 escoras.

6.6. Lado 3 – Este

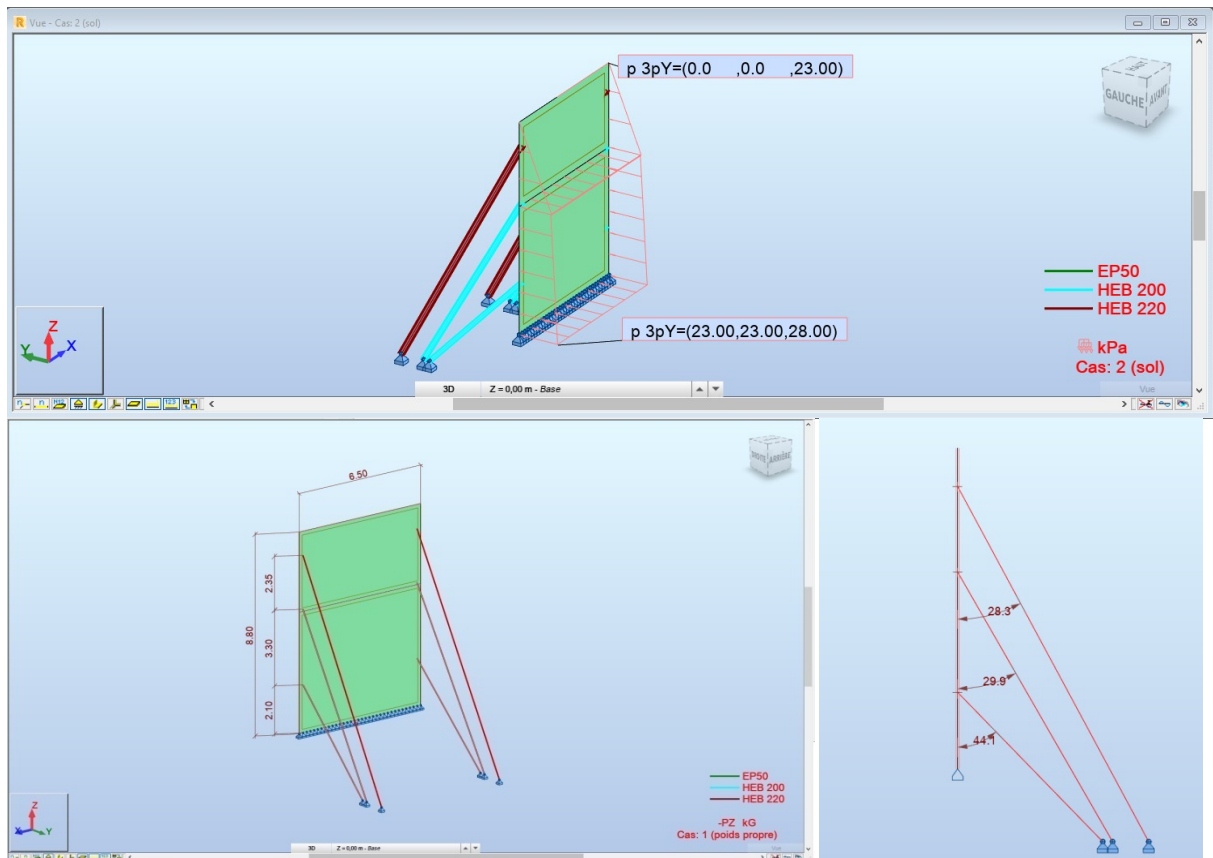
Nesta seção iremos apresentar duas proposições de escoramento conforme as possíveis cargas de empuxo do solo.

6.6.1 Proposição 1 – Escoras nas bordas de painéis

A primeira proposição consiste em escoras HEB nas bordas dos painéis da parede diafragma e é detalhada na **nota de cálculo 5**: “Dimensionamento das escoras periféricas 2”.

Primeiramente, é apresentada a modelização realizada para este lado com os respectivos perfis escolhidos. Observamos que nesta zona temos pouca pressão de solo, apenas uma faixa de solo confinada.

Figura 47: Modelização da parede do lado este (Software Robot)



(fonte: O AUTOR, 2023)

Assim, para as escoras verticais deve-se prever a utilização de perfis HEB 200 e HEB 220.

6.6.1.1 Escoras

Para garantir a estabilidade e segurança estrutural da edificação durante as fases de demolição, a utilização de perfis HEB 200 e HEB 220 é recomendada para as escoras verticais.

É importante destacar que a escolha dos perfis metálicos deve ser cuidadosamente avaliada, levando em consideração a carga atuante e a sua distribuição na estrutura. Além disso, é fundamental seguir as normas e recomendações técnicas para o correto dimensionamento e fixação dos perfis.

6.6.1.2 Conexões metálicas

As conexões metálicas utilizadas neste projeto são realizadas por meio de soldas e parafusos. Dada a semelhança de esforços nos três andares, ocasionado por um baixo empuxo do solo, padronizamos as placas metálicas que serão soldadas as escoras e parafusadas nas paredes.

Essas placas servem para repartir os esforços concentrados máximos de momento apresentados na parede. Conforme a sondagem nas paredes percebe-se que as placas devem ter uma dimensão mínima de 0,2 cm x 0,2.

6.6.1.3 Fundações

Os blocos de fundações inclinadas são explicitados abaixo. As fundações têm inclinação de $\Phi = 44,1^\circ$. Observa-se que cada fundação serve para apoiar dois grupos de escoras vizinhas, ou seja, 6 escoras.

Figura 48: Esforços aplicados nas fundações e dimensões porpostas (lado este)

	Φ		44	
	A	B		
FY	183,87	183,87	183,87	
FY	117,3	117,3	117,3	
FY	130,06	130,06	130,06	
FZ	191,13	191,13	191,13	
FZ	222,13	222,13	222,13	
FZ	229,02	229,02	229,02	
ΣFy [kN]	431,23	431,23	431,23	
ΣFz [kN]	642,28	642,28	642,28	
ΣFy [kN]	431,23	862,46		
N [kN]	761,58	1523,15		
Massif (m3)	1,3x1,3x0,35	1,85x1,85x0,5		

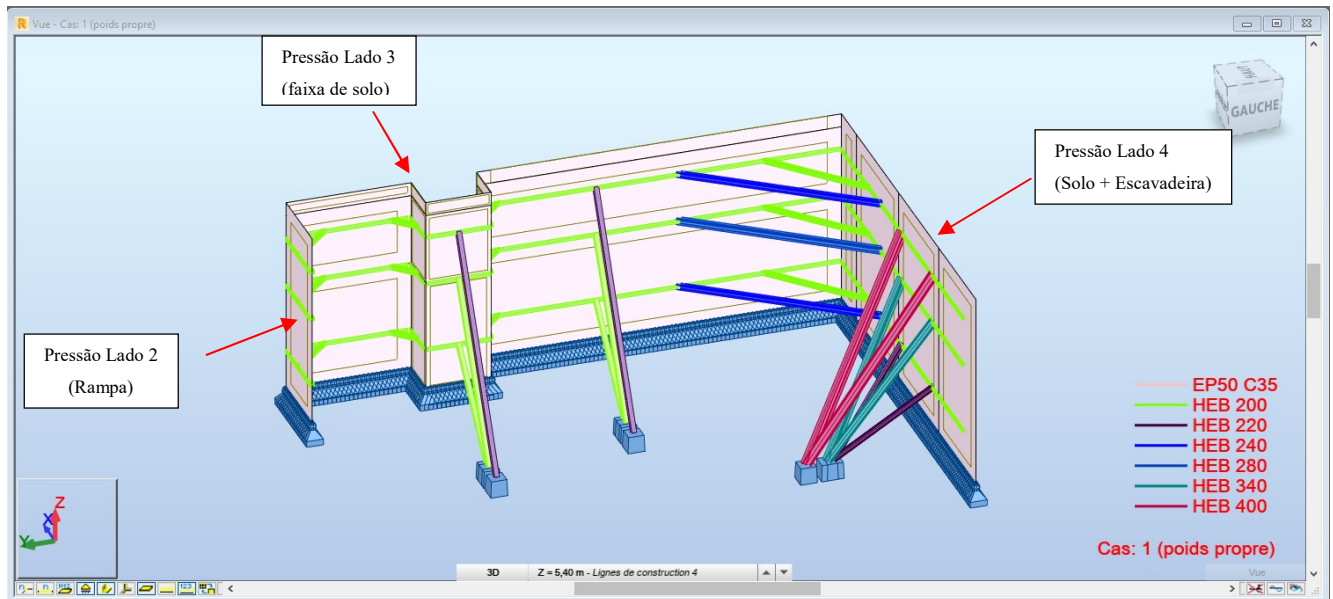
(fonte: O AUTOR, 2023)

6.6.2 Porposição 2 – Escoras + Vigas

A segunda proposição consiste em escoras HEB (verticais), escoras HEB (horizontais) entre as paredes e vigas metálicas. Ela é detalhada na **nota de cálculo 6**: “Dimensionamento das escoras periféricas 3”.

Primeiramente, é apresentada a modelização realizada para este lado com os respectivos perfis escolhidos.

Figura 49: Modelização da parede do lado este (Software Robot)

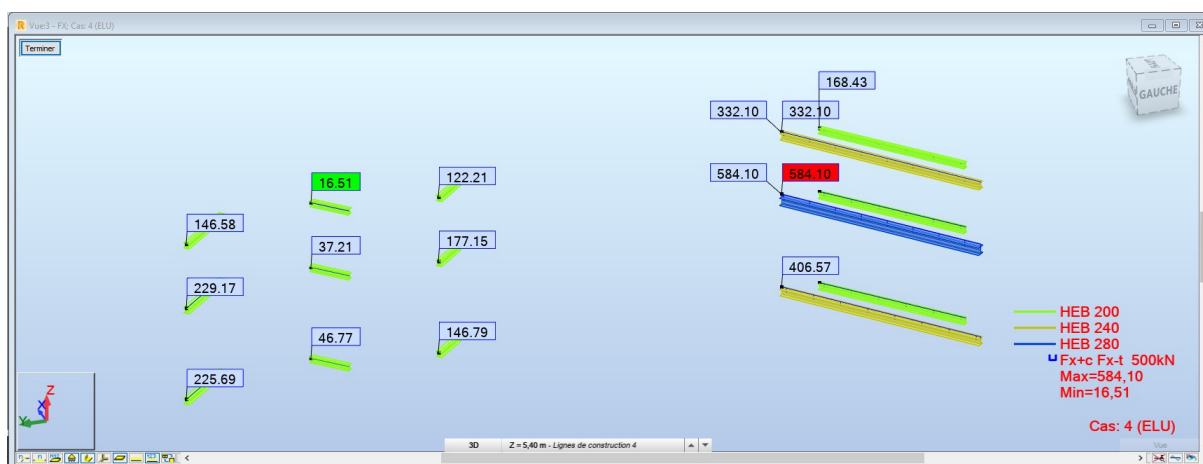


(fonte: O AUTOR, 2023)

6.6.2.1 Escoras

Para garantir a estabilidade e segurança estrutural da edificação durante as fases de demolição, a utilização de perfis HEB 200 e HEB 220 é recomendada para as escoras verticais. Para as vigas, é recomendado a utilização de perfis HEB 200. E para as escoras horizontais (entre paredes) é recomendado a utilização de escoras HEB 200, HEB 240 e HEB 280. Abaixo destacamos as escoras entre paredes propostas.

Figura 50: Escoras horizontais (lado este)



(fonte: O AUTOR, 2023)

É importante destacar que a escolha dos perfis metálicos deve ser cuidadosamente avaliada, levando em consideração a carga atuante e a sua distribuição na estrutura. Além disso, é fundamental seguir as normas e recomendações técnicas para o correto dimensionamento e fixação dos perfis.

6.6.2.2 Conexões metálicas

As conexões metálicas utilizadas neste projeto são realizadas por meio de soldas e parafusos. Os cálculos de conexões entre vigas e escoras são análogos aos cálculos de conexões do Lado 4 (seção 6.1.2 e 6.2.2). O detalhamento destas conexões será realizado caso esta opção seja adotada pela equipe responsável pela obra. A proposição será escolhida devido a aspectos econômicos e a facilidade de execução.

6.6.2.3 Fundações

Os blocos de fundações são projetados inclinados e apresentam uma inclinação de $\Phi = 44,1^\circ$. Utilizamos as dimensões de 1,15 x 1,85 x 0,5 m a fim de conseguir posicionar todas as três (3) escoras no mesmo bloco de fundação (um grupo de escoras).

6.7. Perfis in-loco

Abaixo pode-se verificar algumas imagens da implementação das escoras e conexões planejadas. Estas fotos foram tiradas durante a realização da obra.

Figura 51: Execução dos blocos



Figura 52: Execução das conexões metálicas de fundação



7. CONCLUSÃO

Em conclusão, o estudo realizado sobre a demolição do edifício na rua 60 Avenue du Général Gaulle em Puteaux (92), na França, apresentou uma análise estrutural minuciosa do edifício, bem como a análise do solo local para a estimativa do empuxo do solo. Com base nisso, foram dimensionadas estruturas de reforço para a contenção das paredes entre a fase de demolição e a construção da nova edificação. Todo o trabalho está em conformidade com as normas europeias (EUROCODES) e os apêndices nacionais franceses. As escoras simples e escoras em perfis HEB foram identificadas como soluções eficientes para o reforço estrutural, e todas as conexões metálicas devem ser feitas respeitando as dimensões previstas nas notas de cálculo e nas plantas de detalhes. Este estudo contribuiu para a segurança e eficiência da demolição e construção no local, garantindo que todas as normas e regulamentos foram cumpridos, e as soluções recomendadas foram apresentadas de forma clara e objetiva no memorial de cálculo em apêndice.

Além disso, este estudo destaca a importância da realização de análises estruturais e geotécnicas antes da demolição de edifícios. Essas análises permitem determinar a condição atual da estrutura, identificar possíveis pontos fracos e planejar as medidas necessárias para garantir a segurança durante a demolição e a construção subsequente.

O uso do método dos elementos finitos em softwares especializados e planilhas de cálculo internas demonstrou ser uma abordagem eficaz para realizar essas análises. O software Robot e o software Graitec são exemplos de ferramentas poderosas que auxiliaram na modelização estrutural, fornecendo resultados precisos e confiáveis.

Além disso, a conformidade com as normas europeias e os apêndices nacionais franceses garantiu que o estudo estivesse alinhado com os padrões técnicos e de segurança exigidos pelo país e pela União Europeia.

Em suma, este estudo apresentou uma abordagem sistemática e rigorosa para a demolição de um edifício e construção subsequente em um local específico na França. Os resultados obtidos foram fundamentais para garantir a segurança do processo de demolição e para o planejamento da nova construção.

REFERÊNCIAS

EN 1990. Eurocode 0: Basis of structural design. Brussels: European Committee for Standardization, 2002. 124 p. (EN 1990).

EN 1991-1-1. Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings. Brussels: European Committee for Standardization, 2002. 56 p. (EN 1991-1-1).

EN 1991-1-2. Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-2: General actions - Actions on structures exposed to fire. Brussels: European Committee for Standardization, 2002. 62 p. (EN 1991-1-2).

EN 1991-1-3. Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-3: General actions - Snow loads. Brussels: European Committee for Standardization, 2003. 44 p. (EN 1991-1-3).

EN 1991-1-4. Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-4: General actions - Wind actions. Brussels: European Committee for Standardization, 2005. 74 p. (EN 1991-1-4).

EN 1991-1-5. Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-5: General actions - Thermal actions. Brussels: European Committee for Standardization, 2003. 34 p. (EN 1991-1-5).

EN 1991-1-6. Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-6: General actions - Actions during execution. Brussels: European Committee for Standardization, 2005. 44 p. (EN 1991-1-6).

EN 1991-2. Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges. Brussels: European Committee for Standardization, 2003. 56 p. (EN 1991-2).

EN 1992-1-1. Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: European Committee for Standardization, 2004. 228 p. (EN 1992-1-1).

EN 1992-1-2. Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design. Brussels: European Committee for Standardization, 2004. 88 p. (EN 1992-1-2).

EN 1992-2. Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 2: Concrete bridges - Design and detailing rules. Brussels: European Committee for Standardization, 2005. 114 p. (EN 1992-2).

EN 1993-1-1. Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: European Committee for Standardization, 2005. 152 p. (EN 1993-1-1).

EN 1993-1-2. Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design. Brussels: European Committee for Standardization, 2005. 90 p. (EN 1993-1-2).

EN 1993-1-3. Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-3: General rules - Supplementary rules for cold-formed members and sheeting. Brussels: European Committee for Standardization, 2006. 108 p. (EN 1993-1-3).

EN 1993-1-4. Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-4: General rules - Supplementary rules for stainless steels. Brussels: European Committee for Standardization, 2006. 64 p. (EN 1993-1-4).

EN 1993-1-5. Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-5: Plated structural elements. Brussels: European Committee for Standardization, 2006. 98 p. (EN 1993-1-5).

EN 1993-1-6. Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-6: Strength and stability of shell structures. Brussels: European Committee for Standardization, 2007. 96 p. (EN 1993-1-6).

EN 1993-1-7. Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-7: Plated structures subject to out of plane loading. Brussels: European Committee for Standardization, 2006. 70 p. (EN 1993-1-7).

EN 1993-1-8. Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints. Brussels: European Committee for Standardization, 2005. 104 p. (EN 1993-1-8).

EN 1993-1-9. Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-9: Fatigue. Brussels: European Committee for Standardization, 2005. 68 p. (EN 1993-1-9).

EN 1993-2. Eurocode 3: Design of steel structures - Part 2: Steel bridges. Brussels: European Committee for Standardization, 2006. 96 p. (EN 1993-2).

EN 1994-1-1. Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: European Committee for Standardization, 2004. 142 p. (EN 1994-1-1).

EN 1994-1-2. Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design. Brussels: European Committee for Standardization, 2005. 88 p. (EN 1994-1-2).

EN 1994-2. Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 2: General rules and rules for bridges. Brussels: European Committee for Standardization, 2005. 68 p. (EN 1994-2).

EN 1995-1-1. Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings. Brussels: European Committee for Standardization, 2004. 206 p. (EN 1995-1-1).

EN 1995-1-2. Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-2: General - Structural fire design. Brussels: European Committee for Standardization, 2004. 90p. (EN 1995-1-2).

EN 1995-1-3. Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-3: General - Serviceability design considerations and specific requirements for buildings. Brussels: European Committee for Standardization, 2004. 60 p. (EN 1995-1-3).

EN 1995-2. Eurocode 5: Design of timber structures - Part 2: Bridges. Brussels: European Committee for Standardization, 2004. 48 p. (EN 1995-2).

EN 1996-1-1. Eurocode 6: Design of masonry structures - Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures. Brussels: European Committee for Standardization, 2005. 154 p. (EN 1996-1-1).

EN 1996-1-2. Eurocode 6: Design of masonry structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design. Brussels: European Committee for Standardization, 2005. 60 p. (EN 1996-1-2).

EN 1996-1-3. Eurocode 6: Design of masonry structures - Part 1-3: General rules - Limit state of serviceability. Brussels: European Committee for Standardization, 2006. 64 p. (EN 1996-1-3).

EN 1997-1. Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules. Brussels: European Committee for Standardization, 2004. 196 p. (EN 1997-1).

EN 1997-2. Eurocode 7: Geotechnical design - Part 2: Ground investigation and testing. Brussels: European Committee for Standardization, 2007. 86 p. (EN 1997-2).

EN 1997-3. Eurocode 7: Geotechnical design - Part 3: Design assisted by laboratory testing. Brussels: European Committee for Standardization, 2006. 74 p. (EN 1997-3).

EN 1997-4. Eurocode 7: Geotechnical design - Part 4: Geotechnical actions. Brussels: European Committee for Standardization, 2007. 52 p. (EN 1997-4).

EN 1997-5. Eurocode 7: Geotechnical design - Part 5: Spread foundations. Brussels: European Committee for Standardization, 2007. 88 p. (EN 1997-5).

EN 1997-6. Eurocode 7: Geotechnical design - Part 6: Pile foundations. Brussels: European Committee for Standardization, 2007. 76 p. (EN 1997-6).

EN 1997-7. Eurocode 7: Geotechnical design - Part 7: Execution of geotechnical works. Brussels: European Committee for Standardization, 2006. 52 p. (EN 1997-7).

EN 1998-1. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels: European Committee for Standardization, 2004. 210 p. (EN 1998-1).

EN 1998-2. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 2: Bridges. Brussels: European Committee for Standardization, 2005. 78 p. (EN 1998-2).

EN 1999-1-1. Eurocode 9: Design of aluminium structures - Part 1-1: General structural rules. Brussels: European Committee for Standardization, 2007. 194 p. (EN 1999-1-1).

EN 1999-1-2. Eurocode 9: Design of aluminium structures - Part 1-2: Structural fire design. Brussels: European Committee for Standardization, 2007. 98 p. (EN 1999-1-2).

EN 1999-1-3. Eurocode 9: Design of aluminium structures - Part 1-3: Structures susceptible to fatigue. Brussels: European Committee for Standardization, 2007. 54 p. (EN 1999-1-3).

EN 1999-1-4. Eurocode 9: Design of aluminium structures - Part 1-4: Cold-formed structural sheeting. Brussels: European Committee for Standardization, 2007. 98 p. (EN 1999-1-4).

EN 1999-2. Eurocode 9: Design of aluminium structures - Part 2: Structural fire design. Brussels: European Committee for Standardization, 2007. 46 p. (EN 1999-2).

APÊNDICE 1 – Nota de cálculo 1: Nota de hipóteses gerais

Levantamento das hipóteses de cálculo, Ocupando 17 páginas

Nota Técnica



ÎLE-DE-FRANCE
 NORMANDIE
 Direction Technique et du Développement
 Service Calculs et expertises
 6, rue Galilée
 78140 Guyancourt

Dossier : LILO Puteaux		Difusão :	
		Cédric DUMONT	
Assunto:	Note d'hypothèses générales	Cópia :	
		Pierre KARAA	
		Philippe PELLEVOISIN	
Maitre d'Ouvrage : NEXITY SEERI 60 Avenue du Général Gaulle Puteaux (92)		Redigida por :	Bernardo COBALCHINI LASSEN
		Verificador	Ramzi HIDAR
		Aprovador(es) :	Pierre KARAA
		Email :	bernardo.cobalchinilassen@colas.com
		Data :	25 janeiro 2022
		Referencia :	PRMS_BRNL_EXE_21004_NDC_001
		Indice :	C



Sumário

MODIFICAÇÕES	4
1. APRESENTAÇÃO GERAL	5
1.1. OBJETIVO DA NOTA.....	5
1.2. APRESENTAÇÃO DO PROJETO	5
1.3. LOCALIZAÇÃO DO EDIFÍCIO.....	5
1.4. DOCUMENTOS DE REFERENCIA	6
1.5. NORMAS UTILIZADAS.....	7
1.6. DISPOSIÇÕES GERAIS.....	9
1.6.1 <i>Planimetria e altimetria</i>	9
1.6.2 <i>Paredes periféricas (SS)</i>	9
1.6.2.1 <i>Parede diafragma</i>	10
1.6.2.2 <i>Classe do concreto</i>	10
1.6.2.3 <i>Armaduras</i>	12
2. HIPOTÉSES DE CARGAS	13
2.1. AÇÕES PERMANENTES	13
2.1.1 <i>Ações permanentes devido ao peso próprio</i>	13
2.1.2 <i>Empuxo do solo</i>	13
2.1.3 <i>Zona de circulação</i>	14
2.1.4 <i>Sobrecarga no contorno</i>	14
3. HIPOTÉSES DE CÁLCULO	16
3.1. CONCRETO.....	16
3.1.1 <i>Disposições comuns</i>	16
3.2. AÇO DAS ARMADURAS.....	16
3.3. COBERTURA DAS ARMADURAS PARA AS FUNDAÇÕES	16
3.4. AÇO ESTRUTURAL.....	16
3.5. HIPOTÉSES GEOTÉCNICAS	16
4. CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO	17
4.1. CRITÉRIOS DE RESISTENCIA.....	17
4.2. CRITÉRIOS DE DEFORMAÇÃO MÁXIMA (ELS)	17
4.3. ESTUDOS TÉCNICOS.....	17



Figuras

Figura 1: Vista de satélite (extraída: Google Maps).....	5
Figura 2: Planta da operação (extraído: ANALYSE DE SITE)	6
Figura 3 : Paredes periféricas existentes	10
Figura 4: Vizinhança.....	14



1. APRESENTAÇÃO GERAL

1.1. Objetivo da nota

O objetivo deste documento é definir as hipóteses gerais de cálculo para a desconstrução parcial do edifício localizado na Avenue du Général de Gaulle para permitir a reconstrução de um novo edifício utilizando os 3 subsolos existentes.

1.2. Apresentação do projeto

Como parte do projeto "Résidence LLO" em Puteaux, a Nexity deseja incluir sua operação em uma abordagem ambiental e na certificação NF Habitat.

O projeto consiste na desconstrução parcial dos dois edifícios no local, R+7 e R+9, com 3 subsolos compartilhados para a construção de um novo edifício R+11. As paredes periféricas dos subsolos existentes serão conservadas.

1.3. Localização do edifício

O local está localizado na 60 Avenue Du General De Gaulle, em Puteaux, limitado por:

- Para o Norte: prédio vizinho
- Para o sul: Avenue du General de Gaulle
- Ao oeste: Rue Marcelin Berthelot
- Para o leste: prédio vizinho



Figura 1: Vista de satélite (extraída: Google Maps)

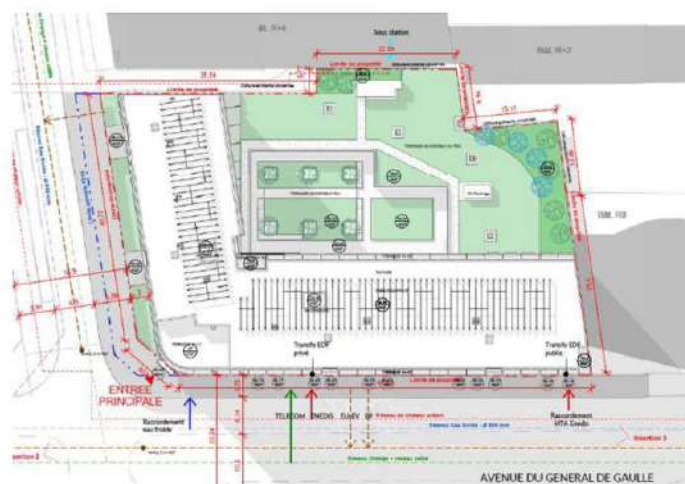


Figura 2: Planta da operação (extraído: ANALYSE DE SITE)

1.4. Documentos de referência

Os estudos serão realizados de acordo com os documentos de referência listados abaixo:

- Diagnostic Structurel - IN 21 0465 - ESIRIS IDF ING
- Rapport G2 AVP
- Carnet des plans projet
- Analyses de site - NF HABITAT HQE -QIOS
- Plans d'archives
- Rapport G2 PRO ind 0 datant du 10 sep 2021 (Entreprise ROC SOL)
- Procès-verbal d'essais ESP.END.003 vérification périodique le 20/10/2020
- Plan des Héberges indice B - Dossier : 20 0465
- Plan des fondations provisoire - MOVPI
- Diagnostic Structurel indice B- ED-STR 22.0023- ESIRIS IDF E-D

Tradução livre:

- Diagnóstico estrutural - IN 21 0465 - ESIRIS IDF ING
- Relatório geotécnico G2 AVP
- Livreto do plano do projeto
- Análise do site - NF HABITAT HQE -QIOS
- Planos de arquivo
- Relatório geotécnico G2 PRO ind 0 de 10 set 2021 (Empresa ROC SOL)
- Relatório de ensaios ESP.END.003 verificação periódica em 20/10/2020
- Plano do índice de alojamentos B - Arquivo: 20 0465
- Plano de fundação provisório - MOVPI
- Diagnóstico estrutural índice B- ED-STR 22.0023- ESIRIS IDF E-D



1.5. Normas utilizadas

As estruturas necessárias para a demolição são projetadas e dimensionadas de acordo com os regulamentos EUROCODES, conforme emendas detalhadas neste documento.

Eurocode 0 – Base de cálculo de estruturas

NF EN 1990	Eurocodes structuraux. Bases de calcul des structures (P 06 –100 – 1)	20 mars 2003
NF P 06-100-1 et -2	Eurocodes structuraux. Bases de calcul des structures. Annexe nationale à la NF EN 1990 (P 06-100-2)	5 juillet 2006

Emenda A1 (Anexo A2 sobre o cálculo das pontes) e seu anexo nacional:

NF EN 1990/A1	Eurocodes. Bases de calcul des structures. Amendement A1 (P 06-100-1/A1)°.	5 juillet 2006
NF EN 1990/A1/NA	Eurocodes Bases de calcul des structures. Annexe nationale à la NF EN 1990/A1 (P 06-100-1/A1/NA)	14 décembre 2007

Eurocode 1 – Ações sobre as estruturas:

NF EN 1991-1-1 NF P 06111-2	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 1.1. Actions générales. Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments (P 06111-1) Annexe nationale à l'EN 1991-1-1 (P 06 111-2)	20 mars 2003 5 juin 2004
NF EN 1991-1-2 NF EN 1991-1-2/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 1.2. Actions générales. Actions sur les structures exposées au feu (P 06112-1) Annexe nationale à la NF EN 1991-1-2 (P 06112-2)	5 juillet 2003 20 février 2007
NF EN 1991-1-3 NF EN 1991-1-3/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 1.3. Actions générales. Charges de neige (P 06113-1) Annexe nationale à la NF EN 1991-1-3 (P 06113-1/NA)	5 avril 2004 20 mai 2007
NF EN 1991-1-4 NF EN 1991-1-4/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 1.4. Actions générales. Actions du vent (P 06114-1) Annexe nationale à la NF EN 1991-1-4 (P 06114-1/NA).	5 novembre 2005 27 mars 2008
NF EN 1991-1-5 NF EN 1991-1-5/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 1.5. Actions générales. Actions thermiques (P 06115-1) Annexe nationale à la NF EN 1991-1-5 (P 06115-1/NA)	20 novembre 2005 25 mars 2009
NF EN 1991-1-7 NF EN 1991-1-7/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 1.7. Actions générales. Actions accidentelles (P 06117) Annexe nationale à la NF EN 1991-1-7 (P21711-1/A1)	20 février 2007 6 septembre 2008
NF EN 1991-2 NF EN 1991-2/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 2. Actions sur les ponts dues au trafic (P 06120-1) Annexe nationale à la NF EN 1991-2 (P 06120-1/NA)	5 mars 2004 13 mars 2008



NF EN 1991-3 NF EN 1991-3/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 3. Actions induites par les appareils de levage et les machines (P 06130) Annexe nationale à la NF EN 1991-3 (P 06130/NA)	20 avril 2007 Janvier 2010
---------------------------------	--	-------------------------------

Eurocode 2 – Cálculos de estruturas em concreto

NF EN 1992-1-1 NF EN 1992-1-1/NA	Eurocode 2. Calcul des structures en béton. Partie 1.1. Règles générales et règles pour les bâtiments (P18711-1) Annexe nationale à la NF EN 1992-1-1 (P18711-1/NA)	5 octobre 2005 5 mars 2007
NF EN 1992-1-2 NF EN 1992-1-2/NA	Eurocode 2. Calcul des structures en béton. Partie 1.2. Règles générales. Calcul du comportement au feu (P18712-1) Annexe nationale à la NF EN 1992-1-2 (P18712-1/NA)	5 octobre 2005 5 octobre 2007
NF EN 1992-2 NF EN 1992-2/NA	Eurocode 2. Calcul des structures en béton. Partie 2. Ponts en béton. Calcul et dispositions constructives (P18720-1) Annexe nationale à la NF EN 1992-2 (P18720-1/NA)	20 mai 2006 20 avril 2007

As partes usadas do EUROCODE são completadas pelos seguintes documentos:

- Recommandations professionnelles pour l'application de la norme NF EN 1992-1-1 (NF P 18-711-1) et de son annexe nationale (NF P 18-711-1/NA-Eurocode 2, partie 1-1) relatives au calcul des structures en béton (version V17-3 datée de mars 2007) ;
- DTU 13-3 relatif aux dallages (Mars 2005) ;
- DTU 21 relatif à l'exécution des travaux en béton ;
- BAEL 91 révisée 99, pour les sujets non traités par les Eurocodes ;
- BPEL 99, Fascicule n° 62 - Titre I - Section II pour les sujets non traités par les Eurocodes ;

Eurocode 3 – Calculo de estruturas em aço:

NF EN 1993 1-1	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.1 : règles générales et règles pour les bâtiments (P 22-311-1) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-1 (P 22-311-1/NA)	20 octobre 2005 20 mai 2007
NF EN 1993 1-5	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.5 : Plaques planes. (P22-315) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-5 (P 22-315/NA)	20 mars 2007 26 octobre 2007
NF EN 1993 1-6	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.6 : Résistance et stabilité des structures en coques (P22-316) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-6 (P22-316/NA)	20 juillet 2007 7 mai 2010
NF EN 1993 1-8	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.8 : Calcul des assemblages (P 22-318-1) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-8 (P 22-318-1/NA)	5 décembre 2005 20 juillet 2007
NF EN 1993 1-10	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.10 : Choix des qualités d'acier (P 22-380-1)	5 décembre 2005 20 avril 2007



	Annexe nationale à la NF EN 1993 1-10 (P 22-380-1/NA)	
NF EN 1993 1-11	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.11 : Calcul de structures à câbles ou éléments tendus (P 22-381) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-11 (P 22-381/NA)	20 avril 2007 21 décembre 2007

Eurocode 7 – Cálculos geotécnicos :

NF EN 1997-1	Eurocode 7. Calcul géotechnique. Partie 1. Règles générales (P94251-1)	20 juin 2005
NF EN 1997-1/NA	Annexe nationale à la NF EN 1997-1 (P94251-1/NA)	20 septembre 2006

As partes usadas do EUROCODE são completadas pelos seguintes documentos:

- Norme NF P 94-261 (Juin 2013) – Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations superficielles.
- Norme NF P 94-262 (Juillet 2012) – Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations Profondes
- Norme NF P 94-281 (Avril 2014) – Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Ouvrages de soutènement – Murs
- Norme NF P 94-282 (Mars 2009) – Calcul géotechnique – Ouvrages de soutènement – écrans
- DTU 13.11 : Fondations superficielles
- DTU 13.12 : Règles pour le calcul des fondations superficielles

1.6. Disposições gerais

1.6.1 Planimetria e altimetria

As dimensões de nivelamento estão relacionadas com o sistema NGF-IGN69-Altitudes Normais. As coordenadas que definem cada um dos pontos de dados estão no sistema Lambert 93. Todas as alturas são expressas em metros.

1.6.2 Paredes periféricas (SS)

Os 3 subsolos existentes são compostos de 2 tipos diferentes de paredes: Parede concretada in loco (verde) e Parede diafragma (vermelho). A figura abaixo mostra a localização de cada tipo de parede perimetral em planta.

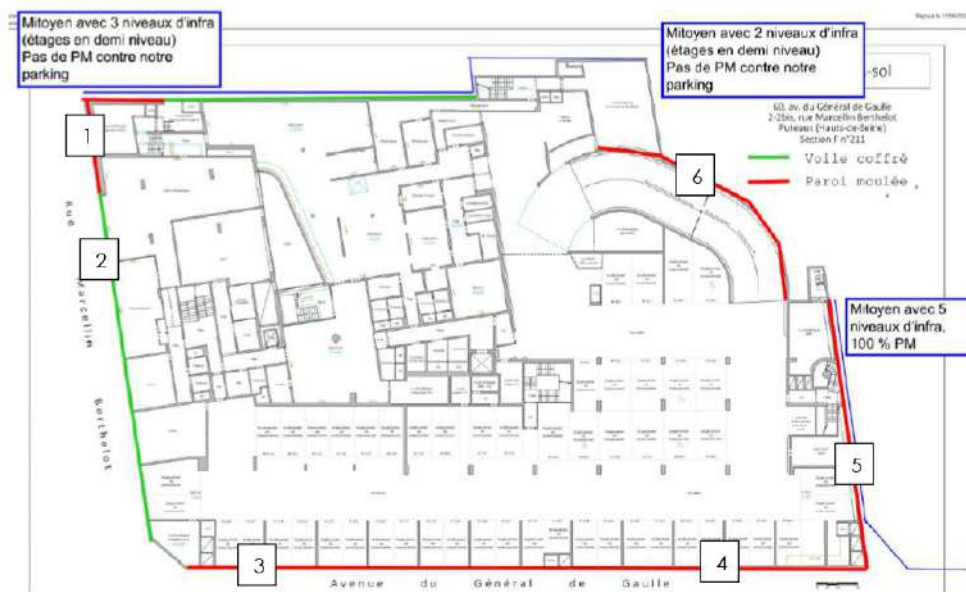
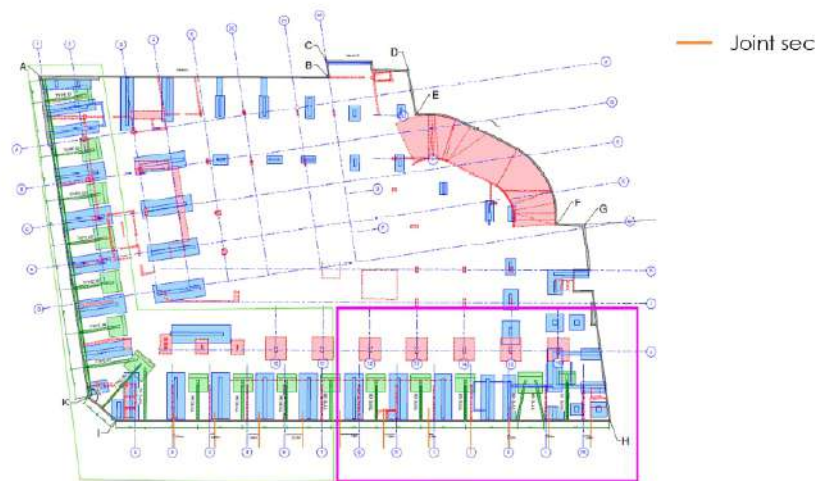


Figura 3 : Paredes periféricas existentes

1.6.2.1 Parede diafragma

Verificamos a presença de juntas entre as paredes diafragmas, sem continuidade de armadura. Estas juntas foram verificadas após uma sondagem de continuidade da parede e são posicionadas como mostrado em laranja na figura abaixo.



1.6.2.2 Classe do concreto

A classe do concreto de acordo com os testes de compressão no diagnóstico estrutural para cada tipo de parede é a seguinte:

PRMS_BRNL_EXE_21004_NDC_001
Ni copie, ni diffusion sans autorisation de la Direction Technique de Colas Idfn

Indice :C
Page : 10/17



- Parede concretada in loco: **C40/50**
- Parede diafragma: **C35/45**

As tabelas abaixo mostram os resultados dos testes para cada tipo de parede.

Tabela 1 Resultados dos testes físico-mecânicos para PAREDES DIAFRAGMAS

Réf. Carotte	Diamètre (mm)	Hauteur (mm)	Elongement (H/D)	Masse (g)	MV (t/m ³)	Rupture (kN)	Rc brut (MPa)	fc,m,is (MPa)	fck,is (Mpa)	Classe*
SS1 - 1	73	146	2,00	1490	2,44	153,0	36,6	39,3	39,3	C35/45
SS1 - 2	73	146	2,00	1560	2,55	182,4	43,6			
SS1 - 3	73	146	2,00	1480	2,42	149,5	35,7			
SS2 - 1	73	146	2,00	1460	2,39	142,5	34,1			
SS3 - 1	73	146	2,00	1505	2,46	195,2	46,6			

Tabela 2 Resultados dos testes físico-mecânicos para PAREDES CONCRETADA IN LOCOS

Réf. Carotte	Diamètre (mm)	Hauteur (mm)	Elongement (H/D)	Masse (g)	MV (t/m ³)	Rupture (kN)	Rc brut (MPa)	fc,m,is (MPa)	fck,is (Mpa)	Classe*
SS1 - 1	73	146	2,00	1495	2,45	198,9	47,5	43,9	43,9	C40/50
SS1 - 2	73	146	2,00	1515	2,48	201,1	48,0			
SS2 - 1	73	146	2,00	1490	2,44	178,1	42,5			
SS2 - 2	73	146	2,00	1505	2,46	186,1	44,5			
SS3 - 1	73	146	2,00	1485	2,43	154,3	36,9			
SS3 - 2	73	146	2,00	1470	2,41	171,4	40,9			



Nota de hipóteses gerais

1.6.2.3 Armaduras

De acordo com o levantamento realizado (Diagnóstico Estrutural) em 6 pontos diferentes nos 3 subsolos, a tabela abaixo mostra as armaduras utilizadas para cada parede e sua seção por metro linear. A referência "1/2" indica a direção das barras, ou seja, 1 - horizontal e 2 - vertical, como apresentado na figura abaixo.

Tabela 3 Resumo das sondagens realizadas.

Sondagem			Açier					
Etage	Paroi	Epaisseur (cm)	1/2	Type (HA)	ex (cm)	esp (cm)	Section (cm ² /ml)	M (kN.m)
SS1	1	-	1	-	-	-		
			2	-	-	-		
	2	70	1	8	4	30		
			2	14	3	30	5,13	37,96
	3	30	1	14	8	30	5,13	93,79
			2	14	8	30	5,13	93,79
	4	30	1	14	8	30	5,13	93,79
			2	14	8	30	5,13	93,79
	5	50	1	12	6	30	5,13	91,55
			2	14	9	30	5,13	91,55
6	-	-	1	-	-	-		0,00
			2	-	-	-		0,00
SS2	1	50	1	14	3	30		
			2	14	6,5	17	5,00	171,42
	2	20	1	6	4,5	25		
			2	10	3,5	30	2,68	18,90
	3	50	1	14	10	30		
			2	14	11,5	25	6,18	103,18
	4	50	1	14	2	35		
			2	14	3,5	20	7,70	155,75
	5	30	1	14	7,5	35		
			2	14	9	15	10,27	183,11
6	50	1	14	12,5	30			
		2	14	14	30	5,13	80,39	
SS3	1	30	1	14	7	20		
			2	14	9	20	7,70	147,22
	2	20	1	8	4,5	30		
			2	16	6,5	30	6,70	39,85
	3	50	1	12	8	30		
			2	14	10	15	10,27	178,64
	4	50	1	14	3,5	30		
			2	14	5	25	6,18	120,58
	5	50	1	14	13,5	30		
			2	14	15	30	5,13	78,16
6	30	1	14	6	40			
		2	14	8	25	6,18	112,54	

Légende
■ Paroi moulée
■ Voile coffré





2. HIPOTHESES DE CARGAS

2.1. Ações permanentes

2.1.1 Ações permanentes devido ao peso próprio

Iremos levar em conta o peso próprio das estruturas, em particular:

- Aço : 78.50 kN/m³
- Concreto armado : 25 kN/m³
- Carga das lajes: 22 kN/m³
- Solo : 20 kN/m³

2.1.2 Empuxo do solo

Os esforços realizados pelo solo devem ser levados em conta no dimensionamento das estruturas temporárias de apoio de acordo com as características geotécnicas do terreno descritas no relatório do G2 AVP.

As sondagens revelaram um solo limono-agiloso-arenoso de 2,3 m de espessura de coloração marrom-laranja-bege, seguido por areias argilosas beges cimentadas localmente, correspondentes às areias de Beauchamp.

As características das camadas de solo a serem levadas em conta para o cálculo estão indicadas na tabela abaixo:

	Base (en m)	C (t/m ²)	C' (t/m ²)	ϕ (°)	ϕ' (°)	Em (bars)	Pl* (bars)	α
Remblais	2,3	0	0	25	25	50	5	1/2
Sables de Beauchamp	-	0	0	30	30	200	20	1/3

Para os coeficientes de empuxo e o peso volumétrico, serão feitas as seguintes suposições (a serem validadas pelo MOE):

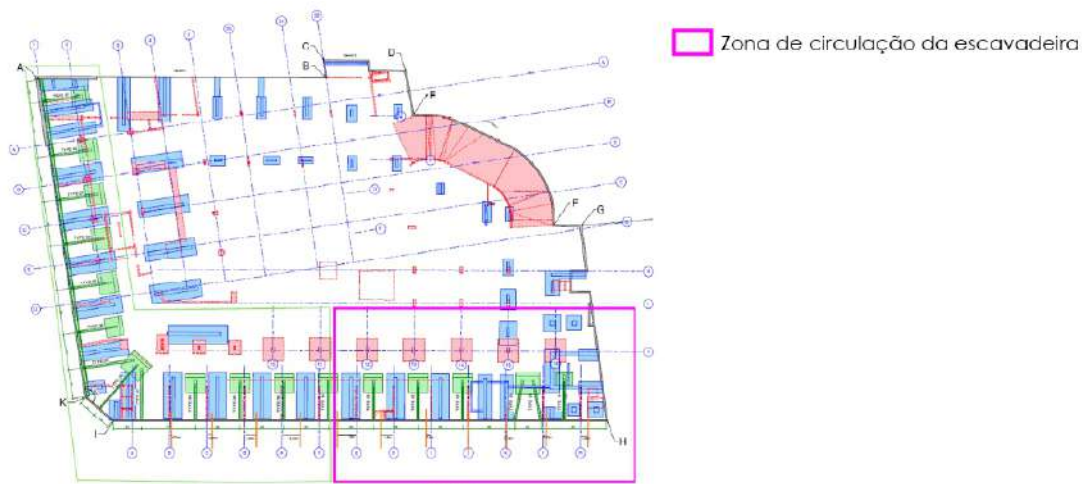
Remblais : $K_{a1} = 0.4$ ($\Phi = 25^\circ$); $\gamma_1 = 20$ kN/m³

Areias de Beauchamp : $K_{a2} = 0.33$ ($\Phi = 25^\circ$); $\gamma_2 = 20$ kN/m³



2.1.3 Zona de circulação

A imagem abaixo mostra a área por onde uma escavadeira de demolição deve passar. Esta carga será levada em conta em nossos cálculos como uma sobrecarga de 20kPa.



2.1.4 Sobrecarga no contorno

O edifício é adjacente a dois outros edifícios com 3 e 5 níveis de subsolo, como mostrado na imagem abaixo.

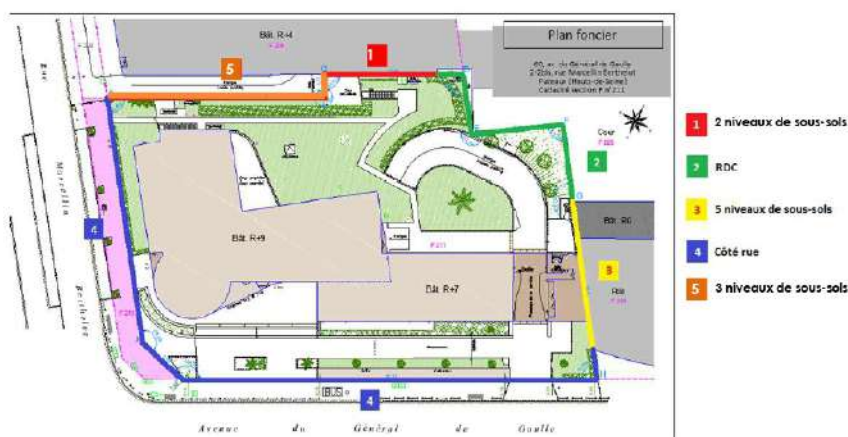


Figura 4: Vizinhança

As informações abaixo devem ser confirmadas no local e atualizadas nesta nota, se necessário. Com base nas informações descritas na figura acima, as cargas a serem consideradas para o cálculo do sistema de escaramento são as seguintes:

- Para o lado 1 que está em contato com um subsolo de menor profundidade que o de nosso edifício (ref. Plano de acomodação - índice B de 17/12/2021):
Será aplicada uma pressão do solo a partir do segundo subsolo do prédio vizinho e uma sobrecarga de 1kPa onde não há presença de terra devido à decompressão gerada pela demolição.



Nota de hipóteses gerais

- Para o lado 3 que está em contato com um subsolo de profundidade maior ou igual à de nosso edifício com a presença de uma possível faixa de solo entre as duas paredes do subsolo: Consideramos a pressão de terra em 3 níveis (este esforço pode ser reduzido a um esforço uniforme de 1 kPa no caso em que a faixa de terra entre as duas paredes não exista).
- Para os lados que se encontram diretamente na rua ou em espaços abertos (costas 2 e 4): Uma pressão do solo será aplicado a partir do piso térreo com uma sobretaxa de operação vertical igual a 20 kPa (escavadeira).
- Para o lado 5, que está em contato com um subsolo de menor profundidade que o de nosso edifício (ref. Plano de acomodação - índice B de 17/12/2021): É considerado um sistema de escoramento clássico.

Tabela recapitulativa:

Identificação da área na Figura 4	Pressão horizontal a ser considerada	Sobrecarga vertical a considerar sobre o solo
1	Pressão do solo sobre 1 nível	1 kPa
2	Pressão do solo sobre 1 níveis	1 kPa
3	Pressão da faixa de solo sobre os 3 níveis	1 kPa
4	Pressão do solo sobre 3 andares	20 kPa
5	Pressão do solo sobre 0,77 m	1 kPa

Nota:

A sobretaxa de 20 kPa considerada é uma sobretaxa equivalente à sobretaxa de uma escavadeira de demolição que poderia ser encontrada nas proximidades das paredes concretadas.



3. HIPOTHESES DE CALCULO

3.1. Concreto

Resistência mínima: **C25/30**
 Classe de exposição : **XC2**
 Limite de abertura de fissura: **0.3 mm**

3.1.1 Disposições comuns

Conforme a ELU, a resistência de cálculo do concreto considerada é igual a:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} * \frac{f_{ck}}{\gamma_c}, \text{ avec}$$

$\alpha_{cc} = 1.00$

$\gamma_c = 1.5$ em situação durável e transitória

$\gamma_c = 1.2$ em situação accidental

3.2. Aço das armaduras

Classe : min. B
 Resistência característica 500 MPa, FeE500
 Diâmetro $\phi_{acier} \leq 20\text{mm}$

Os limites de tensão em aços HA são os seguintes:

ELU fundamental $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$

ELU accidental $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.00} = 500 \text{ MPa}$

ELS característica $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

3.3. Cobrimento das armaduras para as fundações

Vida útil da obra:	menos de 25 anos
Classe de resistência do concreto:	C25/30
Classe de exposição:	XC2
Classe estrutural:	S4
Modificação da classe estrutural recomendada:	S3 (minoração de 1 classe)
Cobrimento mínimo/aderência	$c_{min,b} = \phi_{acier} = 20 \text{ mm}$
Cobrimento mínimo/durabilidade	$c_{min,dur} = 20\text{mm}$
$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur}\}$	$c_{min} = 20\text{mm}$
Tolerância por variações de execução (ΔC_{dev})	$\Delta C_{dev} = 10\text{mm}$
Cobrimento nominal $C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev}$	$C_{nom} = 30\text{mm}$

3.4. Aço estrutural

Para o esqueleto principal:

- Escoras inclinadas : Classe S235
- Vigas de ligação: Classe S235

Para as conexões :

- Parafusos de ancoragem: Classe 5.6; 6.6 ou 8.8.
- Parafusos galvanizados: Classe 8.8

3.5. Hipóteses geotécnicas

A tensão admissível do solo a ser considerada é a descrita na nota geotécnica G2 PRO e é igual a:

q_{ELS} = 7 bars



4. CRITERIOS DE DIMENSIONAMENTO

4.1. Crêterios de resistência

C culo das barras

Os vários elementos serão justificados com relação   resistência das seções transversais, bem como os fen menos de instabilidade (encurvamento, inclinação, deformação) de acordo com a norma NF EN 1993-1-1.

Concepção das conexões

Os fixadores são dimensionados de acordo com os seguintes documentos de referência:

- C culo de conexões EN 1993-1-8.

4.2. Crêterios de deformação máxima (ELS)

Deslocamentos verticais (flexão das vigas): $L/200$ sob combinações normativas.

Deslocamentos horizontais no topo da parede: $H/150$ sob combinações normativas.

4.3. Estudos técnicos

O cáculo será realizado com o software de cáculo Robot Análise Estrutural, Graitec Advance Design e planilhas Excel.

**APÊNDICE 2 – Nota de cálculo 2: Verificação da possibilidade de
circulação do maquinário sobre o telhado**

**Verificação da possibilidade do maquinário de demolição poder transitar
sobre a laje do telhado, Ocupando 23 páginas**

Nota Técnica



ÎLE-DE-FRANCE
 NORMANDIE
 Direction Technique et du Développement
 Service Calculs et expertises
 6, rue Galilée
 78140 Guyancourt

Dossier : LILO Puteaux		Difusão :	
			Cédric DUMONT
Assunto :	Verificação da possibilidade de circulação do maquinário sobre o telhado	Cópia :	
			Pierre KARAA
			Philippe PELLEVOISIN
Maitre d'Ouvrage : NEXITY SEERI 60 Avenue du Général Gaulle Puteaux (92)		Redigida por :	Bernardo COBALCHINI LASSEN
		Verificador	Ramzi HIDAR
		Aprovador(es) :	Pierre KARAA
		Email :	bernardo.cobalchinilassen@colas.com
		Data :	28/04/2022
		Referencia :	PRMS_BRNL_EXE_21004_NDC_005
		Indice :	A



Sumário

MODIFICAÇÕES	3
1. APRESENTAÇÃO GERAL	4
1.1. OBJETIVO DA NOTA	4
1.2. APRESENTAÇÃO DO PROJETO	4
1.3. LOCALIZAÇÃO DO EDIFÍCIO	4
1.4. DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA	5
1.5. NORMAS UTILIZADAS	5
2. HIPÓTESES DE CÁLCULO	8
2.1. HIPÓTESES DAS VERIFICAÇÕES	8
2.2. AÇÕES VARIÁVEIS	8
2.2.1 Ações variáveis	8
2.2.2 Carga do maquinário	8
3. VERIFICAÇÃO DA CAPACIDADE PORTANTE DA LAJE	9
3.1. MODELO DE CÁLCULO	9
3.2. RESULTADOS	10
3.2.1 Laje sob o efeito de uma ação variável uniforme de 250 kg/m ²	10
3.2.2 Laje sob efeito da escavadeira	12
3.2.3 Laje sob a carga de uma Brokk170	14
3.2.4 Laje sob efeito de um bobcat S70	16
3.2.5 Resumo	18
4. CONCLUSÃO	19
5. ANEXO: DOCUMENTOS TÉCNICOS DO MAQUINÁRIO	20

Figuras

Figura 1 : Vista de satélite (extraída : Google Maps)	4
Figura 2 : Zona da laje estudada	9
Figura 3 : Modelo digital	9
Figura 4 : Momento fletor sob efeito de uma ação variável de 250 Kg/m ² (ELU)	10
Figura 5 : Esforço cisalhante sob efeito de uma ação variável de 250 Kg/m ² (ELU)	11
Figura 6 : Momento causado pela mini-escavadeira 1.5T Salli (ELS)	12
Figura 7 : Esforço cisalhante mini-escavadeira 1.5T Salli (ELS)	13
Figura 8 : Momento fletor causado pela Brokk170(ELS)	14
Figura 9 : Esforço cisalhante causado pela Brokk 170 (ELS)	15
Figura 10 : Momento fletor causado pelo bobcat S70 (ELS)	16
Figura 11 : Esforço cisalhante causado pelo bobcat S70 (ELS)	17



1. APRESENTAÇÃO GERAL

1.1. Objetivo da nota

O objetivo deste documento é verificar a capacidade de carga da laje do telhado do edifício situado na Avenue du Général de Gaulle para permitir a circulação do equipamento de demolição.

1.2. Apresentação do projeto

Como parte do projeto "Résidence ILO" em Puteaux, a Nexity deseja incluir sua operação em uma abordagem ambiental e na certificação NF Habitat.

O projeto consiste na desconstrução parcial dos dois edifícios no local, R+7 e R+9, com 3 subsolos compartilhados para a construção de um novo edifício R+11.

1.3. Localização do edifício

O local está localizado na 60 Avenue Du General De Gaulle, em Puteaux, limitado por :

- Para o Norte: prédio vizinho
- Para o sul: Avenue du General de Gaulle
- Ao oeste: Rue Marcelin Berthelot
- Para o leste: prédio vizinho

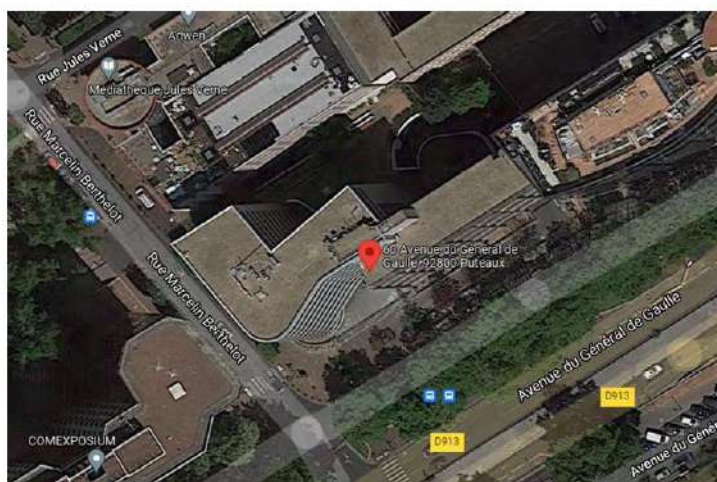


Figura 1 : Vista de satélite (extraída : Google Maps)



1.4. Documentos de referência

Os estudos serão realizados de acordo com os documentos de referência listados abaixo:

- Diagnostic Structurel - IN 21 0465 - ESIRIS IDF ING
- Rapport G2 AVP
- Carnet des plans projet
- Analyses de site – NF HABITAT HQE -QIOS
- Plans d'archives
- Rapport G2 PRO ind 0 datant du 10 sep 2021 (Entreprise ROC SOL)
- Procès-verbal d'essais ESP.END.003 vérification périodique le 20/10/2020
- Plan des Héberges indice B – Dossier : 20 0465
- Plan des fondations provisoire – MOVPI
- Diagnostic Structurel indice B– ED-STR 22.0023- ESIRIS IDF E-D

Tradução livre:

- Diagnóstico estrutural - IN 21 0465 - ESIRIS IDF ING
- Relatório geotécnico G2 AVP
- Livro do plano do projeto
- Análise do site - NF HABITAT HQE -QIOS
- Planos de arquivo
- Relatório geotécnico G2 PRO ind 0 de 10 set 2021 (Empresa ROC SOL)
- Relatório de ensaios ESP.END.003 verificação periódica em 20/10/2020
- Plano do índice de alojamentos B - Arquivo: 20 0465
- Plano de fundação provisório - MOVPI
- Diagnóstico estrutural índice B- ED-STR 22.0023- ESIRIS IDF E-D

1.5. Normas utilizadas

As estruturas necessárias para a demolição são projetadas e dimensionadas de acordo com os regulamentos EUROCODES, conforme emendas detalhadas neste documento.

Eurocode 0 – Base de cálculo de estruturas

NF EN 1990	Eurocodes structureaux. Bases de calcul des structures (P 06-100-1)	20 mars 2003
NF P 06-100-1 et -2	Eurocodes structureaux. Bases de calcul des structures. Annexe nationale à la NF EN 1990 (P 06-100-2)	5 juillet 2006

Emenda A1 (Anexo A2 sobre o cálculo das pontes) e seu anexo nacional :

NF EN 1990/A1	Eurocodes. Bases de calcul des structures. Amendement A1 (P 06-100-1/A1) ^o .	5 juillet 2006
NF EN 1990/A1/NA	Eurocodes Bases de calcul des structures. Annexe nationale à la NF EN 1990/A1 (P 06-100-1/A1/NA)	14 décembre 2007

Eurocode 1 – Ações sobre as estruturas :

NF EN 1991-1-1	Eurocode 1. Actions sur les structures.	20 mars 2003
NF P 06111-2	Partie 1.1. Actions générales. Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments (P 06111-1) Annexe nationale à l'EN 1991-1-1 (P 06 111-2)	5 juin 2004
NF EN 1991-1-2	Eurocode 1. Actions sur les structures.	5 juillet 2003
NF EN 1991-1-	Partie 1.2. Actions générales. Actions sur les structures exposées au feu (P	



2/NA	06112-1) Annexe nationale à la NF EN 1991-1-2 (P 06112-2)	20 février 2007
NF EN 1991-1-3 NF EN 1991-1-3/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 1.3. Actions générales. Charges de neige (P 06113-1) Annexe nationale à la NF EN 1991-1-3 (P 06113-1/NA)	5 avril 2004 20 mai 2007
NF EN 1991-1-4 NF EN 1991-1-4/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 1.4. Actions générales. Actions du vent (P 06114-1) Annexe nationale à la NF EN 1991-1-4 (P 06114-1/NA).	5 novembre 2005 27 mars 2008
NF EN 1991-1-5 NF EN 1991-1-5/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 1.5. Actions générales. Actions thermiques (P 06115-1) Annexe nationale à la NF EN 1991-1-5 (P 06115-1/NA)	20 novembre 2005 25 mars 2009
NF EN 1991-1-7 NF EN 1991-1-7/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 1.7. Actions générales. Actions accidentelles (P 06117) Annexe nationale à la NF EN 1991-1-7 (P21711-1/A1)	20 février 2007 6 septembre 2008
NF EN 1991-2 NF EN 1991-2/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 2. Actions sur les ponts dues au trafic (P 06120-1) Annexe nationale à la NF EN 1991-2 (P 06120-1/NA)	5 mars 2004 13 mars 2008
NF EN 1991-3 NF EN 1991-3/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 3. Actions induites par les appareils de levage et les machines (P 06130) Annexe nationale à la NF EN 1991-3 (P 06130/NA)	20 avril 2007 Janvier 2010

Eurocode 2 – Cálculos de estruturas em concreto

NF EN 1992-1-1 NF EN 1992-1-1/NA	Eurocode 2. Calcul des structures en béton. Partie 1.1. Règles générales et règles pour les bâtiments (P18711-1) Annexe nationale à la NF EN 1992-1-1 (P18711-1/NA)	5 octobre 2005 5 mars 2007
NF EN 1992-1-2 NF EN 1992-1-2/NA	Eurocode 2. Calcul des structures en béton. Partie 1.2. Règles générales. Calcul du comportement au feu (P18712-1) Annexe nationale à la NF EN 1992-1-2 (P18712-1/NA)	5 octobre 2005 5 octobre 2007
NF EN 1992-2 NF EN 1992-2/NA	Eurocode 2. Calcul des structures en béton. Partie 2. Ponts en béton. Calcul et dispositions constructives (P18720-1) Annexe nationale à la NF EN 1992-2 (P18720-1/NA)	20 mai 2006 20 avril 2007

As partes usadas do EUROCODE são completadas pelos seguintes documentos:

- Recommandations professionnelles pour l'application de la norme NF EN 1992-1-1 (NF P 18-711-1) et de son annexe nationale (NF P 18-711-1/NA-Eurocode 2, partie 1-1) relatives au calcul des structures en béton (version V17-3 datée de mars 2007) ;
- DTU 13-3 relatif aux dallages (Mars 2005) ;
- DTU 21 relatif à l'exécution des travaux en béton ;
- BAEL 91 révisée 99, pour les sujets non traités par les Eurocodes ;
- BPEL 99, Fascicule n° 62 - Titre I - Section II pour les sujets non traités par les Eurocodes ;

**Eurocode 3 – Calculo de estruturas em aço:**

NF EN 1993 1-1	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.1 : règles générales et règles pour les bâtiments (P 22-311-1) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-1 (P 22-311-1/NA)	20 octobre 2005 20 mai 2007
NF EN 1993 1-5	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.5 : Plaques planes. (P22-315) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-5 (P 22-315/NA)	20 mars 2007 26 octobre 2007
NF EN 1993 1-6	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.6 : Résistance et stabilité des structures en coques (P22-316) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-6(P22-316/NA)	20 juillet 2007 7 mai 2010
NF EN 1993 1-8	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.8 : Calcul des assemblages (P 22-318-1) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-8 (P 22-318-1/NA)	5 décembre 2005 20 juillet 2007
NF EN 1993 1-10	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.10 : Choix des qualités d'acier(P 22-380-1) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-10(P 22-380-1/NA)	5 décembre 2005 20 avril 2007
NF EN 1993 1-11	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.11 : Calcul de structures à câbles ou éléments tendus (P 22-381) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-11 (P 22-381/NA)	20 avril 2007 21 décembre 2007

Eurocode 7 – Cálculos geotécnicos :

NF EN 1997-1	Eurocode 7. Calcul géotechnique. Partie 1. Règles générales (P94251-1)	20 juin 2005
NF EN 1997-1/NA	Annexe nationale à la NF EN 1997-1 (P94251-1/NA)	20 septembre 2006

As partes usadas do EUROCODE são completadas pelos seguintes documentos:

- Norme NF P 94-261 (Juin 2013) – Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations superficielles.
- Norme NF P 94-262 (Juillet 2012) – Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations Profondes
- Norme NF P 94-281 (Avril 2014) – Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Ouvrages de soutènement – Murs
- Norme NF P 94-282 (Mars 2009) – Calcul géotechnique – Ouvrages de soutènement – écrans
- DTU 13.11 : Fondations superficielles
- DTU 13.12 : Règles pour le calcul des fondations superficielles



2. HIPOTETES DE CALCULO

2.1. Hipóteses das verificações

O objetivo do cálculo é comparar a carga admissível da laje com a sobrecarga aplicada pelas máquinas durante a fase de demolição.

A laje modelada sob o software Robot será primeiramente estudada sob a ação variável de projeto (vida útil da estrutura); depois, em uma segunda fase, sob carga das máquinas. A comparação das tensões sob os dois casos de carga nos permitirá concluir se é ou não possível utilizar a laje para a circulação das máquinas de demolição.

2.2. Ações variáveis

2.2.1 Ações variáveis

A carga operacional projetada é de 250 kg/m² padrão para um piso de escritório.

2.2.2 Carga do maquinário

As cargas devidas às máquinas serão consideradas como cargas variáveis de acordo com o Eurocode 0.

Três máquinas são utilizadas para os trabalhos de demolição:

- **Mini Escavadeira 1,5 T sobre trilhos SALTI**

O peso da escavadeira é de aproximadamente 1,59 toneladas e está distribuído em dois trilhos com uma superfície de contato de aproximadamente 1,24 m x 0,23 m. A distância central das duas pistas é de 0,75m. A força aplicada por cada pista no piso é de cerca de 28 kN/m².

- **Bobcat S70**

O Bobcat S70 pesa aproximadamente 1,3 toneladas e está distribuído em 4 rodas. A distância do centro da roda é de 0,75 m longitudinalmente e 0,72 m transversalmente. A força pontual transmitida por roda é de 3,17 kN.

- **Brokk 170 sobre trilhos e 4 pés**

O Brokk 170 pesa aproximadamente 1,85 toneladas e está distribuído em duas esteiras com uma área de contato de aproximadamente 1,66 m x 0,25 m. A distância entre as duas esteiras é de 0,53m. A força aplicada por cada esteira ao piso é de aproximadamente 22,3 kN/m². Quando o Brokk está descansando sobre os 4 pés, a força pontual transmitida por pé é de 4,63 kN.

3. VERIFICAÇÃO DA CAPACIDADE PORTANTE DA LAJE

3.1. Modelo de cálculo

Nós modelizamos a zona da laje definida aqui abaixo:



Figura 2 : Zona da laje estudada

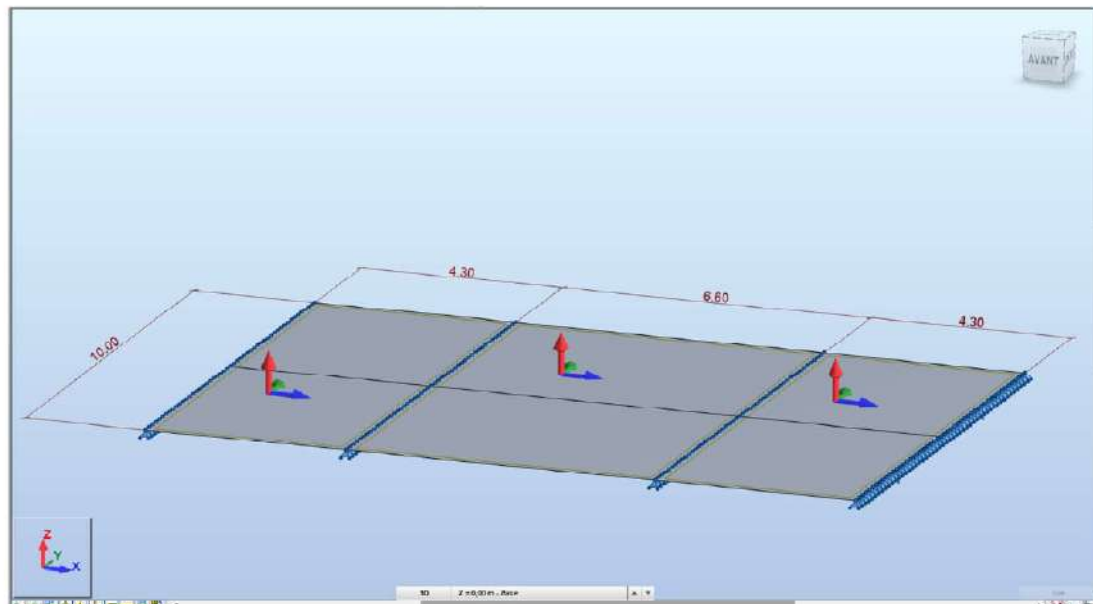


Figura 3 : Modelo digital



3.2. Resultados

3.2.1 Laje sob o efeito de uma ação variável uniforme de 250 kg/m²

4 casos considerados para o envelope:

- Carga apenas entre as duas vigas mais à esquerda (compartimento 1)
- Carga apenas no vão central (compartimento 2)
- Carga apenas entre as vigas mais a direita (compartimento 3)
- Carga sobre toda estrutura

Momento fletor (envelope)

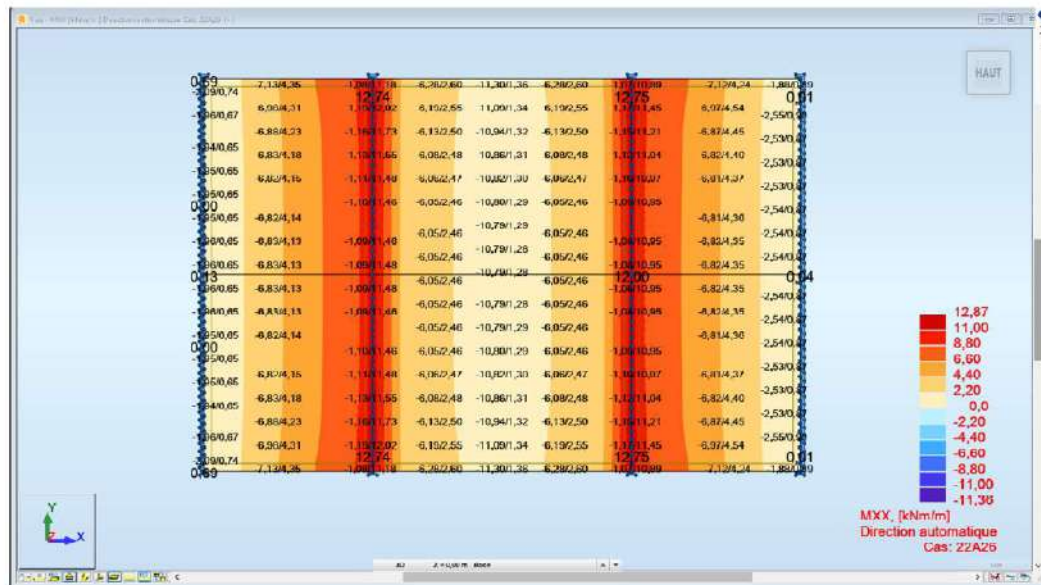


Figura 4 : Momento fletor sob efeito de uma ação variável de 250 Kg/m² (ELU)

Nós destacamos: $M_{yy1} = -6.83$ kN.m no meio dos compartimentos 1 e 3 ; $M_{yy2} = -10.79$ kN.m no meio do compartimento 2.



Circulação de maquinário sob laje

— Esforço cisalhante

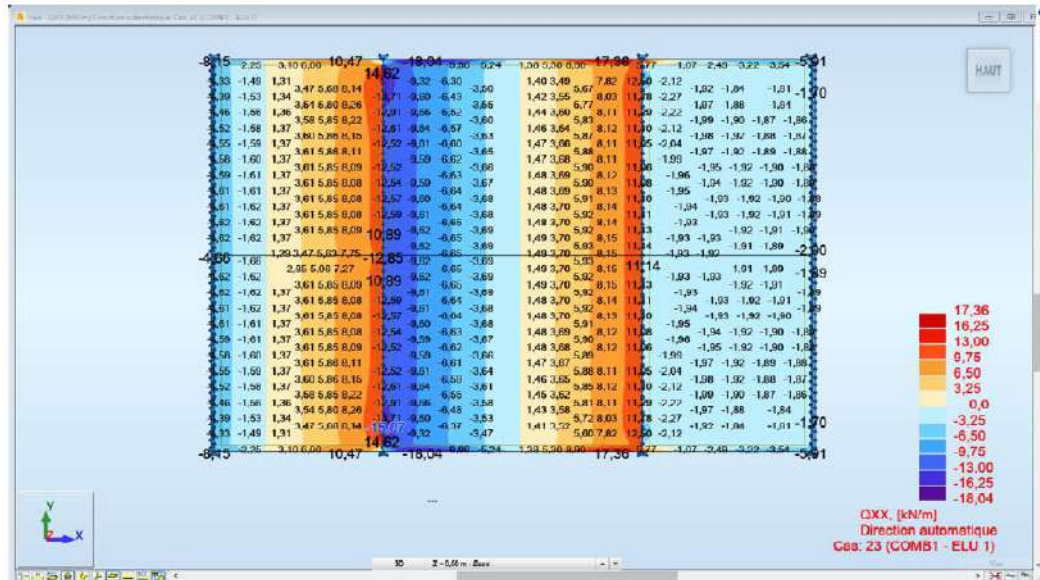


Figura 5 : Esforço cisalhante sob efeito de uma ação variável de 250 Kg/m² (ELU)

Esforço cisalhante máximo de aproximadamente 12.85 kN.



3.2.2 Laje sob efeito da escavadeira

– Momento fletor (envelope)

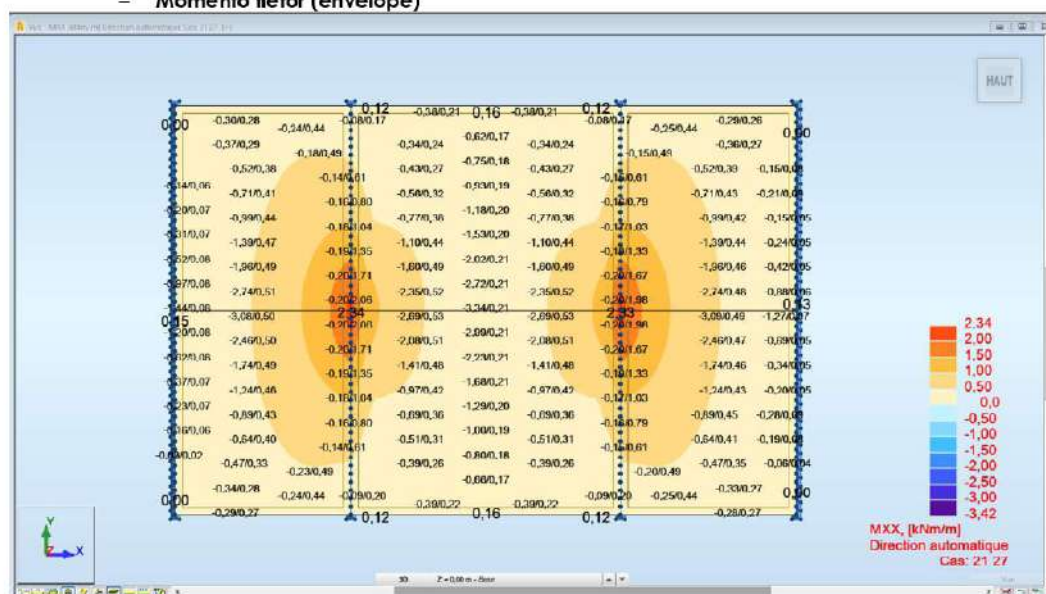


Figura 6 : Momento causado pela mini-escavadeira 1.5T Salti (ELS)

Nós destacamos: $M_{yy1} = -3,08 \text{ kN.m}$ no centro do compartimento 1 e 3 ; $M_{yy1} = -3,34 \text{ kN.m}$ no centro do compartimento 2.

Para este envelope de cargas foi utilizado uma carga rolante com as mesmas dimensões e carga da mini-escavadeira. Esta carga foi passada sobre a estrutura conforme o eixo horizontal no centro da laje e na diagonal entre as extremidades.

– Esforço cisalhante (envelope)

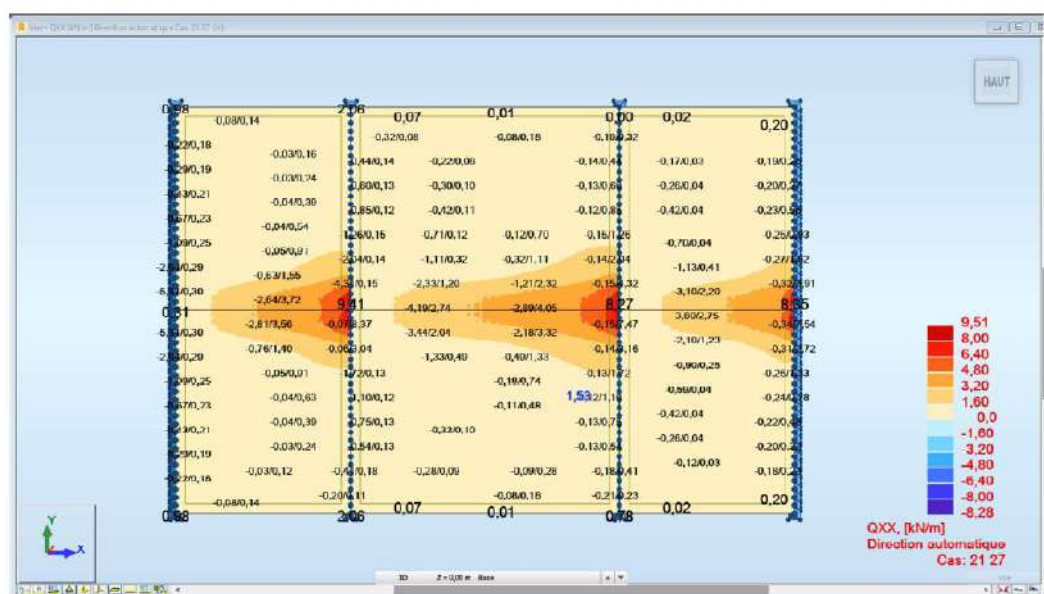


Figura 7 : Esforço cisalhante mini-escavadeira 1.5T Salli (ELS)

O esforço cisalhante máximo é de aproximadamente 9,51 kN.



3.2.3 Laje sob a carga de uma Brokk170
 – Momento fletor (envelope)

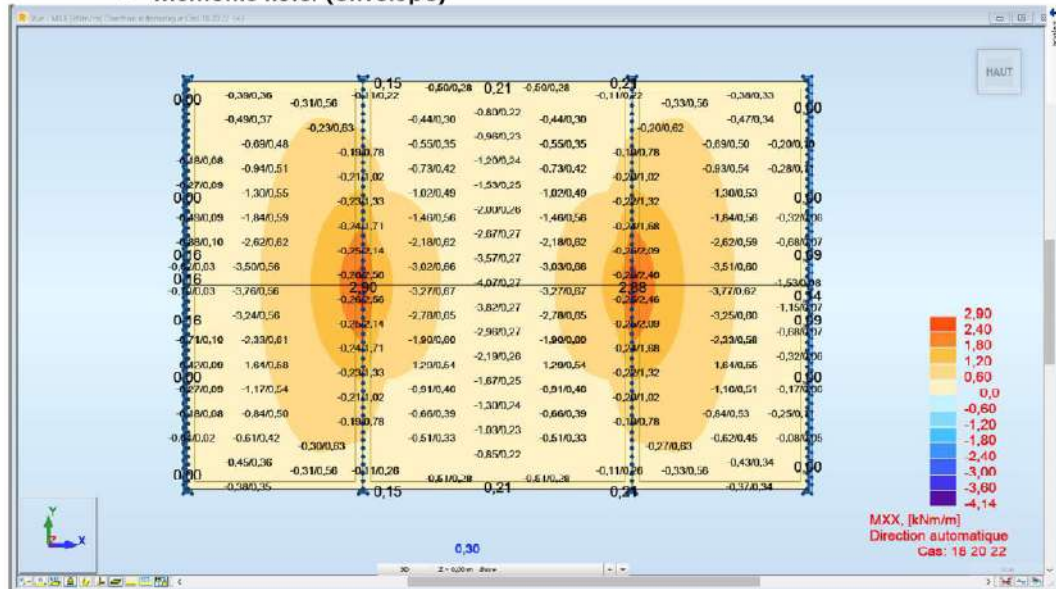


Figura 8 : Momento fletor causado pela Brokk170(ELS)

Nós destacamos: $M_{yy1} = -3.76$ kN.m no meio do compartimento 1 e 3 ; $M_{yy2} = -4.07$ kN.m no meio do compartimento 2.

- Esforço cisalhante (enveloppe)

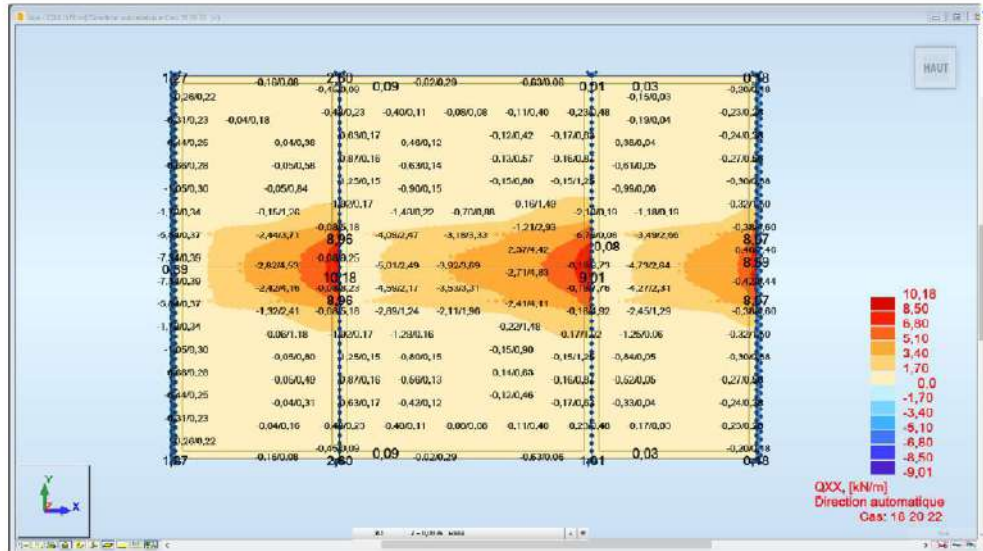


Figura 9: Esforço cisalhante causado pela Brokk 170 (ELS)

O esforço cisalhante máximo é de aproximadamente 10,18 kN.



3.2.4 Laje sob efeito de um bobcat S70
 – Momento fletor (envelope)

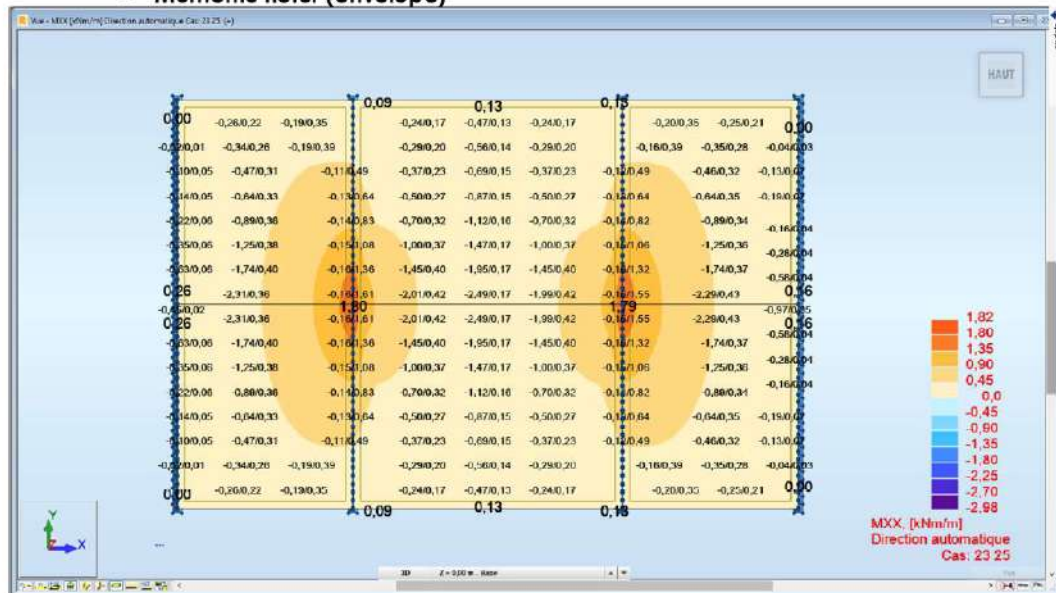


Figura 10 : Momento fletor causado pelo bobcat S70 (ELS)

Nós destacamos: $M_{yy1} = -2,31$ kN.m no centro do compartimento 1 e 3; $M_{yy2} = -2,49$ kN.m no centro do compartimento 2.



Circulação de maquinário sob laje

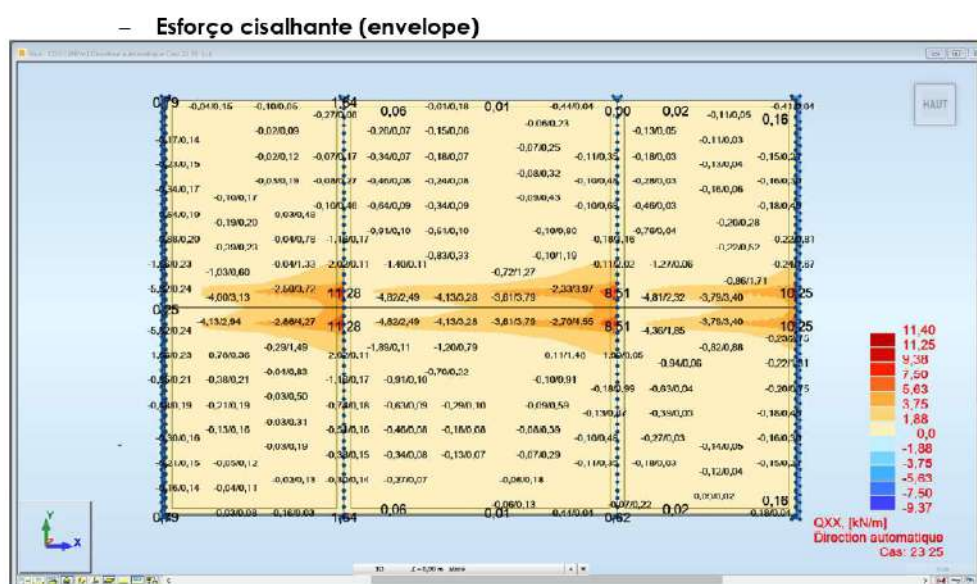


Figura 11 : Esforço cisalhante causado pelo bobcat S70 (ELS)

Esforço cisalhante máximo de aproximadamente 11,40 kN.



Circulação de maquinário sob laje

3.2.5 Resumo

	Momento fletor M_{yy1} (kN.m)	Momento fletor M_{yy2} (kN.m)	Esforço cisalhante (kN)
Ação variável 2.5 t/m²	6,83	10,79	12,85
Mini escavadora 1.5T Salfi	3,08	3,34	9,51
Bobcat 570	2,31	2,49	11,40
Brokk 170	3,76	4,07	10,18

Tabela 1 : Solicitações sob diferentes casos de carga

Constatamos que as solicitações devido ao maquinário de demolição restam inferiores aos esforços devido às ações variáveis consideradas em projeto.



Circulação de maquinário sob laje.

4. CONCLUSAO

A circulação do maquinário de demolição citada e estudada precedentemente é considerada válida sobre a laje do telhado da edificação.



5. ANEXO: DOCUMENTOS TÉCNICOS DO MAQUINÁRIO



S70 Chargeuses Caractéristiques

Performances

Charge de buccole mont. (ISO 14307-1)	686 kg
Capacité de charge nominale (ISO 14397-1)	344 kg
Débit de la pompe	37,00 L/min
Pression max. aux raccords rapides	22,7 MPa
Vitesse de déplacement max. (petite vitesse)	9,8 km/h

Moteur

Marque / Modèle	Kubota / D1005-E4B-9C-3
Carburant	Diesel
Réfrigérant	Liquide
Puissance à 2400 tr/min	17,5 kW
Couple à 1425 tr/min (SAE J1995, bar)	62,8 Nm
Nombre de cylindres	3
Cylindrée	1001 cm ³
Réservoir de carburant	24,60 L

Poids

Poids en ordre de marche	1258 kg
Poids à l'expédition	1109 kg

Commandes

Direction	Direction et vitesse commandées par deux leviers
Fonction de levage et de cageage	Pédales séparées
Circuit auxiliaire avant (standard)	Déplacement latéral du levier de direction droit

Entrainement

Transmission	Pompes à pistons hydrostatiques en tandem, vannes à l'infini, alimentant deux moteurs d'entraînement hydrostatiques entièrement réversibles
--------------	---

Équipement de série

Boutons de préchauffage activés automatiquement	Cabine de l'opérateur 1
Chassis Bob-Tach™	Frein de stationnement
Dépoussoir de ventilation Bobcat (RICS)	Fer à bras arrière et de toit
Auxiliaire hydraulique avant	Ceinture de sécurité
Siège à suspension	Arceau de sécurité
Instruments	Silencieux pare-ébréoles
Dépoussoir d'arbre à bras de levage	Certification CE
Phare droit 23 x 5,70-12,4 plus	Garantie 24 mois ou 2200 heures (à la première échéance)
Phare de fonctionnement avant et arrière	

1 : Si une option de protection contre le retournement (ROPS) conforme aux normes SAE J1038 et ISO 1471.

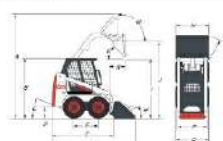
Options

Cabine d'opérateur Deluxe avec chauffage	Alarme de recul
Phare usage intensif 23 x 8,50-12,6 plus	

Environnement

Pression acoustique LpA (90/37 et 474-1)	66 dB(A)
Marge d'échappement pression acoustique LpA	2,5
Puissance sonore LwA (Directive UE 2000/14/CE)	97 dB(A)
Marge d'échappement puissance sonore LwA	
Vibrations globales du corps (ISO 2631-1)	1,29 ms ⁻²
Marge d'échappement vibrations globales du corps	
Vibrations main / bras (ISO 5349-1)	1,54 ms ⁻²
Marge d'échappement vibrations transmises par la main	

Dimensions



(A)	3051,0 mm	(J)	2399,0 mm
(B)	1614,0 mm	(K)	400,0 mm
(C)	25,0°	(L)	36,0°
(D)	141,0 mm	(M)	97,0°
(E)	722,0 mm	(N)	914,0 mm
(F)	1925,0 mm	(O)	1557,0 mm
(G)	2472,0 mm	(P)	752,0 mm
(H)	22,0°	(Q)	801,0 mm
(I)	1934,0 mm		

Accessoires

Accessoires pour bouches à palettes	Cadets de terrassement
Accessoires pour manèges hydrauliques	Codet universel (GP)
Accessoires pour tondeuses	Drappons détachés
Balayeuses à godet	Grappins industriels
Collecteur	Lames de nettoyage
Relèveuses orientables	Manèges
Cultivateurs rotatifs	Râbles égalisateurs
Desneigeuses	Râbles motorisés
Foreuses	Tanneaux
Fourches à palettes standard	Tombeaux
Fourches utilitaires	



Circulação de maquinário sob laje

MINI - PELLE
1.5 T
SALTI
SV 16

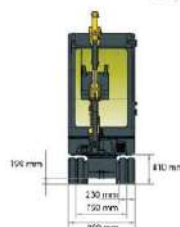
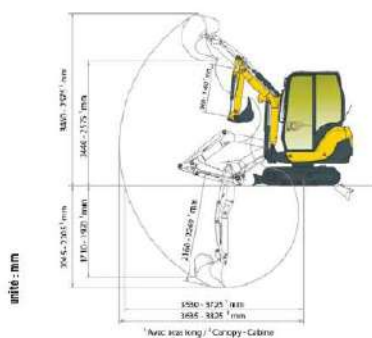
	Profondeur fouille	2.16 m
	Force de cavage	1400 kgf
	Portée maxi	3.64 m
	Poids du matériel	1.59 t


CARACTÉRISTIQUES

Constructeur	AMMANN (YANMAR)
Modèle	SV 16
Moteur	YANMAR 3TNV7D-XEVA2
Puissance	16,5 CV
Carburant	GNR
Capacité du réservoir	24,5 L
Cabine	Non, canopy
Dimensions (L x l x h)	3,45 x 0,98 x 2,24 m
Type de godet	Retro 200 300 curage 1000
Pente maximum	30°

+PRODUITS

- Idéale pour les travaux urbains et paysager (pas besoin de bloquer les 2 voies de circulation)
- peut être transportée avec ses accessoires sur une remorque
- Le circuit hydraulique est caractérisé par la répartition proportionnelle des débits qui garantit précision, couple, puissance et simultanéité parfaite des mouvements
- Contrôle de la zone de travail ainsi que les abords de la machine sans se déplacer du siège
- Interface digitale qui informe en temps réel sur l'état de la machine
- Canopy conforme aux normes FOPS1 et TOPS
- Ligne BRH
- Clapets de sécurité



SL MP 1T

CBR 170724

Document non contractuel



Circulação de maquinário sob laje

<p>Tekniska data</p> <p>Hjertoelutrustning i likström och för stabilisering av tryck. Färdig utrustad för jordbruk.</p> <p>Prestanda</p> <p>Standardiserad arbetshastighet: 2,1 km/h Stanningshastighet: 0,26 km/h</p> <p>Hydraulsystem</p> <p>Tryckstyrning: 85 l/min Tryckstyrning: 21 MPa Pumpflöde: 50 l/min 60 l/min</p> <p>Elsystem</p> <p>Tryckstyrning: 24 l/min 60 A 60 A Rekommenderad minsta effekt: 1000 VA</p> <p>Styrsystem</p> <p>Styrning: 1000 VA 2000 VA 2000 VA</p> <p>Wiktuppgifter</p> <p>Vikt: 1600 kg 1600 kg 1600 kg</p> <p>Balkarna</p> <p>1,70 m x 1,70 m x 1,70 m 1,70 m x 1,70 m x 1,70 m 1,70 m x 1,70 m x 1,70 m</p> <p>* Enligt tekniska data *</p> <p>Technische Daten</p> <p>Hjertoelutrustung in Gleichstrom für Stabilisierung des Drucks. Fertige Ausrüstung für den Landbau.</p> <p>Leistung</p> <p>Standardisierte Arbeitsgeschwindigkeit: 2,1 km/h Stillstandsgeschwindigkeit: 0,26 km/h</p> <p>Hydraulisches System</p> <p>Drucksteuerung: 85 l/min Drucksteuerung: 21 MPa Förderleistung: 50 l/min 60 l/min</p> <p>Energiesystem</p> <p>Drucksteuerung: 24 l/min 60 A 60 A Empfohlene Mindestleistung: 1000 VA</p> <p>Steuerungssystem</p> <p>Steuerung: 1000 VA 2000 VA 2000 VA</p> <p>Gewichte</p> <p>Gewicht: 1600 kg 1600 kg 1600 kg</p> <p>Abmessungen</p> <p>1,70 m x 1,70 m x 1,70 m 1,70 m x 1,70 m x 1,70 m 1,70 m x 1,70 m x 1,70 m</p> <p>* Daten nach technischen Daten *</p>	<p>Technical Data</p> <p>Hjertoelutrustning i likström och för stabilisering av tryck. Färdig utrustad för jordbruk.</p> <p>Performance</p> <p>Standardiserad arbetshastighet: 2,1 km/h Stanningshastighet: 0,26 km/h</p> <p>Hydraulic system</p> <p>Tryckstyrning: 85 l/min Tryckstyrning: 21 MPa Pumpflöde: 50 l/min 60 l/min</p> <p>Power system</p> <p>Tryckstyrning: 24 l/min 60 A 60 A Rekommenderad minsta effekt: 1000 VA</p> <p>Control system</p> <p>Styrning: 1000 VA 2000 VA 2000 VA</p> <p>Weight</p> <p>Vikt: 1600 kg 1600 kg 1600 kg</p> <p>Dimensions</p> <p>1,70 m x 1,70 m x 1,70 m 1,70 m x 1,70 m x 1,70 m 1,70 m x 1,70 m x 1,70 m</p> <p>* Data according to technical data *</p> <p>Caractéristiques techniques</p> <p>Hjertoelutrustning i likström och för stabilisering av tryck. Färdig utrustad för jordbruk.</p> <p>Performances</p> <p>Vitesse standardisée: 2,1 km/h Vitesse arrêt: 0,26 km/h</p> <p>Système hydraulique</p> <p>Pression réglée: 85 l/min Pression réglée: 21 MPa Débit: 50 l/min 60 l/min</p> <p>Système de puissance</p> <p>Pression réglée: 24 l/min Puissance: 60 A 60 A Capacité recommandée minimale: 1000 VA</p> <p>Système de commande</p> <p>Commande: 1000 VA 2000 VA 2000 VA</p> <p>Poids</p> <p>Poids: 1600 kg 1600 kg 1600 kg</p> <p>Dimensions</p> <p>1,70 m x 1,70 m x 1,70 m 1,70 m x 1,70 m x 1,70 m 1,70 m x 1,70 m x 1,70 m</p> <p>* Données techniques d'après les données *</p>
--	---

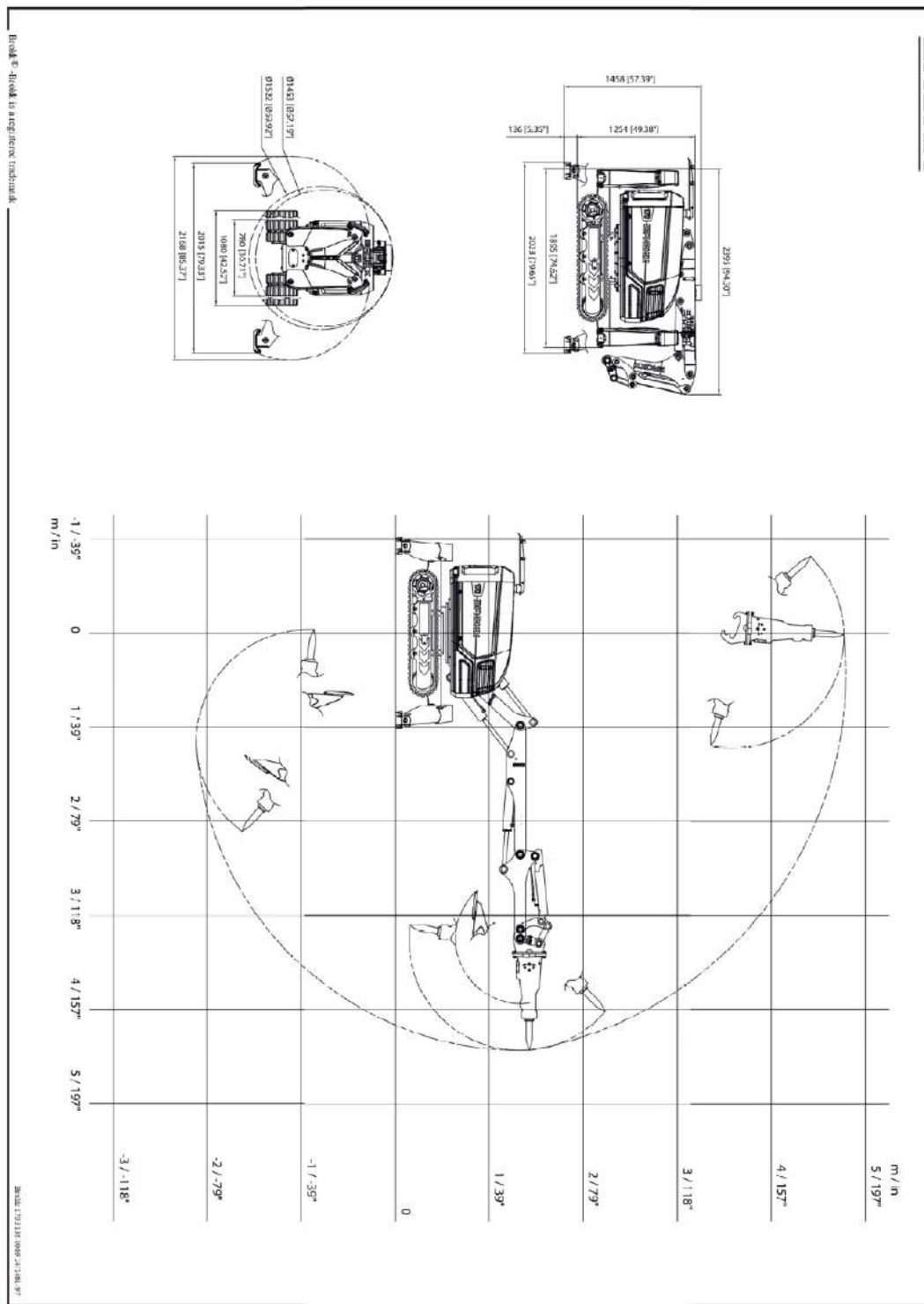
BROKK AB
 P.O. Box 733
 SE-531 27 Skellefteå, SE
 Tel: +46 910 711 800
 Fax: +46 910 711 811
 E-mail: info@brokk.com
 www.brokk.com

Indice : A
 Page : 22/23

Circulação de maquinário sob laje



BROKK®



Brokk® - Brokk is a registered trademark.

ANEXO 17/01/2019 09:09:41 1/48 97°

**APÊNDICE 3 – Nota de cálculo 3: Verificação da possibilidade de
circulação do maquinário sobre os pavimentos tipo**

**Verificação da possibilidade do maquinário de demolição poder transitar
sobre as lajes dos pavimentos tipo, Ocupando 24 páginas**

Nota Técnica



ÎLE-DE-FRANCE
 NORMANDIE
 Direction Technique et du Développement
 Service Calculs et expertises
 6, rue Galilée
 78140 Guyancourt

Dossier : LILO Puteaux		Difusão	
			Cédric DUMONT
Assunto :	Verificação da possibilidade de circulação do maquinário sobre os pavimentos tipo	Cópia :	
			Pierre KARAA
			Philippe PELLEVOISIN
Maitre d'Ouvrage : NEXITY SEERI 60 Avenue du Général Gaulle Puteaux (92)		Redigida por :	Hadaré SAWADOGO
		Verificador	Ramzi HIDAR
		Aprovador(es) :	Pierre KARAA
		Email :	Hadare.sawadogo.ext@colas.com
		Data :	14/03/2022
		Referencia :	PRMS_BRNL_EXE_21002_NDC_003
		Indice :	A



Sumário

MODIFICAÇÕES	3
1. APRESENTAÇÃO GERAL	4
1.1. OBJETIVO DA NOTA	4
1.2. APRESENTAÇÃO DO PROJETO	4
1.3. LOCALIZAÇÃO DO EDIFÍCIO	4
1.4. DOCUMENTOS DE REFERENCIA	5
1.5. NORMAS UTILIZADAS	5
2. HYPOTHESES DE CALCUL	8
2.1. PRINCIPE DE VERIFICATION	8
2.2. AÇÕES VARIÁVEIS	8
2.2.1 Ações variáveis	8
2.2.2 Carga do maquinário	8
1. VERIFICAÇÃO DA CAPACIDADE PORTANTE DA LAJE	9
1.1. MODELO DE CÁLCULO	9
1.2. RESULTADOS	10
1.2.1 Laje sob o efeito de uma ação variável uniforme de 250 kg/m ²	10
1.2.2 Laje sob efeito da escavadeira WACKER NEUSON	12
1.2.3 Laje sob efeito de uma carregadeira SHERPA 100 ECO	14
1.2.4 Resumo	16
2. CONCLUSAO	17
3. ANNEXE : NOTICES DOCUMENTOS TÉCNICOS DO MAQUINÁRIO	18

Figuras

Figura 1 : Vista de satélite (extraída : Google Maps)	4
Figura 2 : Zona da laje estudada	9
Figura 3 : Modelo digital	9
Figura 4 : Momento fletor sob efeito de uma ação variável de 250 Kg/m ² (ELU)	10
Figura 5 : Esforço cisalhante sob efeito de uma ação variável de 250 Kg/m ² (ELU)	11
Figura 6 : Momento causado pela escavadeira Wacker neuson	12
Figura 7 : Esforço cisalhante escavadeira Wacker Neuson	13
Figura 8 : Momento fletor causado pelo carregadeira Chargeuse SHERPA 100 ECO	14
Figura 9 : Esforço cisalhante causado pela carregadeira SHERPA 100 ECO	15



MODIFICAÇÕES

Ind.	Data	Autor	Verificador	Aprovador	Modificações	Assunto da modificação
A	18/03/2021	H.S	R.H	P.K.	-	Primeira difusão



1. APRESENTAÇÃO GERAL

1.1. Objetivo da nota

O objetivo deste documento é verificar a capacidade de carga dos pavimentos do edifício situado na Avenue du Général de Gaulle para permitir a circulação do equipamento de demolição.

1.2. Apresentação do projeto

Como parte do projeto "Résidence LILO" em Puteaux, a Nexity deseja incluir sua operação em uma abordagem ambiental e na certificação NF Habitat.

O projeto consiste na desconstrução parcial dos dois edifícios no local, R+7 e R+9, com 3 subsolos compartilhados para a construção de um novo edifício R+11.

1.3. Localização do edifício

O local está localizado na 60 Avenue Du General De Gaulle, em Puteaux, limitado por :

- Para o Norte: prédio vizinho
- Para o sul: Avenue du General de Gaulle
- Ao oeste: Rue Marcelin Berthelot
- Para o leste: prédio vizinho



Figura 1 : Vista de satélite (extraída : Google Maps)



1.4. Documentos de referência

Os estudos serão realizados de acordo com os documentos de referência listados abaixo:

- Diagnostic Structurel - IN 21 0465 - ESIRIS IDF ING
- Rapport G2 AVP
- Carnet des plans projet
- Analyses de site - NF HABITAT HQE -QIOS
- Plans d'archives
- Rapport G2 PRO ind 0 datant du 10 sep 2021 (Entreprise ROC SOL)
- Procès-verbal d'essais ESP.END.003 vérification périodique le 20/10/2020
- Plan des Héberges indice B - Dossier : 20 0465
- Plan des fondations provisoire - MOVPI
- Diagnostic Structurel indice B- ED-STR 22.0023- ESIRIS IDF E-D

Tradução livre:

- Diagnóstico estrutural - IN 21 0465 - ESIRIS IDF ING
- Relatório geotécnico G2 AVP
- Livro do plano do projeto
- Análise do site - NF HABITAT HQE -QIOS
- Planos de arquivo
- Relatório geotécnico G2 PRO ind 0 de 10 set 2021 (Empresa ROC SOL)
- Relatório de ensaios ESP.END.003 verificação periódica em 20/10/2020
- Plano do índice de alojamentos B - Arquivo: 20 0465
- Plano de fundação provisório - MOVPI
- Diagnóstico estrutural índice B- ED-STR 22.0023- ESIRIS IDF E-D

1.5. Normas utilizadas

As estruturas necessárias para a demolição são projetadas e dimensionadas de acordo com os regulamentos EUROCODES, conforme emendas detalhadas neste documento.

Eurocode 0 – Base de cálculo de estruturas

NF EN 1990	Eurocodes structureaux. Bases de calcul des structures (P 06-100-1)	20 mars 2003
NF P 06-100-1 et -2	Eurocodes structureaux. Bases de calcul des structures. Annexe nationale à la NF EN 1990 (P 06-100-2)	5 juillet 2006

Emenda A1 (Anexo A2 sobre o cálculo das pontes) e seu anexo nacional :

NF EN 1990/A1	Eurocodes. Bases de calcul des structures. Amendement A1 (P 06-100-1/A1) ^o .	5 juillet 2006
NF EN 1990/A1/NA	Eurocodes Bases de calcul des structures. Annexe nationale à la NF EN 1990/A1 (P 06-100-1/A1/NA)	14 décembre 2007

Eurocode 1 – Ações sobre as estruturas :

NF EN 1991-1-1	Eurocode 1. Actions sur les structures.	20 mars 2003
NF P 06111-2	Partie 1.1. Actions générales. Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments (P 06111-1) Annexe nationale à l'EN 1991-1-1 (P 06 111-2)	5 juin 2004
NF EN 1991-1-2	Eurocode 1. Actions sur les structures.	5 juillet 2003
NF EN 1991-1-	Partie 1.2. Actions générales. Actions sur les structures exposées au feu (P	

PRMS_BRNL_EXE_21002_NDC_003

Ni copie, ni diffusion sans autorisation de la Direction Technique de Colas Idfn

Indice : A

Page : 5 / 24



2/NA	06112-1) Annexe nationale à la NF EN 1991-1-2 (P 06112-2)	20 février 2007
NF EN 1991-1-3 NF EN 1991-1-3/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 1.3. Actions générales. Charges de neige (P 06113-1) Annexe nationale à la NF EN 1991-1-3 (P 06113-1/NA)	5 avril 2004 20 mai 2007
NF EN 1991-1-4 NF EN 1991-1-4/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 1.4. Actions générales. Actions du vent (P 06114-1) Annexe nationale à la NF EN 1991-1-4 (P 06114-1/NA).	5 novembre 2005 27 mars 2008
NF EN 1991-1-5 NF EN 1991-1-5/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 1.5. Actions générales. Actions thermiques (P 06115-1) Annexe nationale à la NF EN 1991-1-5 (P 06115-1/NA)	20 novembre 2005 25 mars 2009
NF EN 1991-1-7 NF EN 1991-1-7/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 1.7. Actions générales. Actions accidentelles (P 06117) Annexe nationale à la NF EN 1991-1-7 (P21711-1/A1)	20 février 2007 6 septembre 2008
NF EN 1991-2 NF EN 1991-2/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 2. Actions sur les ponts dues au trafic (P 06120-1) Annexe nationale à la NF EN 1991-2 (P 06120-1/NA)	5 mars 2004 13 mars 2008
NF EN 1991-3 NF EN 1991-3/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 3. Actions induites par les appareils de levage et les machines (P 06130) Annexe nationale à la NF EN 1991-3 (P 06130/NA)	20 avril 2007 Janvier 2010

Eurocode 2 – Cálculos de estruturas em concreto

NF EN 1992-1-1 NF EN 1992-1-1/NA	Eurocode 2. Calcul des structures en béton. Partie 1.1. Règles générales et règles pour les bâtiments (P18711-1) Annexe nationale à la NF EN 1992-1-1 (P18711-1/NA)	5 octobre 2005 5 mars 2007
NF EN 1992-1-2 NF EN 1992-1-2/NA	Eurocode 2. Calcul des structures en béton. Partie 1.2. Règles générales. Calcul du comportement au feu (P18712-1) Annexe nationale à la NF EN 1992-1-2 (P18712-1/NA)	5 octobre 2005 5 octobre 2007
NF EN 1992-2 NF EN 1992-2/NA	Eurocode 2. Calcul des structures en béton. Partie 2. Ponts en béton. Calcul et dispositions constructives (P18720-1) Annexe nationale à la NF EN 1992-2 (P18720-1/NA)	20 mai 2006 20 avril 2007

As partes usadas do EUROCODE são completadas pelos seguintes documentos:

- Recommandations professionnelles pour l'application de la norme NF EN 1992-1-1 (NF P 18-711-1) et de son annexe nationale (NF P 18-711-1/NA-Eurocode 2, partie 1-1) relatives au calcul des structures en béton (version V17-3 datée de mars 2007) ;
- DTU 13-3 relatif aux dallages (Mars 2005) ;
- DTU 21 relatif à l'exécution des travaux en béton ;
- BAEL 91 révisée 99, pour les sujets non traités par les Eurocodes ;
- BPEL 99, Fascicule n° 62 - Titre I - Section II pour les sujets non traités par les Eurocodes ;

**Eurocode 3 – Calculo de estruturas em aço:**

NF EN 1993 1-1	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.1 : règles générales et règles pour les bâtiments (P 22-311-1) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-1 (P 22-311-1/NA)	20 octobre 2005 20 mai 2007
NF EN 1993 1-5	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.5 : Plaques planes. (P22-315) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-5 (P 22-315/NA)	20 mars 2007 26 octobre 2007
NF EN 1993 1-6	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.6 : Résistance et stabilité des structures en coques (P22-316) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-6 (P22-316/NA)	20 juillet 2007 7 mai 2010
NF EN 1993 1-8	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.8 : Calcul des assemblages (P 22-318-1) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-8 (P 22-318-1/NA)	5 décembre 2005 20 juillet 2007
NF EN 1993 1-10	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.10 : Choix des qualités d'acier (P 22-380-1) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-10 (P 22-380-1/NA)	5 décembre 2005 20 avril 2007
NF EN 1993 1-11	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.11 : Calcul de structures à câbles ou éléments tendus (P 22-381) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-11 (P 22-381/NA)	20 avril 2007 21 décembre 2007

Eurocode 7 – Cálculos geotécnicos :

NF EN 1997-1	Eurocode 7. Calcul géotechnique. Partie 1. Règles générales (P94251-1)	20 juin 2005
NF EN 1997-1/NA	Annexe nationale à la NF EN 1997-1 (P94251-1/NA)	20 septembre 2006

As partes usadas do EUROCODE são completadas pelos seguintes documentos:

- Norme NF P 94-261 (Juin 2013) – Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations superficielles.
- Norme NF P 94-262 (Juillet 2012) – Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations Profondes
- Norme NF P 94-281 (Avril 2014) – Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Ouvrages de soutènement – Murs
- Norme NF P 94-282 (Mars 2009) – Calcul géotechnique – Ouvrages de soutènement – écrans
- DTU 13.11 : Fondations superficielles
- DTU 13.12 : Règles pour le calcul des fondations superficielles



2. HYPOTHESES DE CALCUL

2.1. Principe de vérification

O objetivo do cálculo é comparar a carga admissível da laje com a sobrecarga aplicada pelas máquinas durante a fase de demolição.

A laje modelada sob o software Robot será primeiramente estudada sob a ação variável de projeto (vida útil da estrutura); depois, em uma segunda fase, sob carga das máquinas. A comparação das tensões sob os dois casos de carga nos permitirá concluir se é ou não possível utilizar a laje para a circulação das máquinas de demolição.

2.2. Ações variáveis

2.2.1 Ações variáveis

A carga operacional projetada é de 250 kg/m² padrão para um piso de escritório.

2.2.2 Carga do maquinário

As cargas devidas às máquinas serão consideradas como ações variáveis de acordo com o Eurocode 0.

Duas máquinas são utilizadas para os trabalhos de demolição:

- **Escavadeira sobre trilhos WACKER NEUSON**

O peso da escavadeira é de aproximadamente 1,1 toneladas e está distribuído em dois trilhos com uma superfície de contato de aproximadamente 1,22 m x 0,18 m. A distância central das duas pistas é de 0,55m. A força aplicada por cada pista no piso é de cerca de 25 kN/m².

- **Mini carregadeira SHERPA 100 ECO**

O peso da carregadeira é de aproximadamente 1,1 tonnes e está distribuído sobre 4 rodas. A distância central entre as rodas é de 0,657 m longitudinalmente et transversalmente 0,56 m. O esforço pontual transmitido por cada roda é de 2,75 kN.

1. VERIFICAÇÃO DA CAPACIDADE PORTANTE DA LAJE

1.1. Modelo de cálculo

Nós modelizamos a zona da laje definida aqui abaixo:

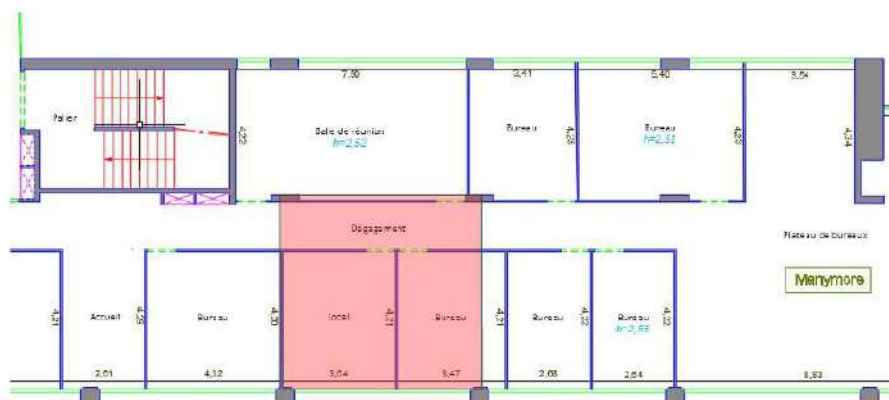


Figura 2 : Zona da laje estudada

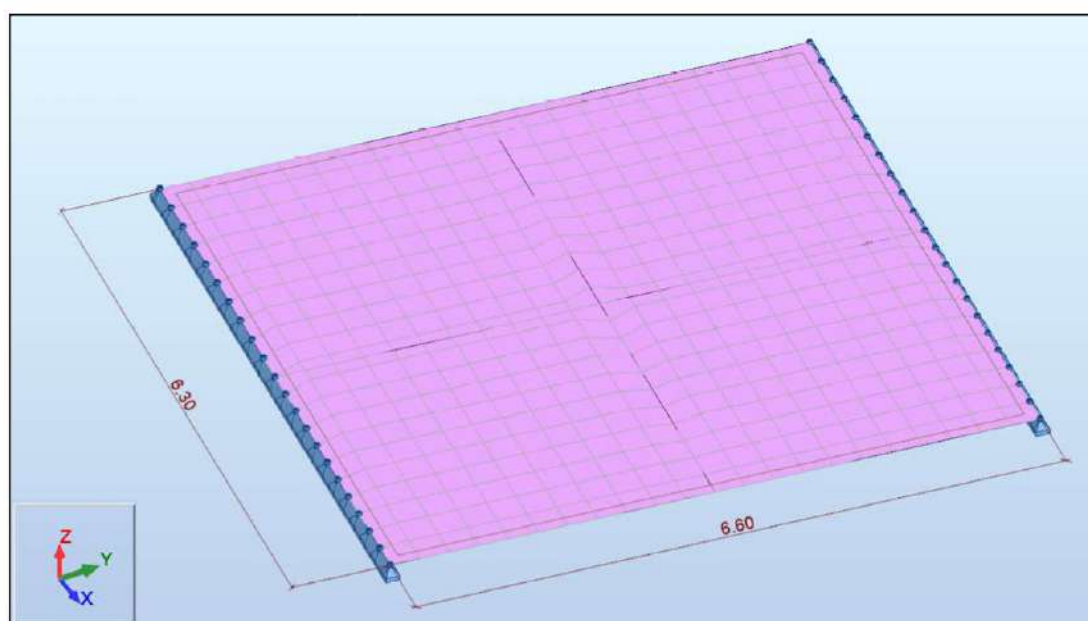


Figura 3 : Modelo digital



1.2. Resultados

1.2.1 Laje sob o efeito de uma ação variável uniforme de 250 kg/m²

– Momento fletor

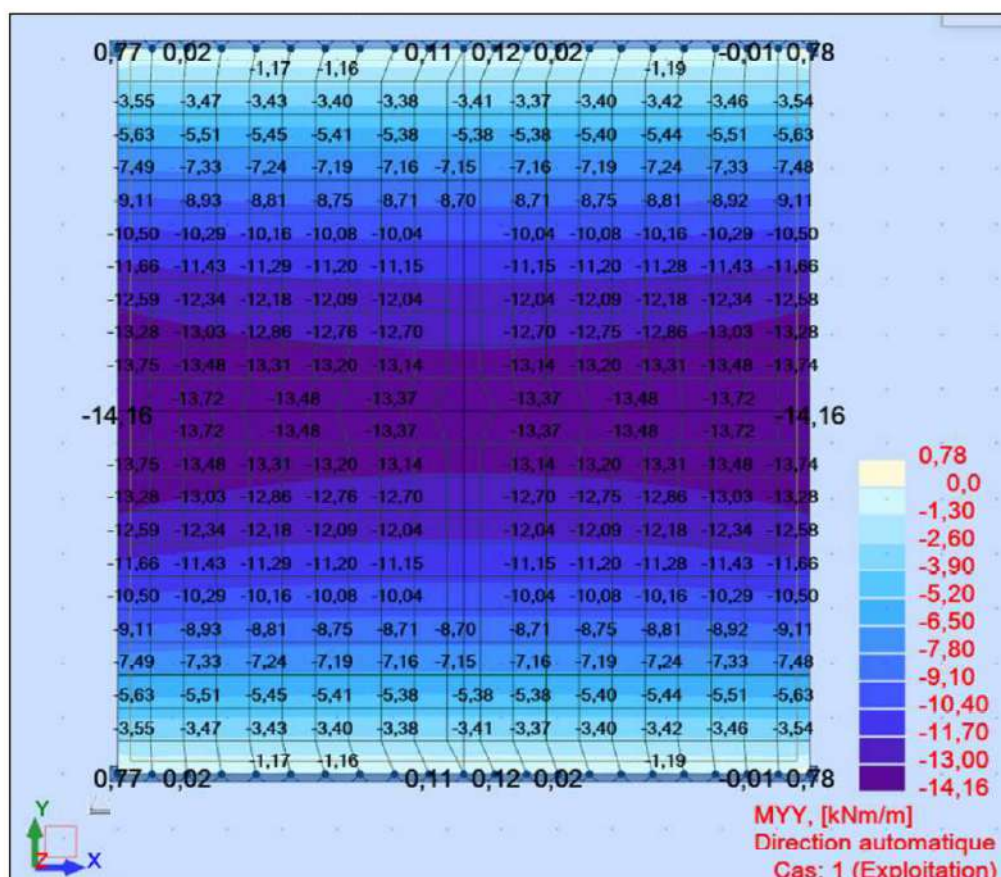


Figura 4 : Momento fletor sob efeito de uma ação variável de 250 Kg/m² (ELU)

Nós destacamos: $M_{yy} = -13 \text{ kN.m}$ no meio da laje.



- Esforço cisalhante

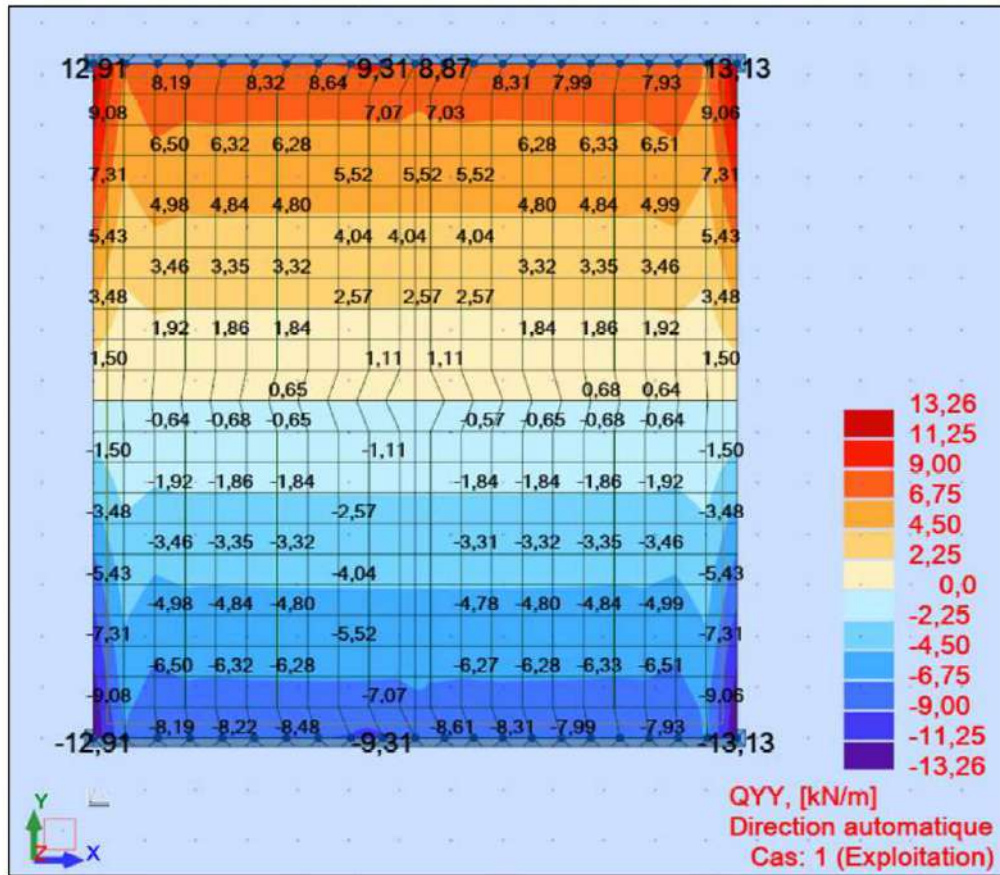


Figura 5 : Esforço cisalhante sob efeito de uma ação variável de 250 Kg/m² (ELU)

Esforço cisalhante máximo de aproximadamente 13.30 kN.



1.2.2 Laje sob efeito da escavadeira WACKER NEUSON

- Momento fletor

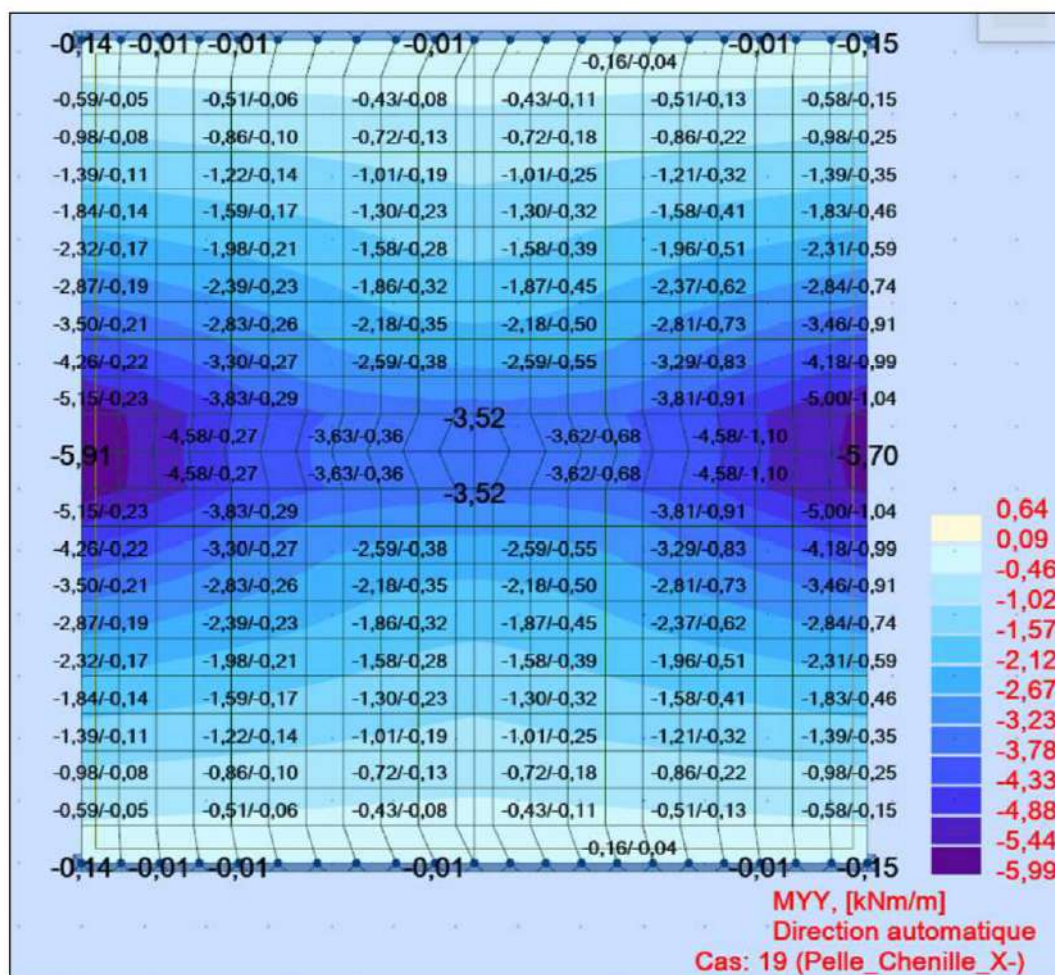


Figura 6 : Momento causado pela escavadeira Wacker neuson

Nós destacamos: $M_{yy} = -3,6$ kN.m no meio da laje.



- Esforço cisalhante

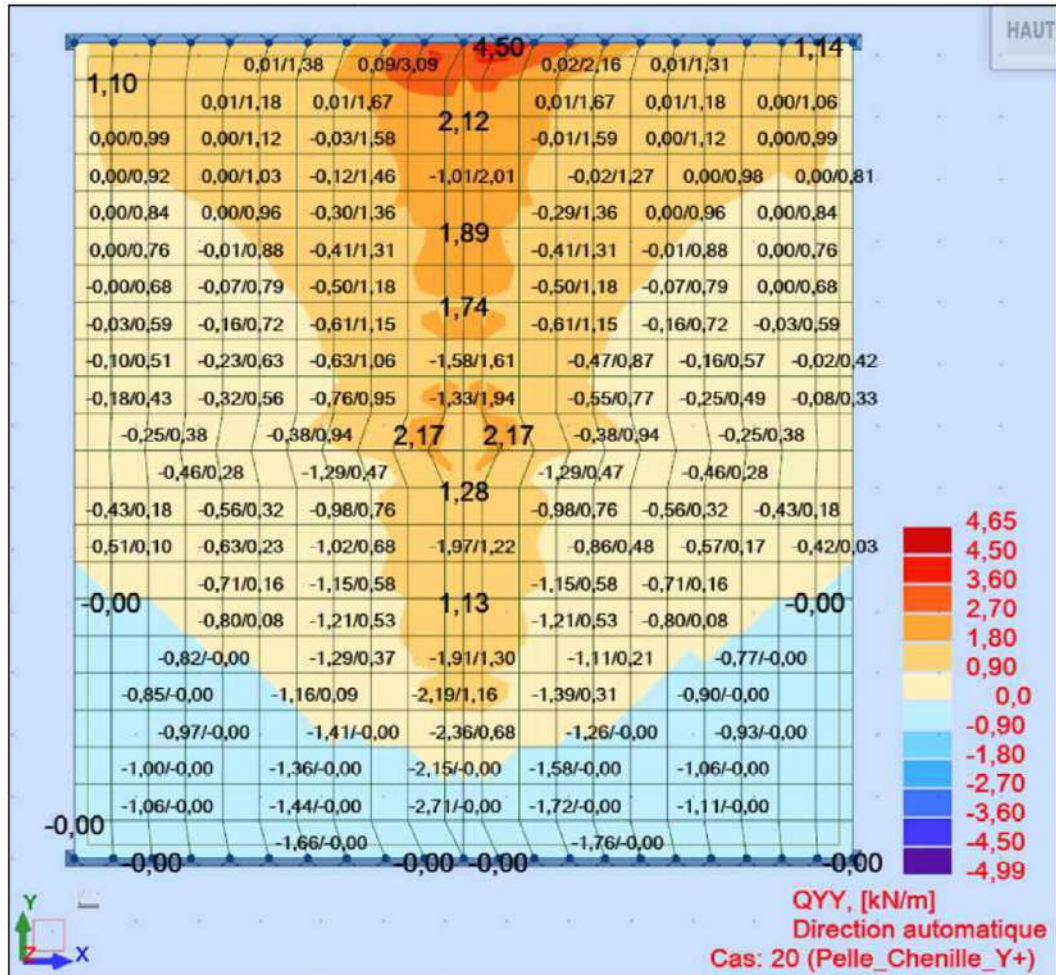


Figura 7 : Esforço cisalhante escavadeira Wacker Neuson

O esforço cisalhante máximo é de aproximadamente 4.50 kN.



1.2.3 Laje sob efeito de uma carregadeira SHERPA 100 ECO

- Momento fletor

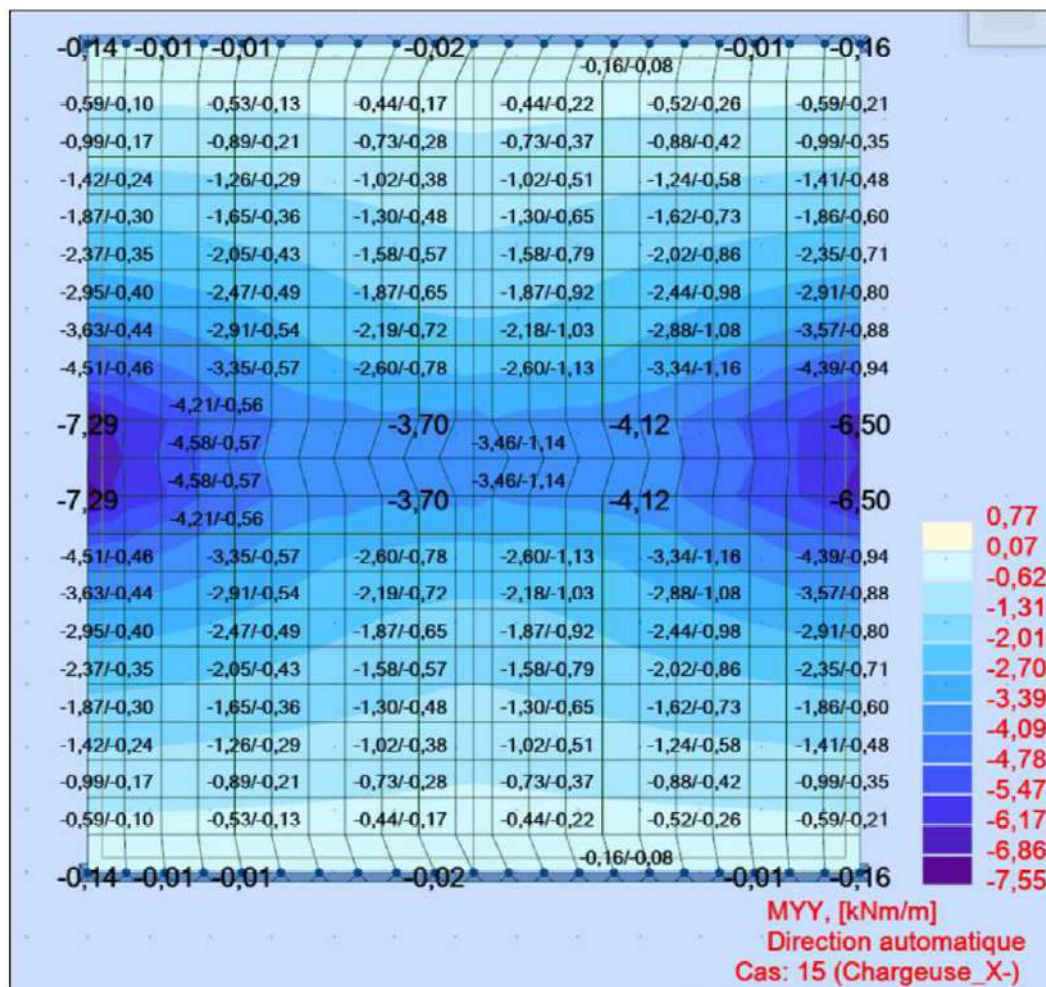


Figura 8 : Momento fletor causado pelo carregadeira Chargeuse SHERPA 100 ECO

Nós destacamos: $M_{yy} = -3.7$ kN.m no meio da laje.



- Esforço cisalhante

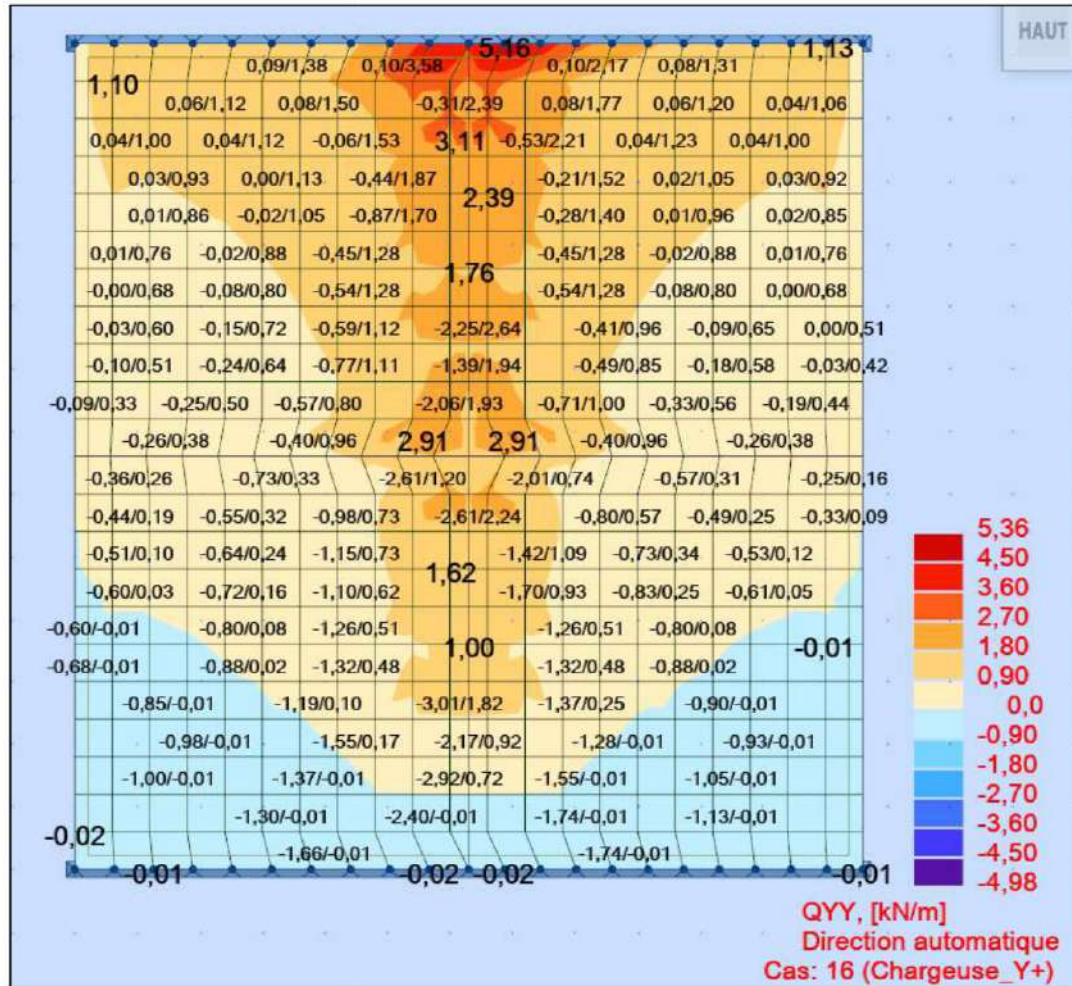


Figura 9 : Esforço cisalhante causado pela carregadeira SHERPA 100 ECO

Esforço cisalhante máximo de aproximadamente 5.16 kN.



1.2.4 Resumo

	Momento fletor (kN.m)	Esforço cisalhante (kN)
Ação variável 2.5 t/m²	13	13.30
Escavadeira Wacker neuson	3.6	4.50
Carregadeira SHERPA 100 ECO	3.7	5.16

Tabela 1 : Solicitações sob diferentes casos de carga

Constatamos que as solicitações devido ao maquinário de demolição restam inferiores aos esforços devido às ações variáveis consideradas em projeto.



2. CONCLUSAO

A circulação do maquinário de demolição citada e estudada precedentemente é considerada válida sobre as lajes dos pavimentos da edificação.

3. ANNEXE : NOTICES DOCUMENTOS TÉCNICOS DO MAQUINÁRIO

803

Pelles Sur Chenilles Conventional Tail



Un petit géant.

La 803 est la plus petite pelle Wacker Neuson - mais elle compense sa petite taille par une force incroyable. Sa taille compacte, avec seulement 700 mm de large, la rend idéale pour les travaux de démolition et de rénovation à l'intérieur des bâtiments. Ses chenilles en caoutchouc n'endommagent pas les sols et elle peut facilement passer à travers les portes intérieures. La fonctionnalité hydraulique a bénéficié d'une attention particulière. Le système hydraulique auxiliaire standard permet d'utiliser divers équipements hydrauliques, tels que le marteau hydraulique Wacker Neuson parfaitement adapté.

- Une performance véritablement professionnelle : Le moteur diesel 3 cylindres, testé et éprouvé, est une véritable centrale électrique, efficace, économique et fiable.
- Le système hydraulique auxiliaire unidirectionnel est une fonction standard : Idéal pour exploiter le marteau hydraulique Wacker Neuson parfaitement adapté.
- La lame de poussée repliable reste toujours attachée à la machine et ne peut jamais être perdue.
- Le châssis télescopique hydraulique étendu d'une largeur externe de 860 mm offre une meilleure stabilité. Il peut être rétracté à une largeur de 700 mm en un rien de temps.
- Conception extrêmement robuste.

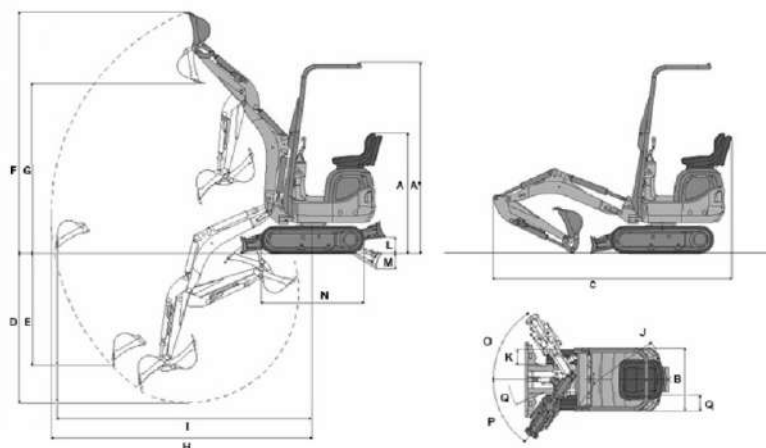


803 Caractéristiques techniques

Caractéristiques techniques	
Poids de transport min.	931 kg
Poids opérationnel	1.029 - 1.089 kg
Force d'arrachement max.	4,5 kN
Force d'arrachement max.	8,9 kN
Profondeur de fouille max.	1.763 mm
Hauteur de déversement	2.012 - 2.035 mm
Rayon de fouille max.	3.090 mm
Vitesse de rotation de la tourelle	8 1/min
L x l x H	2.828 x 700 x 2.261 mm
Caractéristiques du moteur	
Fabricant du moteur	Yanmar
Type de moteur	3TNV70
Moteur	Moteur diesel 3 cylindres refroidi par eau
Normes d'émissions de la phase	5
Cylindrée	854 cm ³
Régime	2.100 1/min
Puissance du moteur selon la norme ISO	9,9 kW
Batterie	20 Ah
Capacité du réservoir	7 l
Installation hydraulique	
Pompe de travail	2 pompes à engrenages
Rendement max.	10,7 + 10,7 l/min
Pression de service pour les fonctions hydrauliques de travail et de traction	170 bar
Pression de service Mécanisme de rotation	70 bar
Régime Superstructure	8 1/min
Réservoir hydraulique	14 l
Entraînement	
Vitesse de déplacement	1,8 km/h
Largeur des chenilles	180 mm
Garde au sol	132 mm
Lame niveleuse	
Largeur min.	700 mm
Hauteur	200 mm
Niveau sonore	
Niveau sonore (LWA) selon la norme 2000/14/EC	93 dB(A)



803 Dimensions



A*	Hauteur	2.261 mm
A	Hauteur	1.427 mm
B	Largeur Superstructure	730 mm
B	Largeur Largeur de roulement rétractée	700 mm
B	Largeur Largeur de roulement rétractée	866 mm
C	Longueur de transport (bras abaissé)	2.828 mm
D	Profondeur de fouille max. d'excavation	1.763 mm
E	Profondeur d'attaque Max.	1.320 mm
F	Hauteur d'attaque Max.	2.863 mm
G	Hauteur de déversement max.	2.012 mm
H	Rayon de fouille max.	3.090 mm
I	Portée Portée max. sur le sol	3.028 mm
J	Rayon arrière	747 mm
K	Déport de flèche Max. (du côté droit au milieu du godet)	245 mm
K	Déport de flèche Max. (du côté gauche au milieu du godet)	283 mm
L	Hauteur de levage (lame de poussée au-dessus du plan)	197 mm
M	Profondeur de fouille (lame de poussée au-dessus du plan)	174 mm
N	Longueur Embrayage de roulement	1.220 mm
O	Angle d'orientation Max. (du système de bras au côté droit)	56 °
P	Angle d'orientation Max. (du système de bras au côté gauche)	55 °



Circulação do maquinário sobre os pavimentos

Q	Largeur des chenilles	180 mm
R	Rayon d'orientation de la flèche mini. de la flèche	1.085 mm

Remarque: Nous attirons votre attention sur le fait que l'offre produits peut varier d'un pays à l'autre. Dans ces conditions, les informations et les produits pourraient ne pas être variables dans votre pays. Vous pouvez consulter le manuel d'utilisation pour plus d'informations concernant la puissance du moteur ; la puissance effective peut varier selon des conditions d'utilisation spécifiques. Sous réserve de modifications et d'erreurs. Images similaires.
Copyright © 2022 Wacker Neuson SE.



Circulação do maquinário sobre os pavimentos

SHERPA 100 ECO



SHERPA
— MINI-LOADERS

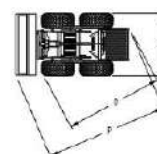
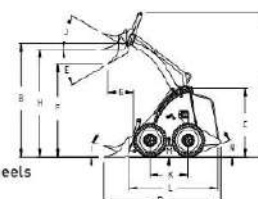
Análise da viabilidade de demolição de um edifício de 10 andares e dimensionamento das estruturas de contenção conforme os EUROCODES



TECHNICAL DATA

SHERPA 100 ECO

Motor	
Type	Pmac
Capacity	1.5/2 kW/pk
Revolutions per minute	1800 rpm
Adjusted amount of revolutions	1800 rpm
Cooling	Air cooled
Drive system	Hydrostatic through 2 hydraulic wheel motors
Speed	0-3,5 (proportional) km/h
Capacity data	
Breakout force	497 kg
Tractive force	250 kg
Hydraulic drive- and working system	14,4/150 l/bar
Hydraulic tank capacity	38 l
Tires	
Standard	4.00x10 - Trac profile tires
Wide	20x11.00-8 - Trac profile tires
Brakes	
Braking system	Hydrostatic on 2 rear wheels/2 front wheels through chain transmission
Steering	Skid steering
Electrical system	
Voltage	24 V
Battery capacity	360 Ah
Dimensions in mm	



A Maximum height with bucket up	2943	J Bucket angle high	33°
B Height hinge point coupling plate	2050	K Wheelbase	467
C Maximum height with bucket low	1197	L Length to coupling plate	1520
D Length + bucket	2165	M Ground clearance	121
E Bucket angle when dumping	51°	N Rear Angle	14°
F Height underside of the bucket when dumping	1480	O Turning radius	1606
G Length from front wheel to bucket when dumping	180	P Turning radius with bucket	2250
H Height bucket horizontally	1860	Q Width	760
I Bucket angle low	26°		

specifications and features are subject to change without notice

SHERPA
MINI-LOADERS



TECHNICAL DATA

SHERPA 100 ECO

Max. Dimensions (L mm x B mm x H mm, without bucket):

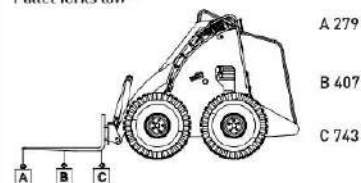
Standard	1490 x 760 x 1218
Wide	1490 x 1050 x 1218

Kerb weight

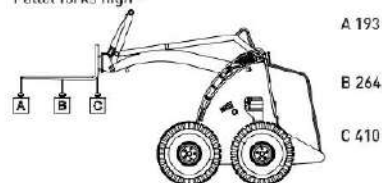
759 kg

Tipping loads (kg)*:

Pallet forks low**



Pallet forks high**



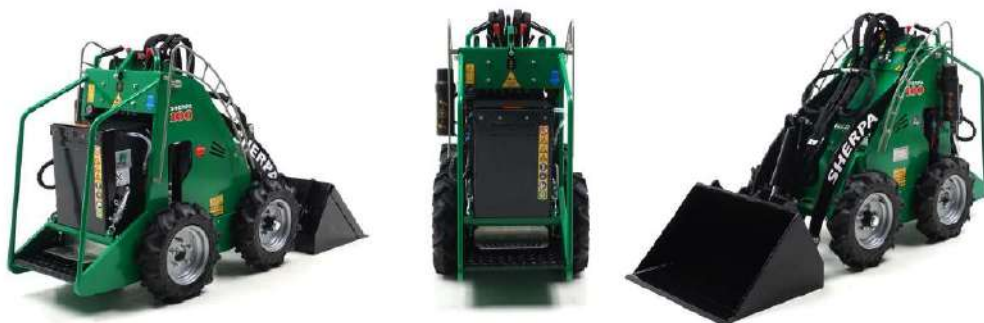
* Including driver 60kg
 ** Consider a safety factor of 30%

SHERPA 100 ECO

The SHERPA 100 ECO has brought about a true revolution in the world of construction and demolition work. By bundling the compact versatility of the SHERPA 100 and a powerful and durable electric motor, there is a SHERPA available that has incomparable benefits.

More information?
 Call us +31 412 61 33 44

Canadabaan 14 | 5388 RT Nistelrode | www.sherpaminiloaders.com



specifications and features are subject to change without notice

SHERPA
 MINI-LOADERS

**APÊNDICE 4 – Nota de cálculo 4: Dimensionamento das escoras
periféricas 1**

Dimensionamento e posicionamento das escoras para os lados 1, 2, 4 e 5. No dimensionamento consta o posicionamento das escoras em planta, altura e ângulos. Também apresenta as dimensões das vigas metálicas a serem utilizadas quando necessário, as dimensões dos blocos de fundação e os esforços do empuxo do solo a ser resistido, Ocupando 244 páginas

Note Technique



ÎLE-DE-FRANCE
 NORMANDIE

Direction Technique et du Développement
 Service Calculs et expertises
 6, rue Galilée
 78140 Guyancourt

Dossier :	LILO Puteaux	Difusão	
			Cédric DUMONT
Assunto :	Dimensionamento das escoras periféricas	Cópia :	
			Pierre KARAA Philippe PELLEVOISIN
Maitre d'Ouvrage :	NEXITY SEERI	Redigida por :	Bernardo COBALCHINI LASSEN
60 Avenue du Général	Gaulle	Verificador	Ramzi HIDAR
Puteaux (92)		Aprovador(es) :	Pierre KARAA
		Email :	bernardo.cobalchinilassen@colas.com
		Data :	22 Mars 2021
		Referencia :	PRMS_BRNL_EXE_21004_NDC_002
		Indice :	D

Sumário

SUIVI DES MODIFICATIONS	5
1. APRESENTAÇÃO GERAL	6
1.1. OBJETIVO DA NOTA	6
1.2. APRESENTAÇÃO DO PROJETO	6
1.3. LOCALIZAÇÃO DO EDIFÍCIO	6
1.4. DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA	7
1.5. NORMAS UTILIZADAS	8
1.6. DISPOSIÇÕES GERAIS	10
1.6.1 <i>Planimetria e altimetria</i>	10
1.6.2 <i>Paredes periféricas (SS)</i>	10
1.6.2.1 Parede diafragma	11
1.6.2.2 Classe do concreto	11
1.6.2.3 Armaduras	13
2. HIPÓTESES DE CARGAS	14
2.1. AÇÕES PERMANENTES	14
2.1.1 <i>Ações permanentes devido ao peso próprio</i>	14
2.1.2 <i>Pressão das terras</i>	<i>Erro! Indicador não definido.</i>
2.1.3 <i>Zona de circulação</i>	15
2.1.4 <i>Sobrecarga no contorno</i>	15
3. HIPÓTESES DE CÁLCULO	17
3.1. CONCRETO	17
3.1.1 <i>Disposições gerais</i>	17
3.2. AÇO DAS ARMADURAS	17
3.3. COBRIMENTO DAS ARMADURAS PARA AS FUNDAÇÕES	17
3.4. AÇO ESTRUTURAL	17
3.5. HIPÓTESES GEOTÉCNICAS	17
4. CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO	18
4.1. CRITÉRIOS DE RESISTÊNCIA	18
4.2. CRITÉRIOS DE DEFORMAÇÃO MÁXIMA (ELS)	18
4.3. ESTUDOS TÉCNICOS	18
5. LADO RUA MARCELIN BERTHELOT	19
5.1. EMPUXO DO SOLO	19
5.2. MODELIZAÇÃO	20
5.3. VERIFICAÇÃO DAS ESCORAS	21
5.3.1 <i>Vigas</i>	22
5.4. FUNDAÇÕES	22
5.4.1 <i>Bloco de fundação Escora C</i>	23
5.5. RESUMO	24
6. LADO DA AVENUE DU GENERAL DE GAULLE	25
6.1. EMPUXO DO SOLO	25
6.2. MODELIZAÇÃO	26
6.3. VERIFICAÇÃO DAS ESCORAS	28
6.4. DETALHE ESCORA C—D	29
6.4.1 <i>Vigas</i>	29
6.5. FUNDAÇÕES	29
6.6. RESUMO	31
7. LADO SUDOESTE	34
7.1. EMPUXO DO SOLO	34
7.2. MODELIZAÇÃO	35
7.3. VERIFICAÇÃO DAS ESCORAS	36

7.3.1 Vigas	36
7.4. FUNDAÇÕES	36
7.5. RESUMO	38
8. RAMPA	39
8.1. EMPUXO DO SOLO	39
8.2. MODELIZAÇÃO	40
8.3. VERIFICAÇÃO DAS ESCORAS	42
8.4. PLACAS METÁLICAS	43
8.5. FUNDAÇÕES	43
8.6. RESUMO	44
9. ESCORAS LADO 1 E 5	46
9.1. CARGAS	46
9.2. MODELIZAÇÃO	46
9.3. VERIFICAÇÃO DAS ESCORAS	46
9.4. EMPUXO DO SOLO	47
9.5. VERIFICAÇÃO DAS ESCORAS	47

Figuras

Figura 1 : Vista de satélite (extraída: Google Maps).....	6
Figura 2: Planta da operação (extraído: ANALYSE DE SITE)	7
Figura 3 : Paredes periféricas existentes.....	11
Figura 4 : Resumo da sondagem mais desfavorável.....	13
Figura 5 : Vizinhança.....	15
Figura 6 : Pressão horizontal máxima	19
Figura 7 : Diagrama do empuxo do solo.....	19
Figura 8 : Pressões horizontais não ponderadas aplicadas.....	20
Figura 9 : Modelização das paredes.....	20
Figura 10 : Esforço normal nas escoras (ELU)	21
Figura 11 : Esforço nas escoras e verificações das solicitações (ELU)	21
Figura 12 : Reações Fy et Fz nos apoios (ELS)	22
Figura 13 : Proposição de armaduras	23
Figura 14 : Resumo 1	24
Figura 15 : Resumo 2	24
Figura 16 : Pressão horizontal máxima	25
Figura 17 : Diagrama do empuxo do solo.....	25
Figura 18 : : Pressões horizontais não ponderadas aplicadas.....	26
Figura 19 : Modelização da parede	27
Figura 20 : Esforço normal nas escoras (ELU)	28
Figura 21 : Esforço nas escoras e verificações das solicitações (ELU)	28
Figura 22 : Modelização da parede – detalhes escoras C e D	29
Figura 23 : Reações Fy et Fz nos apoios (ELS)	30
Figura 24 : Resumo 1	31
Figura 25 : Resumo 2	32
Figura 26 : Resumo 3	32
Figura 27 : Resumo 4	33
Figura 28 : Resumo 5	33
Figura 29 : Localização das escoras em planta	33
Figura 30 : Pressão horizontal máxima	34
Figura 31 : Diagrama do empuxo do solo.....	34
Figura 32 : Pressões horizontais não ponderadas aplicadas.....	35
Figura 33 : Modelização das paredes.....	35
Figura 34 : Esforço normal nas escoras (ELU)	36
Figura 35 : Esforço nas escoras e verificações das solicitações (ELU)	36
Figura 36 : Reações Fy et Fz nos apoios (ELS)	37
Figura 37 : Pressão horizontal máxima	39
Figura 38 : Diagrama do empuxo do solo.....	39

Dimensionamento das escoras periféricas

Figura 39 : Pressões horizontais não ponderadas aplicadas.....	40
Figura 40 : Localização das juntas.....	40
Figura 41 : Localização das escoras e suas características	41
Figura 42 : Esforço normal nas escoras (ELU)	42
Figura 43 : Esforço nas escoras e verificações das solicitações (ELU)	42
Figura 44: Momento MXX (ELU).....	43
Figura 45 : Reações Fy et Fz nos apoios (ELU).....	43
Figura 46 : Modelização da parede	46
Figura 47 : Esforços normais nas escoras (ELU)	46
Figura 49 : Pressão horizontal máxima	47
Figura 50 : Diagrama do empuxo solo.....	47
Figura 51 : Esforços normais nas escoras (ELU)	47

SUIVI DES MODIFICATIONS

Ind.	Data	Autor	Verificador	Aprovador	Modificações	Assunto da modificação
A	22/03/2021	B.C.	R.H.	P.K.	-	Primeira difusão
B	15/04/2022	B.C.	R.H.	P.K.		Atualizações 1
C	09/05/2022	B.C.	R.H.	P.K.		Atualização da altura da viga superior
D	25/05/2022	B.C.	R.H.	P.K.		Atualização das escoras da rampa

1. APRESENTAÇÃO GERAL

1.1. Objetivo da nota

O objetivo deste documento é dimensionar as escoras de reforço das paredes periféricas do edifício localizado na Avenue du Général de Gaulle para permitir a reconstrução de um novo edifício utilizando os 3 subsolos existentes.

1.2. Apresentação do projeto

Como parte do projeto "Résidence LILLO" em Puteaux, a Nexity deseja incluir sua operação em uma abordagem ambiental e na certificação NF Habitat.

O projeto consiste na desconstrução parcial dos dois edifícios no local, R+7 e R+9, com 3 subsolos compartilhados para a construção de um novo edifício R+11. As paredes periféricas dos subsolos existentes serão conservadas.

1.3. Localização do edifício

O local está localizado na 60 Avenue Du General De Gaulle, em Puteaux, limitado por:

- Para o Norte: prédio vizinho
- Para o sul: Avenue du General de Gaulle
- Ao oeste: Rue Marcelin Berthelot
- Para o leste: prédio vizinho

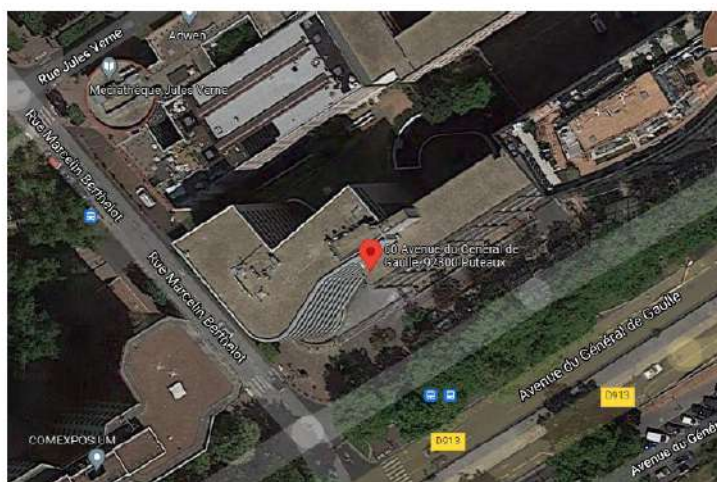


Figura 1 : Vista de satélite (extraída: Google Maps)

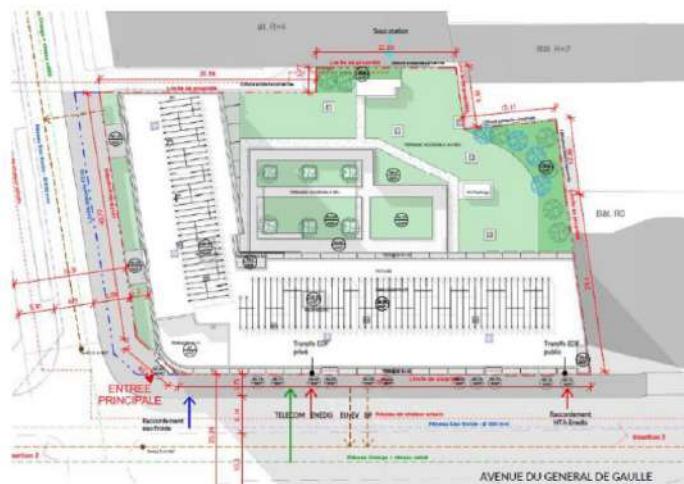


Figura 2: Planta da operação (extraído: ANALYSE DE SITE)

1.4. Documentos de referência

Os estudos serão realizados de acordo com os documentos de referência listados abaixo:

- Diagnostic Structural - IN 21 0465 - ESIRIS IDF ING
- Rapport G2 AVP
- Carnet des plans projet
- Analyses de site – NF HABITAT HQE -QIOS
- Plans d'archives
- Rapport G2 PRO ind 0 datant du 10 sep 2021 (Entreprise ROC SOL)
- Procès-verbal d'essais ESP.END.003 vérification périodique le 20/10/2020
- Plan des Héberges indice B – Dossier : 20 0465
- Plan des fondations provisoire – MOVPI
- Diagnostic Structurel indice B– ED-STR 22.0023- ESIRIS IDF E-D

Tradução livre:

- Diagnóstico estrutural - IN 21 0465 - ESIRIS IDF ING
- Relatório geotécnico G2 AVP
- Livreto do plano do projeto
- Análise do site - NF HABITAT HQE -QIOS
- Planos de arquivo
- Relatório geotécnico G2 PRO ind 0 de 10 set 2021 (Empresa ROC SOL)
- Relatório de ensaios ESP.END.003 verificação periódica em 20/10/2020
- Plano do índice de alojamentos B - Arquivo: 20 0465
- Plano de fundação provisório - MOVPI
- Diagnóstico estrutural índice B- ED-STR 22.0023- ESIRIS IDF E-D

1.5. Normas utilizadas

As estruturas necessárias para a demolição são projetadas e dimensionadas de acordo com os regulamentos EUROCODES, conforme emendas detalhadas neste documento.

Eurocode 0 – Base de cálculo de estruturas

NF EN 1990	Eurocodes structuraux. Bases de calcul des structures (P 06 –100 – 1)	20 mars 2003
NF P 06-100-1 et -2	Eurocodes structuraux. Bases de calcul des structures. Annexe nationale à la NF EN 1990 (P 06-100-2)	5 juillet 2006

Emenda A1 (Anexo A2 sobre o cálculo das pontes) e seu anexo nacional:

NF EN 1990/A1	Eurocodes. Bases de calcul des structures. Amendement A1 (P 06-100-1/A1)°.	5 juillet 2006
NF EN 1990/A1/NA	Eurocodes Bases de calcul des structures. Annexe nationale à la NF EN 1990/A1 (P 06-100-1/A1/NA)	14 décembre 2007

Eurocode 1 – Ações sobre as estruturas :

NF EN 1991-1-1 NF P 06111-2	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 1.1. Actions générales. Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments (P 06111-1) Annexe nationale à l'EN 1991-1-1 (P 06 111-2)	20 mars 2003 5 juin 2004
NF EN 1991-1-2 NF EN 1991-1-2/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 1.2. Actions générales. Actions sur les structures exposées au feu (P 06112-1) Annexe nationale à la NF EN 1991-1-2 (P 06112-2)	5 juillet 2003 20 février 2007
NF EN 1991-1-3 NF EN 1991-1-3/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 1.3. Actions générales. Charges de neige (P 06113-1) Annexe nationale à la NF EN 1991-1-3 (P 06113-1/NA)	5 avril 2004 20 mai 2007
NF EN 1991-1-4 NF EN 1991-1-4/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 1.4. Actions générales. Actions du vent (P 06114-1) Annexe nationale à la NF EN 1991-1-4 (P 06114-1/NA).	5 novembre 2005 27 mars 2008
NF EN 1991-1-5 NF EN 1991-1-5/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 1.5. Actions générales. Actions thermiques (P 06115-1) Annexe nationale à la NF EN 1991-1-5 (P 06115-1/NA)	20 novembre 2005 25 mars 2009
NF EN 1991-1-7 NF EN 1991-1-7/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 1.7. Actions générales. Actions accidentelles (P 06117) Annexe nationale à la NF EN 1991-1-7 (P21711-1/A1)	20 février 2007 6 septembre 2008
NF EN 1991-2 NF EN 1991-2/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 2. Actions sur les ponts dues au trafic (P 06120-1) Annexe nationale à la NF EN 1991-2 (P 06120-1/NA)	5 mars 2004 13 mars 2008
NF EN 1991-3 NF EN 1991-3/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 3. Actions induites par les appareils de levage et les machines (P	20 avril 2007 Janvier 2010

	06130) Annexe nationale à la NF EN 1991-3 (P 06130/NA)	
--	---	--

Eurocode 2 – Cálculos de estruturas em concreto

NF EN 1992-1-1 NF EN 1992-1-1/NA	Eurocode 2. Calcul des structures en béton. Partie 1.1. Règles générales et règles pour les bâtiments (P18711-1) Annexe nationale à la NF EN 1992-1-1 (P18711-1/NA)	5 octobre 2005 5 mars 2007
NF EN 1992-1-2 NF EN 1992-1-2/NA	Eurocode 2. Calcul des structures en béton. Partie 1.2. Règles générales. Calcul du comportement au feu (P18712-1) Annexe nationale à la NF EN 1992-1-2 (P18712-1/NA)	5 octobre 2005 5 octobre 2007
NF EN 1992-2 NF EN 1992-2/NA	Eurocode 2. Calcul des structures en béton. Partie 2. Ponts en béton. Calcul et dispositions constructives (P18720-1) Annexe nationale à la NF EN 1992-2 (P18720-1/NA)	20 mai 2006 20 avril 2007

As partes usadas do EUROCODE são completadas pelos seguintes documentos:

- Recommandations professionnelles pour l'application de la norme NF EN 1992-1-1 (NF P 18-711-1) et de son annexe nationale (NF P 18-711-1/NA-Eurocode 2, partie 1-1) relatives au calcul des structures en béton (version V17-3 datée de mars 2007) ;
- DTU 13-3 relatif aux dallages (Mars 2005) ;
- DTU 21 relatif à l'exécution des travaux en béton ;
- BAEL 91 révisée 99, pour les sujets non traités par les Eurocodes ;
- BPEL 99, Fascicule n° 62 - Titre I - Section II pour les sujets non traités par les Eurocodes ;

Eurocode 3 – Calculo de estruturas em aço:

NF EN 1993 1-1	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.1 : règles générales et règles pour les bâtiments (P 22-311-1) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-1 (P 22-311-1/NA)	20 octobre 2005 20 mai 2007
NF EN 1993 1-5	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.5 : Plaques planes. (P22-315) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-5 (P 22-315/NA)	20 mars 2007 26 octobre 2007
NF EN 1993 1-6	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.6 : Résistance et stabilité des structures en coques (P22-316) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-6 (P22-316/NA)	20 juillet 2007 7 mai 2010
NF EN 1993 1-8	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.8 : Calcul des assemblages (P 22-318-1) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-8 (P 22-318-1/NA)	5 décembre 2005 20 juillet 2007
NF EN 1993 1-10	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.10 : Choix des qualités d'acier (P 22-380-1) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-10 (P 22-380-1/NA)	5 décembre 2005 20 avril 2007
NF EN 1993 1-11	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.11 : Calcul de structures à câbles ou éléments tendus (P 22-381)	20 avril 2007 21 décembre

	Annexe nationale à la NF EN 1993 1-11 (P 22-381/NA)	2007
--	---	------

Eurocode 7 – Cálculos geotécnicos :

NF EN 1997-1	Eurocode 7. Calcul géotechnique. Partie 1. Règles générales (P94251-1)	20 juin 2005
NF EN 1997-1/NA	Annexe nationale à la NF EN 1997-1 (P94251-1/NA)	20 septembre 2006

As partes usadas do EUROCODE são completadas pelos seguintes documentos:

- Norme NF P 94-261 (Juin 2013) – Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations superficielles.
- Norme NF P 94-262 (Juillet 2012) – Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations Profondes
- Norme NF P 94-281 (Avril 2014) – Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Ouvrages de soutènement – Murs
- Norme NF P 94-282 (Mars 2009) – Calcul géotechnique – Ouvrages de soutènement – écrans
- DTU 13.11 : Fondations superficielles
- DTU 13.12 : Règles pour le calcul des fondations superficielles

1.6. Disposições gerais**1.6.1 Planimetria e altimetria**

As dimensões de nivelamento estão relacionadas com o sistema NGF-IGN69-Altitudes Normais. As coordenadas que definem cada um dos pontos de dados estão no sistema Lambert 93. Todas as alturas são expressas em metros.

1.6.2 Paredes periféricas (SS)

Os 3 subsolos existentes são compostos de 2 tipos diferentes de paredes: Parede concretada in loco (verde) e Parede diafragma (vermelho). A figura abaixo mostra a localização de cada tipo de parede perimetral em planta.

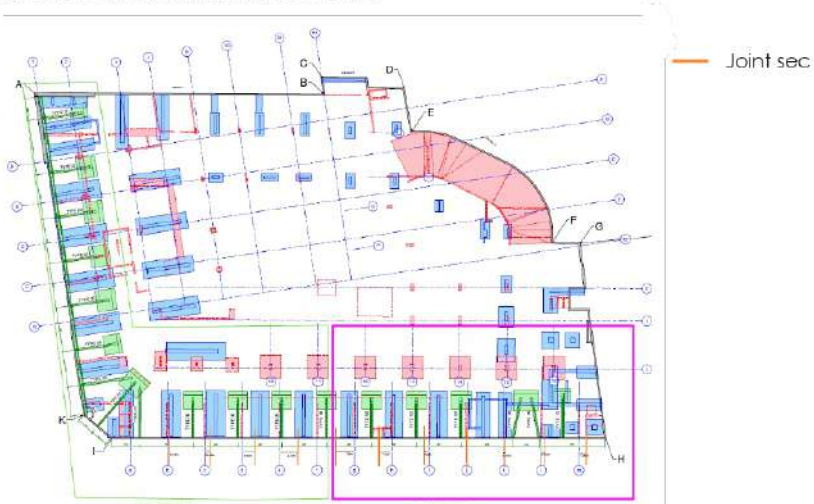
Dimensionamento das escoras periféricas



Figura 3: Paredes periféricas existentes

1.6.2.1 Parede diafragma

Verificamos a presença de juntas entre as paredes diafragmas, sem continuidade de armadura. Estas juntas foram verificadas após uma sondagem de continuidade da parede e são posicionadas como mostrado em laranja na figura abaixo.



1.6.2.2 Classe do concreto

A classe do concreto de acordo com os testes de compressão no diagnóstico estrutural para cada tipo de parede é a seguinte:

- Parede concretada in loco: **C40/50**

Dimensionamento das escoras periféricas

- Parede diafragma: **C35/45**

As tabelas abaixo mostram os resultados dos testes para cada tipo de parede.

Tabela 1 : Resultados dos testes físicos-mecânicos para PAREDES DIAFRAGMAS

Réf. Carotte	Diamètre (mm)	Hauteur (mm)	Etlancement (H/D)	Masse (g)	MV (t/m ³)	Rupture (kN)	Rc brut (MPa)	fc,m,ls (MPa)	fck,ls (Mpa)	Classe*
SS1 - 1	73	146	2,00	1490	2,44	153,0	36,6	39,3	39,3	C35/45
SS1 - 2	73	146	2,00	1580	2,55	182,4	43,6			
SS1 - 3	73	146	2,00	1480	2,42	149,5	35,7			
SS2 - 1	73	146	2,00	1460	2,39	142,5	34,1			
SS3 - 1	73	146	2,00	1505	2,46	195,2	46,6			

Tabela 2 : Resultados dos testes físicos-mecânicos para PAREDES MOLDADAS

Réf. Carotte	Diamètre (mm)	Hauteur (mm)	Etlancement (H/D)	Masse (g)	MV (t/m ³)	Rupture (kN)	Rc brut (MPa)	fc,m,ls (MPa)	fck,ls (Mpa)	Classe*
SS1 - 1	73	146	2,00	1495	2,45	198,9	47,5	43,9	43,9	C40/50
SS1 - 2	73	146	2,00	1515	2,48	201,1	48,0			
SS2 - 1	73	146	2,00	1490	2,44	178,1	42,5			
SS2 - 2	73	146	2,00	1505	2,46	186,1	44,5			
SS3 - 1	73	146	2,00	1485	2,43	154,3	36,9			
SS3 - 2	73	146	2,00	1470	2,41	171,4	40,9			

1.6.2.3 Armaduras

De acordo com o levantamento realizado (Diagnóstico Estrutural - IN 21 0465) em 6 pontos diferentes nos 3 subsolos, a tabela abaixo mostra as armaduras utilizadas para cada parede e sua seção por metro linear. A referência "1/2" indica a direção das barras, ou seja, 1 - horizontal e 2 - vertical, como apresentado na figura abaixo.

Em amarelo, as correções após o diagnóstico estrutural ED-STR 22.0023 são apresentadas. Estas modificações foram feitas a fim de considerar a parede concretada in loco como a mais desfavorável possível, assumindo o uso da armadura HA14 onde os furos de sondagem foram realizados.

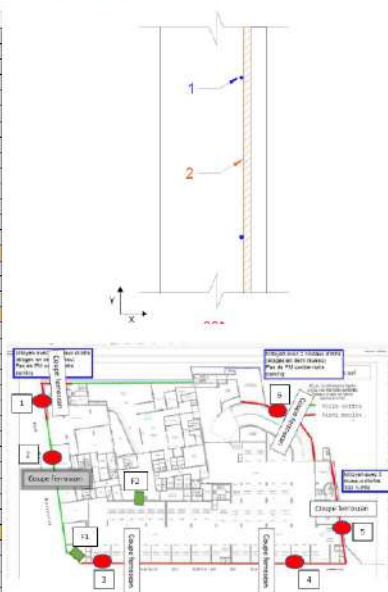


Figura 4 : Resumo da sondagem mais desfavorável

Tabela 3 : Resumo das sondagens realizadas

Sondage			Actier				M [kN.m]
Etage	Paroi	Epaisseur [cm]	1/2	Type (HA)	ex (cm)	esp (cm)	
SS1	1	-	1	-	-	-	
			2	-	-	-	
	2	20	1	8	4	30	
			2	14	3	30	5,13
	3	50	1	14	6	45	
			2	14	8	30	5,13
	4	50	1	14	6	30	
			2	14	8	30	5,13
	5	50	1	14	6	30	
			2	14	9	30	5,13
6	-	1	-	-	-		
		2	-	-	-		
SS2	1	50	1	14	5	30	
			2	14	6,5	17	9,06
	2	20	1	6	6,5	25	
			2	10	8,5	30	2,98
	3	50	1	14	10	30	
			2	14	11,5	25	6,16
	4	50	1	14	2	35	
			2	14	3,5	20	7,70
	5	50	1	14	7,5	35	
			2	14	9	15	10,27
6	50	1	14	12,5	30		
		2	14	14	30	5,13	30,35
SS3	1	50	1	14	7	20	
			2	14	9	20	7,70
	2	20	1	8	8,5	30	
			2	14	6,5	30	6,70
	3	50	1	14	8	30	
			2	14	10	15	10,27
	4	50	1	14	3,5	30	
			2	14	5	25	6,16
	5	50	1	14	13,5	30	
			2	14	15	30	5,13
6	50	1	14	6	40		
		2	14	8	25	6,16	112,49

Légende
■ Paroi moulée
■ Voile coffré



O M indica indicado é correspondente ao momento máximo suportado por cada uma das paredes.

2. HIPOTÉSES DE CARGAS

2.1. Ações permanentes

2.1.1 Ações permanentes devido ao peso próprio

Iremos levar em conta o peso próprio das estruturas, em particular:

- Aço : 78.50 kN/m³
- Concreto armado : 25 kN/m³
- Carga das lajes : 22 kN/m³
- Solo : 20 kN/m³

2.1.2 Empuxo do solo

Os esforços realizados pelo solo devem ser levados em conta no dimensionamento das estruturas temporárias de apoio de acordo com as características geotécnicas do terreno descritas no relatório do G2 AVP.

As sondagens revelaram um solo limono-agiloso-arenoso de 2,3 m de espessura de coloração marrom-laranja-bege, seguido por areias argilosas beges cimentadas localmente, correspondentes às areias de Beauchamp.

As características das camadas de solo a serem levadas em conta para o cálculo estão indicadas na tabela abaixo:

	Base (en m)	C (t/m ²)	C' (t/m ²)	ϕ (°)	ϕ' (°)	Em (bars)	Pl* (bars)	α
Remblais	2,3	0	0	25	25	50	5	1/2
Sables de Beauchamp	-	0	0	30	30	200	20	1/3

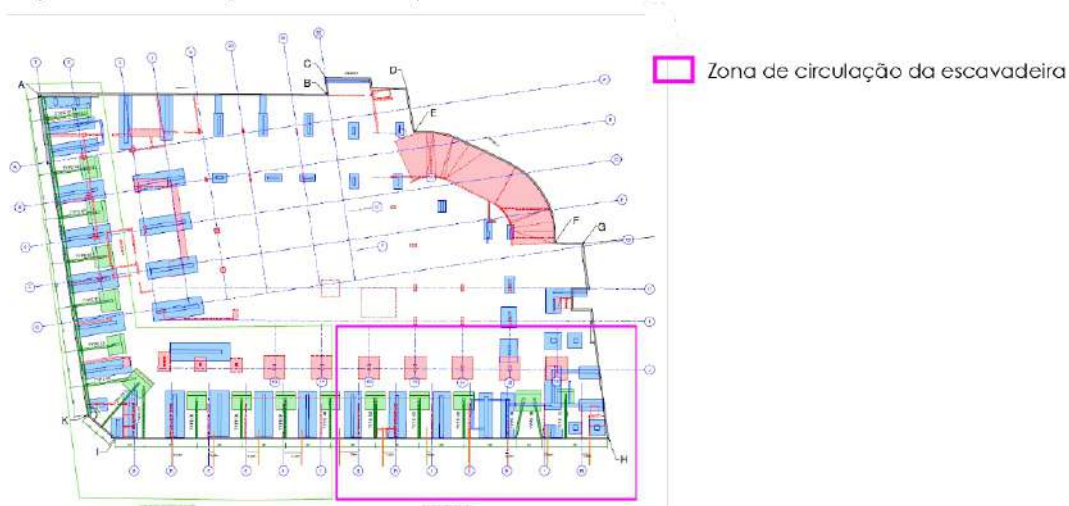
Para os coeficientes de empuxo e o peso volumétrico, serão feitas as seguintes suposições (a serem validadas pelo MOE):

Remblais : $K_{a1} = 0.4$ ($\Phi = 25^\circ$); $\gamma_1 = 20$ kN/m³

Areias de Beauchamp : $K_{a2} = 0.33$ ($\Phi = 25^\circ$); $\gamma_2 = 20$ kN/m³

2.1.3 Zona de circulação

A imagem abaixo mostra a área por onde uma escavadeira de demolição deve passar. Esta carga será levada em conta em nossos cálculos como uma sobrecarga de 20kPa. Sobre as demais parede de sustentação, uma sobrecarga de 10kPa será aplicada.



2.1.4 Sobrecarga no contorno

O edifício é adjacente a dois outros edifícios com 3 e 5 níveis de subsolo, como mostrado na imagem abaixo.

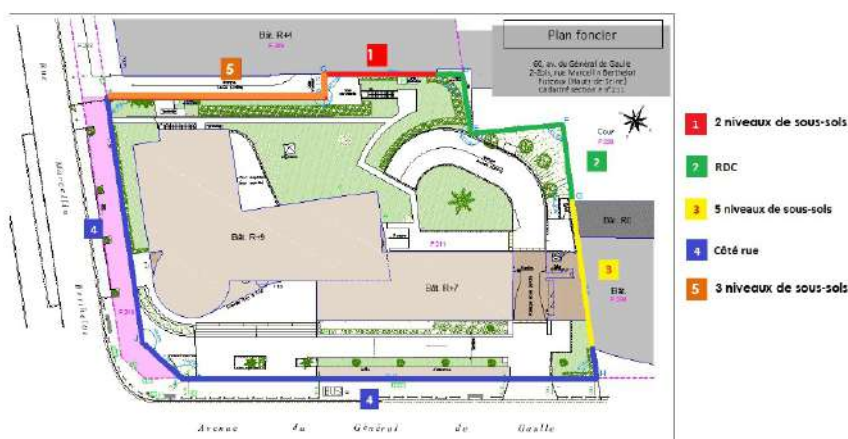


Figura 5 : Vizinhança

As informações abaixo devem ser confirmadas no local e atualizadas nesta nota, se necessário. Com base nas informações descritas na figura acima, as cargas a serem consideradas para o cálculo do sistema de escoramento são as seguintes:

- Para o lado 1 que está em contato com um subsolo de menor profundidade que o de nosso edifício (ref. Plano de acomodação - índice B de 17/12/2021): Será aplicada uma pressão do solo a partir do segundo subsolo do prédio vizinho e uma sobrecarga de 1kPa onde não há presença de terra devido à decompressão gerada pela demolição.

Dimensionamento das escoras periféricas

- Para o lado 3 que está em contato com um subsolo de profundidade maior ou igual à de nosso edifício com a presença de uma possível faixa de solo entre as duas paredes do subsolo: Consideramos a pressão de terra em 3 níveis (este esforço pode ser reduzido a um esforço uniforme de 1 kPa no caso em que a faixa de terra entre as duas paredes não exista).
- Para os lados que se encontram diretamente na rua ou em espaços abertos (costas 2 e 4): Uma pressão do solo será aplicado a partir do piso térreo com uma sobretaxa de operação vertical igual a 20 kPa (escavadeira).
- Para o lado 5, que está em contato com um subsolo de menor profundidade que o de nosso edifício (ref. Plano de acomodação - índice B de 17/12/2021): Consideramos a pressão do solo sobre 0,77m e uma pressão característica de descompressão de 1kPa sobre o restante. Um sistema de escoramento simples será realizado nesta parede.

Tabela recapitulativa:

Identificação da área na Figura 4	Pressão horizontal a ser considerada	Sobrecarga vertical a considerar sobre o solo
1	Pressão do solo sobre 1 nível	1 kPa
2	Pressão do solo sobre 1 níveis	1 kPa
3	Pressão da faixa de solo sobre os 3 níveis	1 kPa
4	Pressão do solo sobre 3 andares	20 kPa
5	Pressão do solo sobre 0,77 m	1 kPa

Nota:

A sobretaxa de 20 kPa considerada é uma sobretaxa equivalente à sobretaxa de uma escavadeira de demolição que poderia ser encontrada nas proximidades das paredes concretadas.

3. HIPOTHESES DE CALCULO

3.1. Concreto

Resistência mínima: **C25/30**
 Classe de exposição : **XC2**
 Limite de abertura de fissura: **0.3 mm**

3.1.1 Disposições gerais

Conforme a ELU, a resistência de cálculo do concreto considerada é igual a:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} * \frac{f_{ck}}{\gamma_c}, \text{ avec}$$

$\alpha_{cc} = 1.00$

$\gamma_c = 1.5$ em situação durável e transitória

$\gamma_c = 1.2$ em situação accidental

3.2. Aço das armaduras

Classe : min. B
 Resistência característica 500 MPa, FeE500
 Diâmetro $\phi_{acier} \leq 20$ mm

Os limites de tensão em aços HA são os seguintes:

ELU fundamental $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435$ MPa

ELU accidental $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.00} = 500$ MPa

ELS característica $\sigma_s = 400$ MPa

3.3. Cobrimento das armaduras para as fundações

Vida útil da obra:	menos de 25 anos
Classe de resistência do concreto:	C25/30
Classe de exposição:	XC2
Classe estrutural:	S4
Modificação da classe estrutural recomendada:	S3 (minoração de 1 classe)
Cobrimento mínimo/aderência	$c_{min,b} = \phi_{acier} = 20$ mm
Cobrimento mínimo/durabilidade	$c_{min,dur} = 20$ mm
$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur}\}$	$c_{min} = 20$ mm
Tolerância por variações de execução (ΔC_{dev})	$\Delta C_{dev} = 10$ mm
Cobrimento nominal $C_{nom} = c_{min} + \Delta C_{dev}$	$C_{nom} = 30$ mm

3.4. Aço estrutural

Para o esqueleto principal:

- Escoras inclinadas : Classe S235
- Vigas de ligação : Classe S235

Para as conexões :

- Parafusos de ancoragem: Classe 5.6; 6.6 ou 8.8.
- Parafusos galvanizados: Classe 8.8

3.5. Hipóteses geotécnicas

A tensão admissível do solo a ser considerada é a descrita na nota geotécnica G2 PRO e é igual a:

$q_{ELS} = 7$ bars

4. CRITERIOS DE DIMENSIONAMENTO

4.1. Crêterios de resistência

C culo das barras

Os vários elementos serão justificados com rela o   resistência das se oes transversais, bem como os fen menos de instabilidade (encurvamento, inclina o, deforma o) de acordo com a norma NF EN 1993-1-1.

Concep o das conexões

Os fixadores são dimensionados de acordo com os seguintes documentos de referência:

- C culo de conexões EN 1993-1-8.

4.2. Crêterios de deforma o máxima (ELS)

Deslocamentos verticais (flexão das vigas) : $L/200$ sob combina es normativas.

Deslocamentos horizontais no topo da parede: $H/150$ sob combina es normativas.

4.3. Estudos técnicos

O cáculo será realizado com o software de cáculo Robot Análise Estrutural, Graitec Advance Design e planilhas Excel.

5. LADO RUA MARCELIN BERTHELOT

5.1. Empuxo do solo

O escoramento será realizado por um sistema de escoras metálicas com blocos de fundação em concreto armado realizado in-loco.

O escoramento a realizar é relativo aos subsolos SS1, SS2 e SS3.

A principal carga existente é o empuxo do solo.

Nós consideramos uma sobre carga suplementar de 10kPa devido ao fluxo da rua.

RESULTATS	Notation	Valeur	Unité
Poussée totale horizontale	Ph	299,4	kN
Point d'application de la poussée depuis le pied de l'écran	Zapp	3,19	m
Poussée totale verticale	Pv	0,00	kN
Poussée totale horizontale hors effet de la cohésion	Ph-c	299,4	kN
Poussée hydrostatique	Pw	0,0	kN
Proportion de poussée réduite par la cohésion hors poussée hydrostatique	% c - sans w	0%	-
Proportion de poussée réduite par la cohésion	% c	0%	-
Pression horizontale maximum	σ_{Hmax}	62	kPa
Profondeur d'un point M du diagramme	Z _M	3	m
Diminution que peut apporter la cohésion dans la limite de 0.1 σ_v		0,0	kPa
Pression horizontale au point M	σ_{HM}	20	kPa

Figura 6 : Pressão horizontal máxima

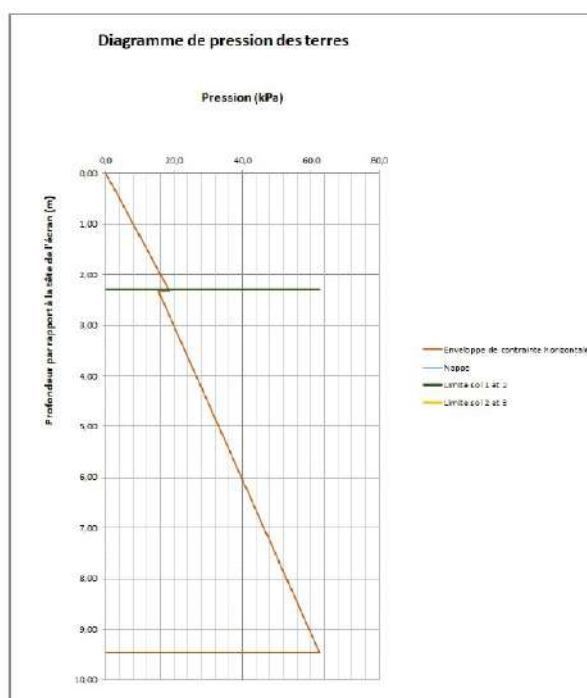


Figura 7 : Diagrama do empuxo do solo

5.2. Modelização

Pressão horizontal não ponderada P (ELS) = 62 KPa + 4 KPa.

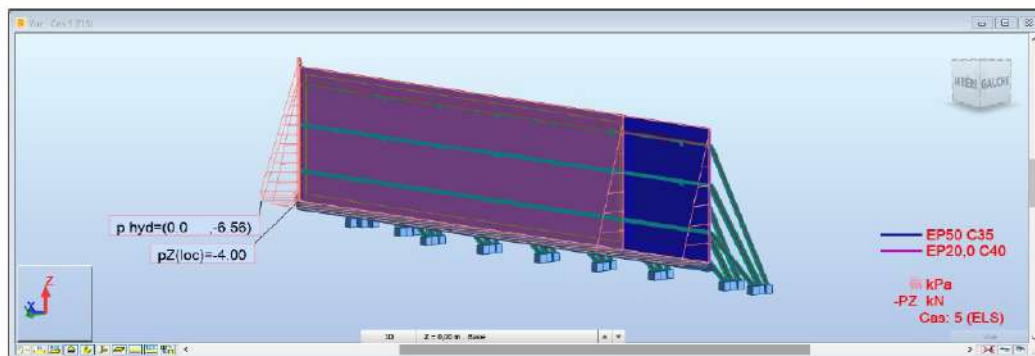


Figura 8 : Pressões horizontais não ponderadas aplicadas

A modelização da parede é realizada com o software ROBOT Structural Analysis. As 7 escoras são espaçadas conforme a planta FONDATION MOYPI PROVISOIRE (20 janvier 2022) – planta de fundações provisórias – sobre todo o comprimento da parede.

A parede é modelizada em duas partes, a parede concretada in loco e a parede diafragma, respeitando as seguintes condições:

- Parede concretada in loco: C40/50 ; espessura $e_1 = 20\text{mm}$
- Parede diafragma: C35/45 ; espessura $e_2 = 50\text{mm}$

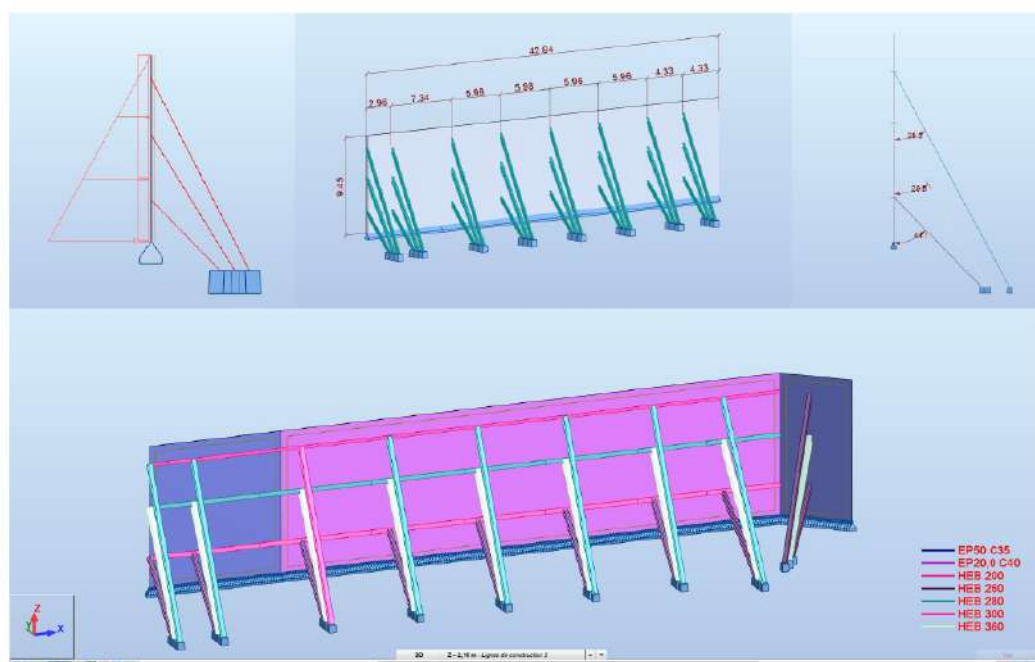


Figura 9 : Modelização das paredes

5.3. Verificação das escoras

Esforço normal nas escoras :

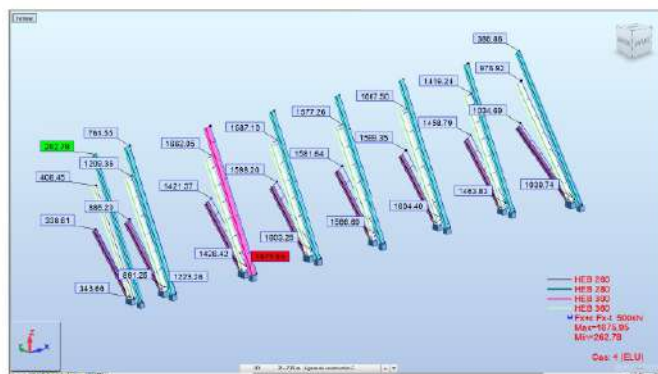


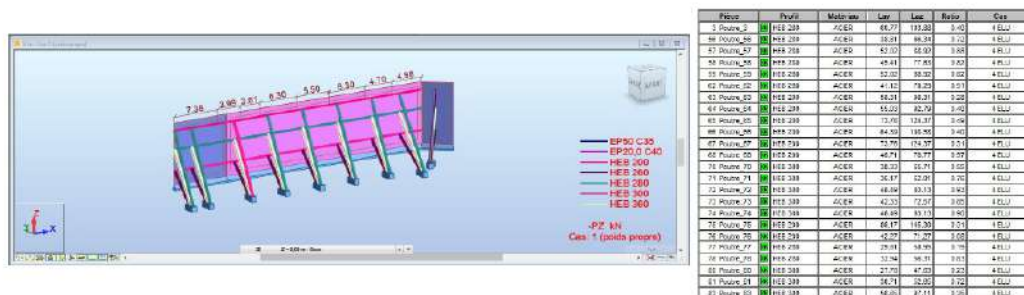
Figura 10 : Esforço normal nas escoras (ELU)

Pièce	Profil	Materiau	Lay	Laz	Ratio	Cas
6 Barre_6	HEB 260	ACIER	50.91	86.78	0.22	4 ELU
7 Barre_7	HEB 360	ACIER	55.19	113.89	0.24	4 ELU
8 Barre_8	HEB 280	ACIER	91.39	156.22	0.35	4 ELU
12 Barre_12	HEB 260	ACIER	50.91	86.78	0.86	4 ELU
13 Barre_13	HEB 360	ACIER	55.19	113.89	0.93	4 ELU
14 Barre_14	HEB 300	ACIER	85.19	146.05	0.95	4 ELU
36 Barre_36	HEB 260	ACIER	50.91	86.78	0.55	4 ELU
37 Barre_37	HEB 360	ACIER	55.19	113.89	0.68	4 ELU
38 Barre_38	HEB 280	ACIER	91.39	156.22	0.95	4 ELU
39 Barre_39	HEB 260	ACIER	50.91	86.78	0.99	4 ELU
40 Barre_40	HEB 360	ACIER	55.19	113.89	0.89	4 ELU
41 Barre_41	HEB 280	ACIER	91.39	156.22	0.82	4 ELU
42 Barre_42	HEB 260	ACIER	50.91	86.78	0.96	4 ELU
43 Barre_43	HEB 360	ACIER	55.19	113.89	0.88	4 ELU
44 Barre_44	HEB 280	ACIER	91.39	156.22	0.83	4 ELU
45 Barre_45	HEB 260	ACIER	50.91	86.78	0.99	4 ELU
46 Barre_46	HEB 360	ACIER	55.19	113.89	0.90	4 ELU
47 Barre_47	HEB 280	ACIER	91.39	156.22	0.85	4 ELU
48 Barre_48	HEB 260	ACIER	50.91	86.78	0.91	4 ELU
49 Barre_49	HEB 360	ACIER	55.19	113.89	0.80	4 ELU
50 Poutre_50	HEB 280	ACIER	91.39	156.22	0.23	4 ELU
51 Barre_51	HEB 260	ACIER	63.50	108.25	0.83	4 ELU
52 Barre_52	HEB 360	ACIER	62.02	127.99	0.85	4 ELU
53 Barre_53	HEB 280	ACIER	99.53	178.15	0.50	4 ELU

Figura 11 : Esforço nas escoras e verificações das solicitações (ELU)

5.3.1 Vigas

Deve-se prever a utilização de vigas metálicas HEB200, HEB 280 et HEB 300.



As vigas metálicas devem respeitar o espaçamento apresentado acima.

5.4. Fundações

A soma das solicitações nas escoras fornecem os esforços horizontais e verticais para o dimensionamento dos blocos de fundação.

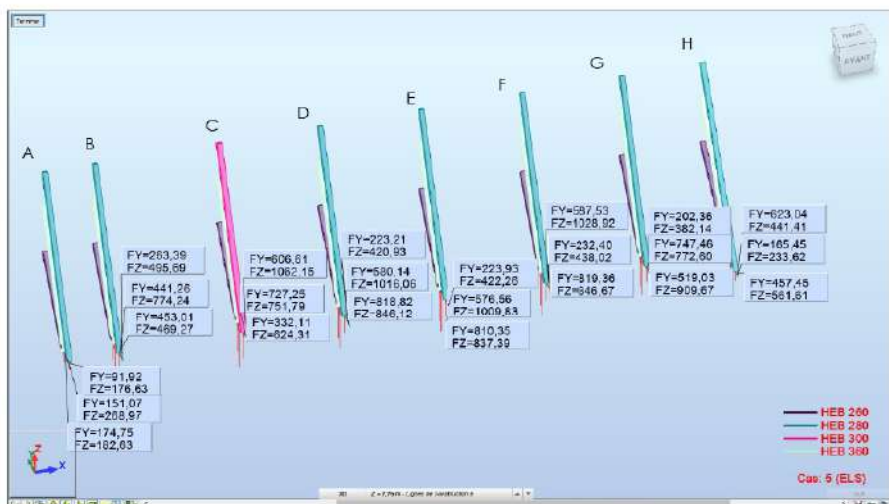


Figura 12 : Reações Fy et Fz nos apoios (ELS)

Destaca-se a soma dos esforços seguinte para cada bloco de fundação :

	A	B	C	D	E	F	G	H	
ΣFy [kN]	-	-	1157,66	1665,97	1622,17	1610,84	1639,29	1468,85	1215,94
ΣFz [kN]	-	-	1739,20	2438,25	2283,11	2265,48	2313,61	2064,41	1236,64

Considera-se uma fundação inclinada perpendicular ao perfil mais próximo da parede (perfil do S51), seja o perfil HEB 280. Assim, essa fundação terá um ângulo Φ em relação ao solo, com $\Phi = 44,1^\circ$. Como o solo é inclinado, considera-se a resistência do solo dividida por dois conforme o relatório geotécnico, $q_{ELS/2} = 4 \text{ bars (G2PRO du 24/03/2022)}$.

Assim, para o cálculo das fundações considera-se $q_{net} = 0,40 \times 1,2 \times 2,7 = 1,296 \text{ MPa}$. As forças normais sobre cada fundação inclinada é indicada na tabela abaixo.

Dimensionamento das escoras periféricas

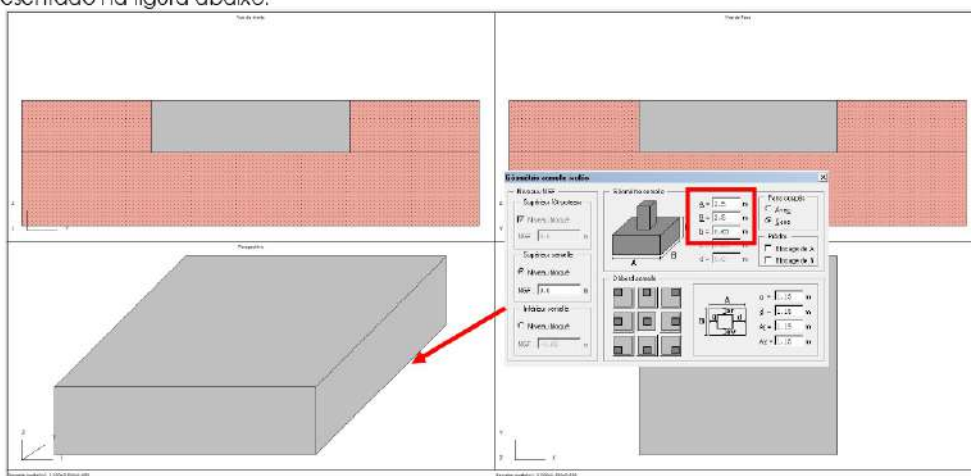
	A	B	C	D	E	F	G	H	
$\sum Fy$ [kN]	-		1157,66	1665,97	1622,17	1610,84	1639,29	1468,85	1245,94
$\sum Fz$ [kN]	-		1739,20	2438,25	2283,11	2269,48	2313,61	2064,41	1236,64
N [kN]	-		2054,60	2910,34	2768,45	2750,78	2802,27	2504,70	1755,13

As fundações foram modelizadas no software Graitec (detalhes de cálculo em anexo) e obtêm-se as dimensões e seções de aço necessárias para cada bloco de fundação, como indicado na tabela abaixo.

COTE RUE MARCELIN BERTHELOT										
Φ	44,1		52							
	A	B	C	D	E	F	G	H		
$\sum Fy$ [kN]	-		1157,66	1665,97	1622,17	1610,84	1639,29	1468,85	1245,94	
$\sum Fz$ [kN]	-		1739,20	2438,25	2283,11	2269,48	2313,61	2064,41	1236,64	
N [kN]	-		2054,60	2910,34	2768,45	2750,78	2802,27	2504,70	1743,17	
Massif (m3)	-		2,1x2,1x0,55	2,5x2,5x0,65	2,45x2,45x0,65	2,45x2,45x0,65	2,5x2,5x0,65	2,35x2,35x0,6	1,95x1,95x0,5	

5.4.1 Bloco de fundação Escora C

A força normal sobre a fundação inclinada é igual a **N=2910,34kN**. Assim, modelizamos a fundação como representado na figura abaixo.



O bloco de fundação tem dimensões de 2,5m*2,5m*0,65m

Armaduras :

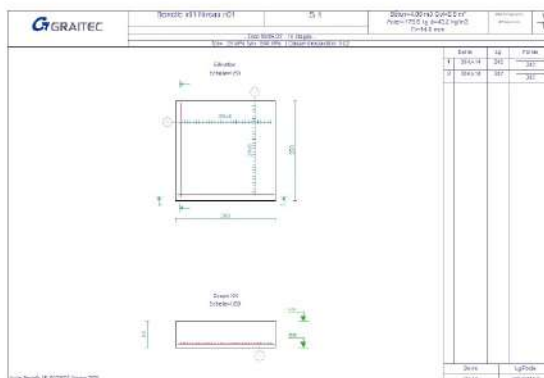


Figura 13 : Proposição de armaduras

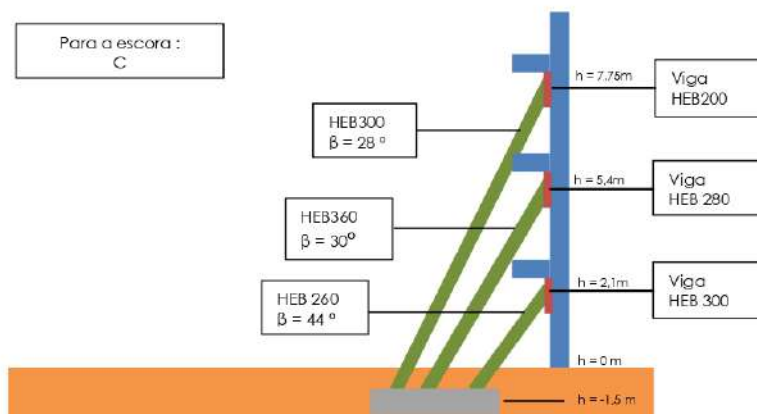
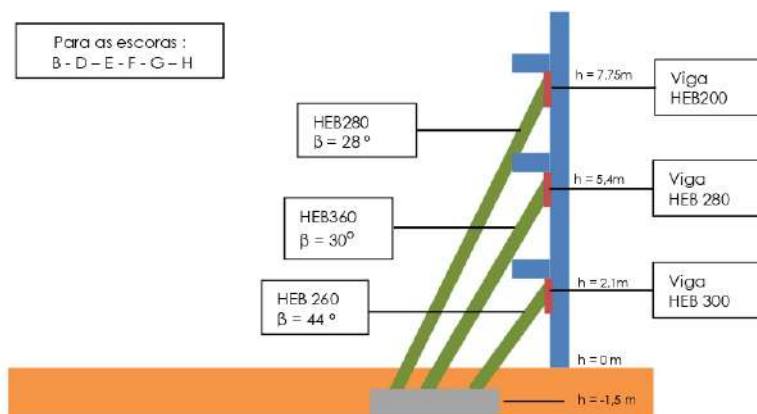
Dimensionamento das escoras periféricas

Destacamos as seções de aço necessárias para o bloco de fundação (detalhes no Anexo 3) :

Semelle	A théo.	A réel.	Nb.	HA	Esp.
Sup. X	0.00 cm ²	0.00 cm ²	0	14.0	0.000 m
Inf. X	45.18 cm ²	46.18 cm ²	30	14.0	0.077 m
Sup. Y	0.00 cm ²	0.00 cm ²	0	14.0	0.000 m
Inf. Y	45.18 cm ²	46.18 cm ²	30	14.0	0.077 m

Utilizamos um raciocínio análogo para os demais blocos de fundação (detalhes em anexo).

5.5. Resumo



6. LADO DA AVENUE DU GENERAL DE GAULLE

6.1. Empuxo do solo

O escoramento será realizado por um sistema de escoras metálicas com blocos de fundação em concreto armado realizado in-loco.

O escoramento a realizar é relativo aos subsolos SS1, SS2 e SS3.

A principal carga existente é o empuxo do solo.

Nós consideramos uma sobre carga suplementar de 20 KPA no espaço previsto para a passagem da escavadeira.

RESULTATS	Notation	Valeur	Unité
Poussée totale horizontale	Ph	299,4	kN
Point d'application de la poussée depuis le pied de l'écran	Zapp	3,19	m
Poussée totale verticale	Pv	0,00	kN
Poussée totale horizontale hors effet de la cohésion	Ph-c	299,4	kN
Poussée hydrostatique	Pw	0,0	kN
Proportion de poussée réduite par la cohésion hors poussée hydrostatique	% c - sans w	0%	-
Proportion de poussée réduite par la cohésion	% c	0%	-
Pression horizontale maximum	σ_{Hmax}	62	kPa
Profondeur d'un point M du diagramme	Z _M	3	m
Diminution que peut apporter la cohésion dans la limite de 0.1 σ_v		0,0	kPa
Pression horizontale au point M	σ_{HM}	20	kPa

Figura 16 : Pressão horizontal máxima

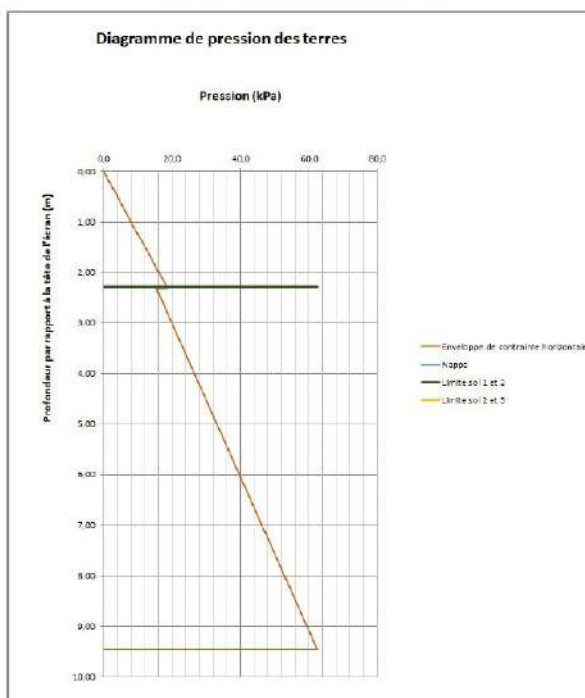


Figura 17 : Diagrama do empuxo do solo

6.2. Modelização

Pressão horizontal não ponderada P1 (ELS) = 62 KPa + 8 KPa e P2 (ELS) = 62 KPa + 4 KPa.

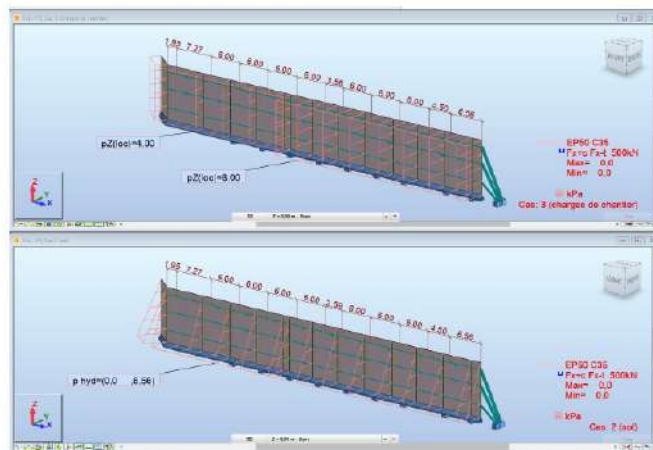


Figura 18 : Pressões horizontais não ponderadas aplicadas

A modelização da parede é realizada com o software ROBOT Structural Analysis. As 7 escoras são espaçadas conforme a planta FONDATION MOYPI PROVISOIRE (20 janvier 2022) – planta de fundações provisórias – sobre todo o comprimento da parede.

A parede é modelizada respeitando as seguintes condições :

Parede diafragma: C35/45 ; espessura $e_1 = 50\text{mm}$

Dimensionamento das escoras periféricas

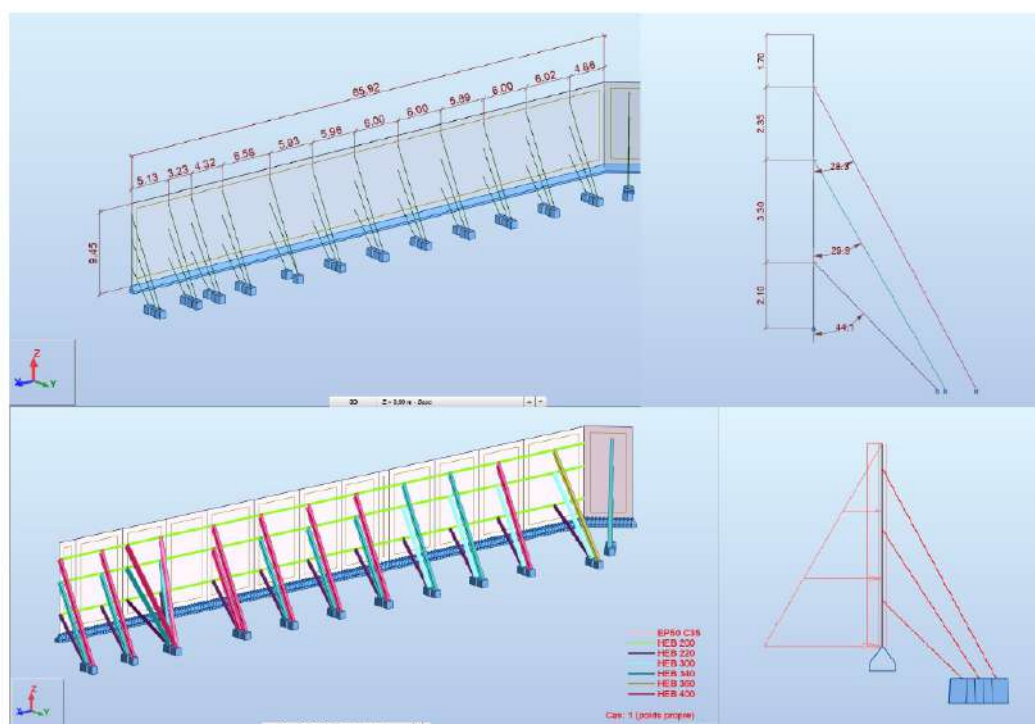
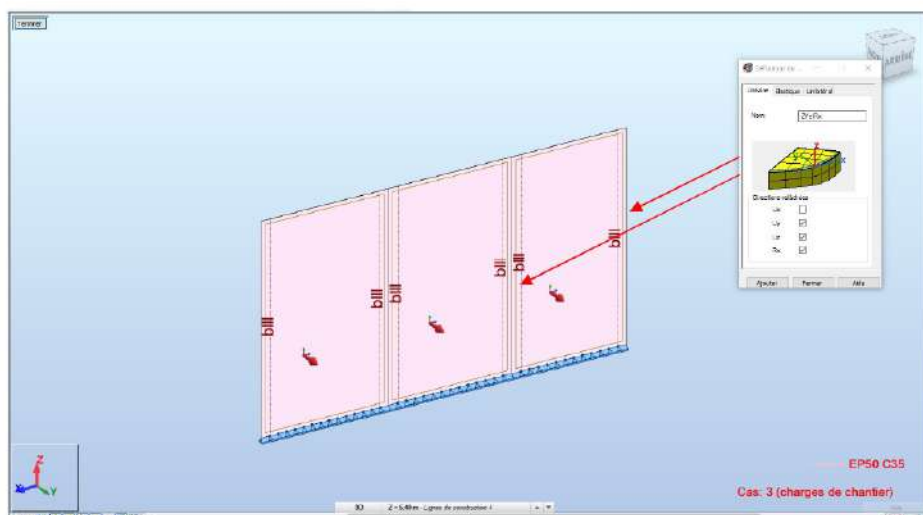


Figura 19: Modelização da parede

Considera-se uma descontinuidade das paredes no nível das juntas. Assim, elas são modelizadas com relaxações como os indicados na figura abaixo.



6.3. Verificação das escoras

Esforço normal nas escoras :

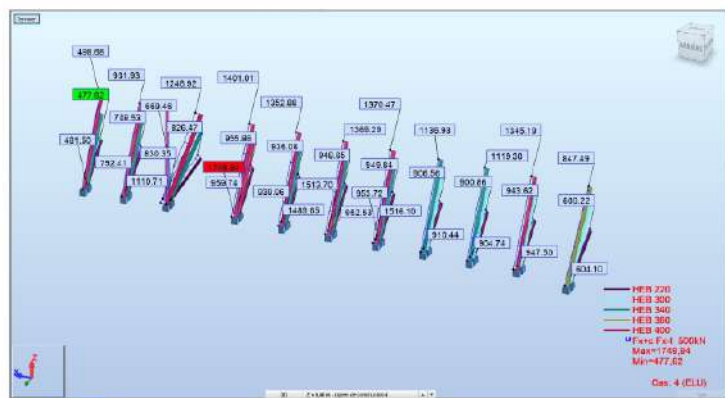


Figura 20 : Esforço normal nas escoras (ELU)

Pieço	Perfil	Materiau	Lay	Laz	Ratio	Cas
27 Barre_27	HEB 220	ACIER	60.61	102.2	0.92	4 ELU
28 Barre_28	HEB 400	ACIER	49.97	115.3	0.82	4 ELU
29 Barre_29	HEB 400	ACIER	64.82	149.6	0.99	4 ELU
30 Barre_30	HEB 220	ACIER	64.80	109.3	0.87	4 ELU
31 Barre_31	HEB 340	ACIER	60.11	118.9	0.84	4 ELU
32 Barre_32	HEB 400	ACIER	66.04	152.4	0.92	4 ELU
33 Barre_33	HEB 220	ACIER	64.80	109.3	0.71	4 ELU
34 Barre_34	HEB 340	ACIER	60.11	118.9	0.64	4 ELU
35 Barre_35	HEB 400	ACIER	66.04	152.4	0.66	4 ELU
39 Barre_39	HEB 220	ACIER	60.61	102.2	0.47	4 ELU
40 Barre_40	HEB 340	ACIER	58.27	113.3	0.38	4 ELU
41 Barre_41	HEB 400	ACIER	64.82	149.6	0.37	4 ELU
42 Barre_42	HEB 220	ACIER	60.61	102.2	0.73	4 ELU
43 Barre_43	HEB 340	ACIER	58.27	113.3	0.65	4 ELU
44 Barre_44	HEB 400	ACIER	64.82	149.6	0.67	4 ELU
45 Barre_45	HEB 220	ACIER	60.61	102.2	0.91	4 ELU
46 Barre_46	HEB 340	ACIER	58.27	113.3	0.87	4 ELU
47 Barre_47	HEB 400	ACIER	64.82	149.6	0.96	4 ELU
49 Barre_49	HEB 340	ACIER	58.27	113.3	0.88	4 ELU
50 Barre_50	HEB 400	ACIER	64.82	149.6	0.97	4 ELU
51 Barre_51	HEB 220	ACIER	60.61	102.2	0.92	4 ELU
52 Barre_52	HEB 340	ACIER	58.27	113.3	0.88	4 ELU
53 Barre_53	HEB 400	ACIER	64.82	149.6	0.97	4 ELU
54 Barre_54	HEB 220	ACIER	60.61	102.2	0.88	4 ELU
55 Barre_55	HEB 360	ACIER	65.68	112.6	0.85	4 ELU
56 Barre_56	HEB 340	ACIER	75.58	147.0	0.99	4 ELU
57 Barre_57	HEB 220	ACIER	60.61	102.2	0.87	4 ELU
58 Barre_58	HEB 300	ACIER	65.68	112.6	0.84	4 ELU
59 Barre_59	HEB 340	ACIER	75.58	147.0	0.97	4 ELU
60 Barre_60	HEB 220	ACIER	60.61	102.2	0.91	4 ELU
61 Barre_61	HEB 300	ACIER	65.68	112.6	0.88	4 ELU
62 Barre_62	HEB 400	ACIER	64.82	149.6	0.95	4 ELU
63 Barre_63	HEB 220	ACIER	75.86	127.9	0.79	4 ELU
64 Barre_64	HEB 360	ACIER	75.96	126.7	0.75	4 ELU
65 Barre_65	HEB 360	ACIER	75.07	161.1	0.82	4 ELU
66 Barre_66	HEB 220	ACIER	60.61	102.2	0.92	4 ELU

Figura 21 : Esforço nas escoras e verificações das solicitações (ELU)

6.4. Detalhe Escora C – D

Conforme as plantas de trabalhos futuros a serem realizados, não é possível posicionar as escoras de maneira perpendicular a parede. Assim, propomos a seguinte solução.

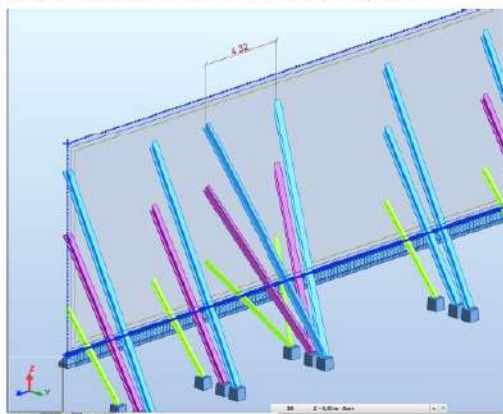
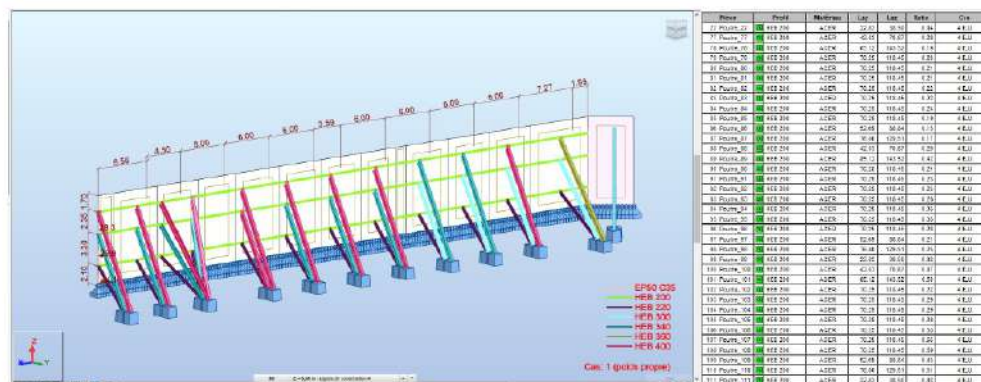


Figura 22 : Modelização da parede – detalhes escoras C e D

6.4.1 Vigas

Deve-se prever a utilização de vigas metálicas HEB200.



As vigas metálicas devem respeitar o espaçamento apresentado acima.

6.5. Fundações

A soma das solicitações nas escoras fornecem os esforços horizontais e verticais para o dimensionamento dos blocos de fundação.

Dimensionamento das escoras periféricas

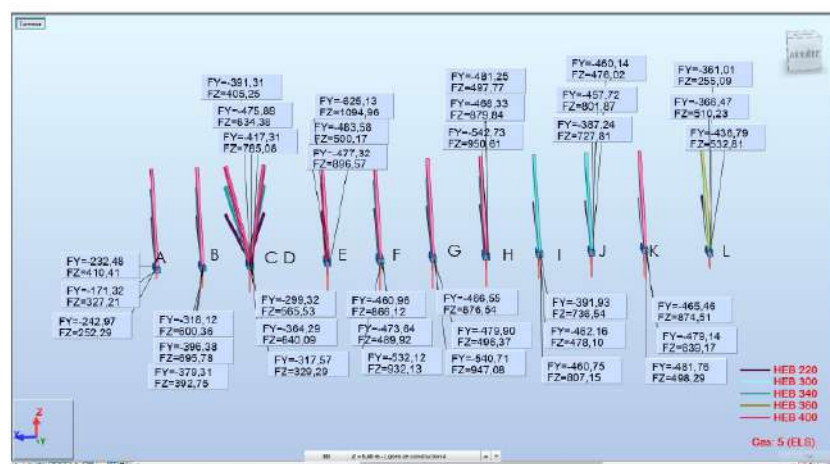


Figura 23 : Reações Fy et Fz nos apoios (ELS)

Destaca-se a soma dos esforços seguinte para cada bloco de fundação :

	A	B	C	D	E	F	
ΣFy [kN]	-		1093,81	1139,49	1126,19	1586,03	1466,72
ΣFz [kN]	-		1688,89	2040,00	1519,62	2490,74	2288,17
	G	H	I	J	K	L	
ΣFy [kN]		1487,16	1492,31	1314,84	1305,10	1426,36	1164,27
ΣFz [kN]		2319,99	2328,22	2021,79	2005,70	2211,97	1298,13

Considera-se uma fundação inclinada perpendicular ao perfil mais próximo da parede (perfil do S51), seja o perfil HEB 220. Assim, essa fundação terá um ângulo Φ em relação ao solo, com $\Phi = 44,1^\circ$. Como o solo é inclinado, considera-se a resistência do solo dividida por dois conforme o relatório geotécnico, $q_{EL5/2} = 4$ bars (G2PRO du 24/03/2022).

Assim, para o cálculo das fundações considera-se $q_{net} = 0,40 \times 1,2 \times 2,7 = 1,296$ MPa.

As forças normais sobre cada fundação inclinada é indicada na tabela abaixo.

	A	B	C	D	E	F	
ΣFy [kN]	-		1093,81	1139,49	1126,19	1586,03	1466,72
ΣFz [kN]	-		1688,89	2040,00	1519,62	2490,74	2288,17
N [kN]	-		1974,03	4132,97		2892,40	2663,90
	G	H	I	J	K	L	
ΣFy [kN]		1487,16	1492,31	1314,84	1305,10	1426,36	1164,27
ΣFz [kN]		2319,99	2328,22	2021,79	2005,70	2211,97	1298,13
N [kN]		2700,98	2710,47	2366,91	2348,58	2581,10	1721,75

As fundações foram modelizadas no software Graitec (detalhes de cálculo em anexo) e obtêm-se as dimensões e seções de aço necessárias para cada bloco de fundação, como indicado na tabela abaixo.

Dimensionamento das escoras periféricas

Ø		44,1	51				
	A	B	C	D	E	F	
ΣFy [kN]	-		1093,81	1139,49	1126,19	1586,03	1466,72
ΣFz [kN]	-		1688,89	2040,00	1519,62	2490,74	2288,17
N [kN]	-		1974,03	4132,97		2892,40	2663,90
Massif (m3)	-	2,1x2,1x0,55		3x3x0,75		2,5x2,5x0,65	2,5x2,5x0,65
Section d'acier	Inf. X	-	30,74	66,5		44,9	44,9
	Inf. Y	-	30,74	66,5		44,9	44,9
	G	H	I	J	K	L	
ΣFy [kN]	1487,16	1492,31	1314,84	1305,10	1426,36	1164,27	
ΣFz [kN]	2319,99	2328,22	2021,79	2005,70	2211,97	1298,13	
N [kN]	2700,98	2710,47	2366,91	2348,58	2581,10	1721,75	
Massif (m3)	2,5x2,5x0,65	2,5x2,5x0,65	2,4x2,4x0,6	2,4x2,4x0,6	2,4x2,4x0,6	*2,05x2,05x0,55	
Section d'acier	Inf. X	44,9	44,9	41,98	41,98	41,98	-
	Inf. Y	44,9	44,9	41,98	41,98	41,98	-

6.6. **Resumo**

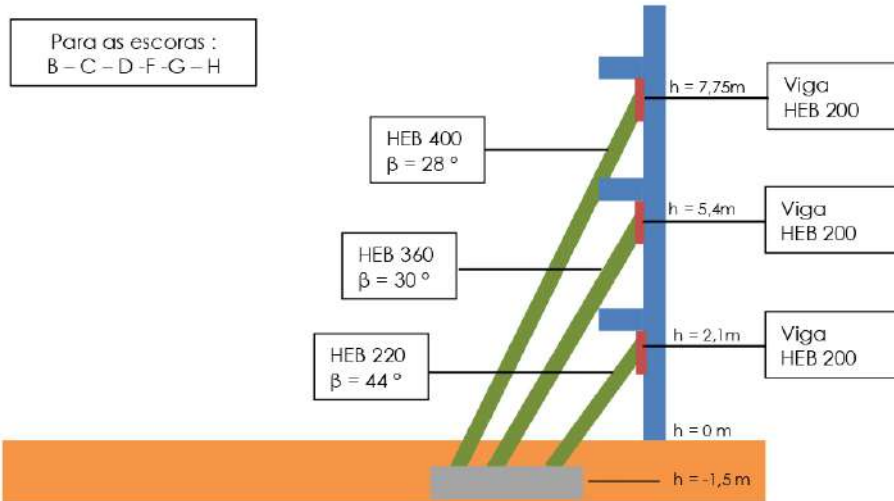


Figura 24 : Resumo I

Dimensionamento das escoras periféricas

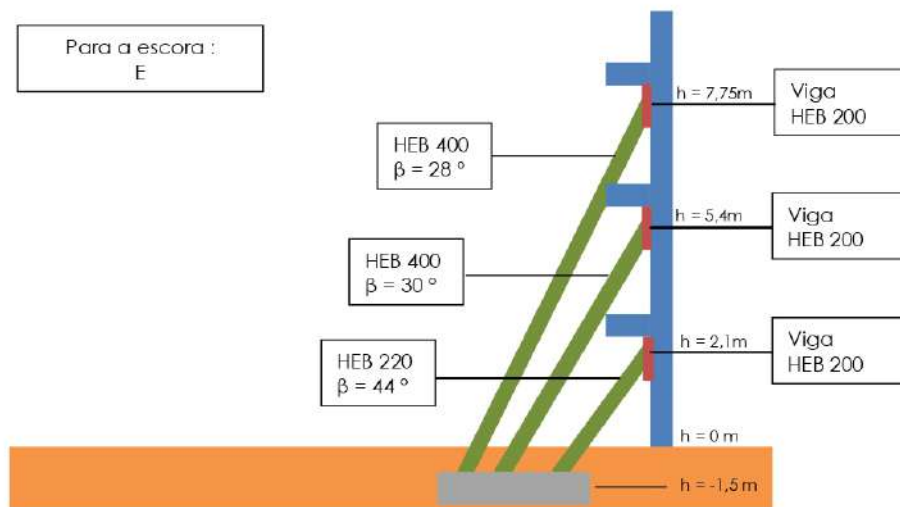


Figura 25 : Resumo 2

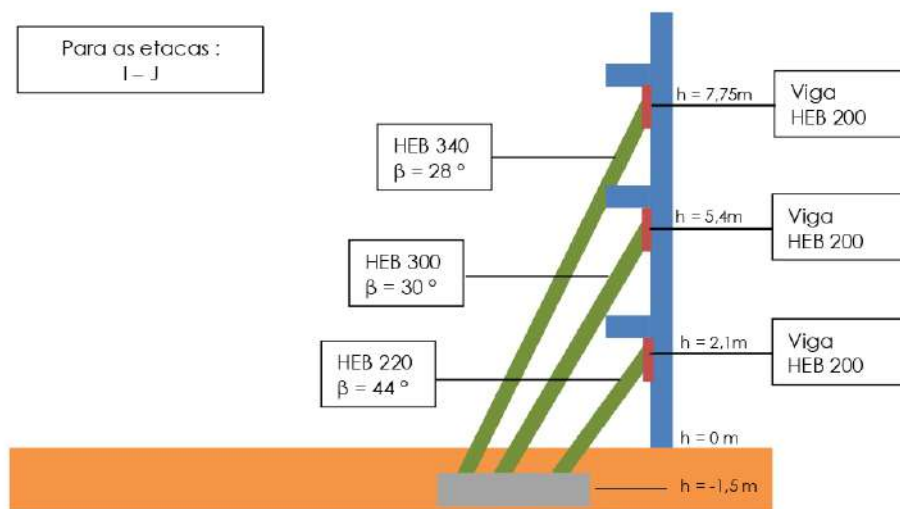


Figura 26 : Resumo 3

Dimensionamento das escoras periféricas

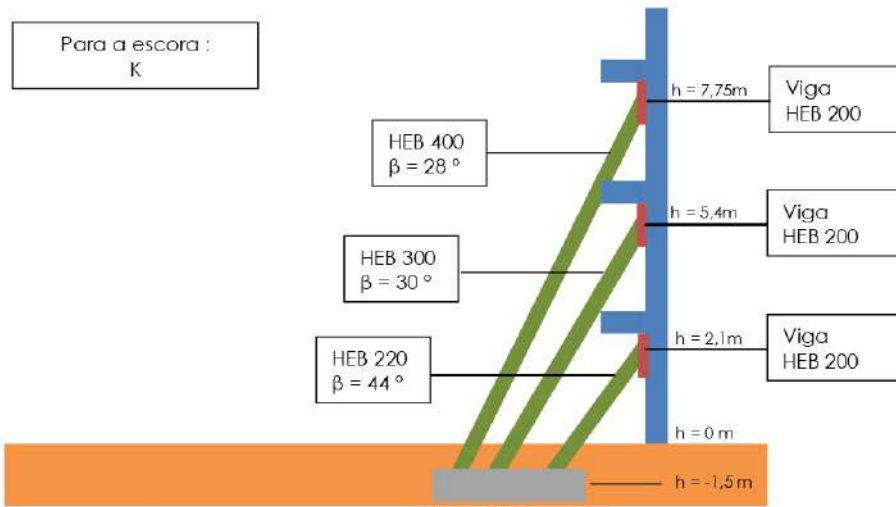


Figura 27 : Resumo 4

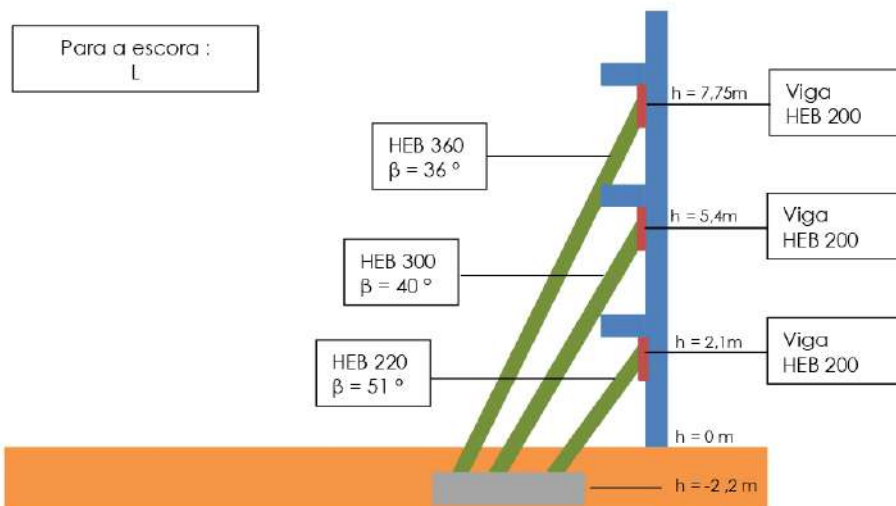


Figura 28 : Resumo 5

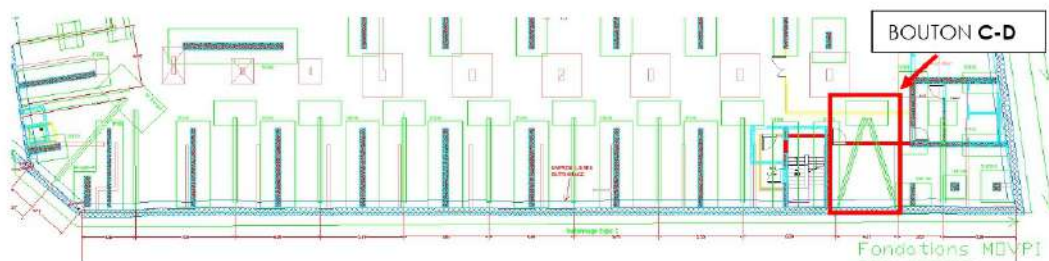


Figura 29 : Localização das escoras em planta

7. LADO SUDOESTE

7.1. Empuxo do solo

O escoramento será realizado por um sistema de escoras metálicas com blocos de fundação em concreto armado realizado in-loco.

O escoramento a realizar é relativo aos subsolos SS1, SS2 e SS3.

A principal carga existente é o empuxo do solo.

Nós consideramos uma sobre carga suplementar de 10kPa devido ao fluxo da rua.

RESULTATS	Notation	Valeur	Unité
Poussée totale horizontale	Ph	299,4	kN
Point d'application de la poussée depuis le pied de l'écran	Zapp	3,19	m
Poussée totale verticale	Pv	0,00	kN
Poussée totale horizontale hors effet de la cohésion	Ph-c	299,4	kN
Poussée hydrostatique	Pw	0,0	kN
Proportion de poussée réduite par la cohésion hors poussée hydrostatique	% c - sans w	0%	-
Proportion de poussée réduite par la cohésion	% c	0%	-
Pression horizontale maximum	σ_{Hmax}	62	kPa
Profondeur d'un point M du diagramme	Z _M	3	m
Diminution que peut apporter la cohésion dans la limite de 0.1 av		0,0	kPa
Pression horizontale au point M	σ_{HM}	20	kPa

Figura 30 : Pressão horizontal máxima

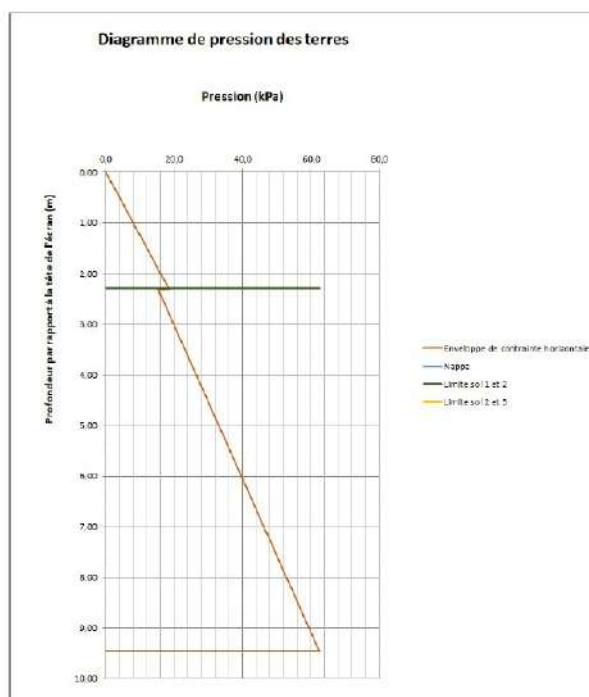


Figura 31 : Diagrama do empuxo do solo

7.2. Modelização

Pressão horizontal não ponderada P (ELS) = 62 KPa + 4 KPa.

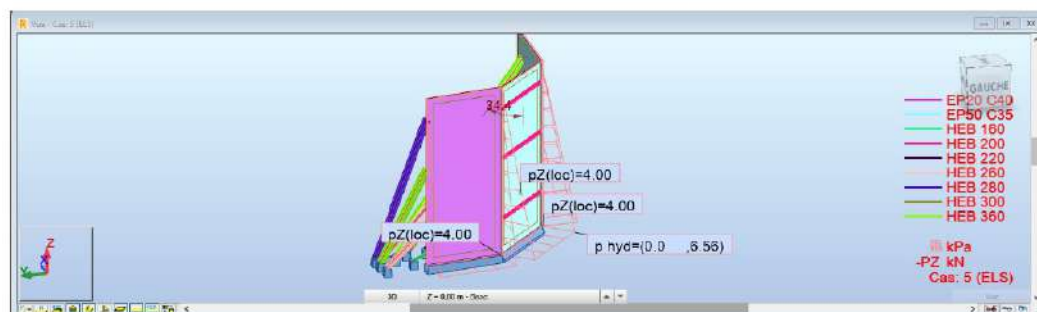


Figura 32 : Pressões horizontais não ponderadas aplicadas

A modelização da parede é realizada com o software ROBOT Structural Analysis. As 7 escoras são espaçadas conforme a planta FOUNDATION MOYPI PROVISOIRE (20 janvier 2022) – planta de fundações provisórias – sobre todo o comprimento da parede.

A parede é modelizada em duas partes, a parede concretada in loco e a parede diafragma, respeitando as seguintes condições:

- Parede concretada in loco: C40/50 ; espessura $e_1 = 20\text{mm}$
- Parede diafragma: C35/45 ; espessura $e_2 = 50\text{mm}$

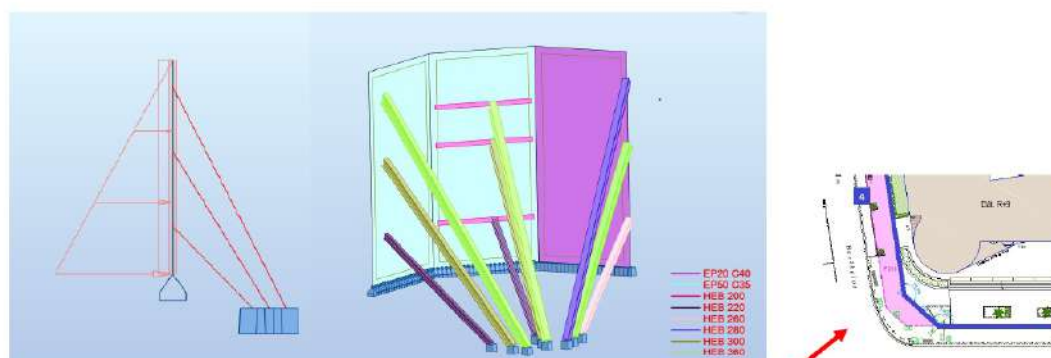


Figura 33 : Modelização das paredes

Dimensionamento das escoras periféricas

7.3. Verificação das escoras

Esforo normal nas escoras :

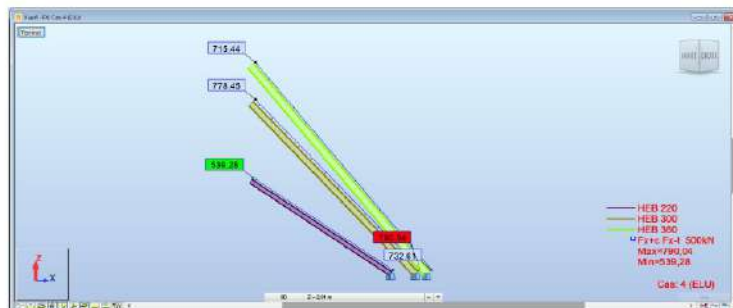


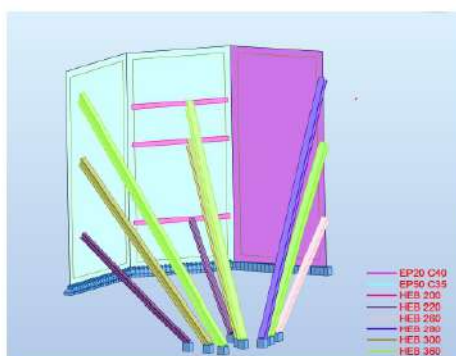
Figura 34 : Esforo normal nas escoras (ELU)

PIECE	PROFIL	MATERIAU	Lay	Laz	RATIO	Cas
3 Barre_3	HEB 350	ACER	77.58	160.11	0.82	4 ELU
4 Barre_4	HEB 300	ACER	90.20	137.61	0.71	4 ELU
5 Barre_5	HEB 200	ACER	78.36	132.11	0.72	4 ELU

Figura 35 : Esforo nas escoras e verificações das solicitações (ELU)

7.3.1 Vigas

Deve-se prever a utilização de vigas metálicas HEB 200.



PIECE	PROFIL	MATERIAU	Lay	Laz	RATIO	Cas
15 Peutre_15	HEB 200	ACER	51.37	86.11	0.53	4 ELU
16 Peutre_16	HEB 200	ACER	51.37	86.11	0.46	4 ELU
17 Peutre_17	HEB 200	ACER	51.37	86.11	0.38	4 ELU

7.4. Fundações

A soma das solicitações nas escoras fornecem os esforços horizontais e verticais para o dimensionamento dos blocos de fundação.

Dimensionamento das escoras periféricas

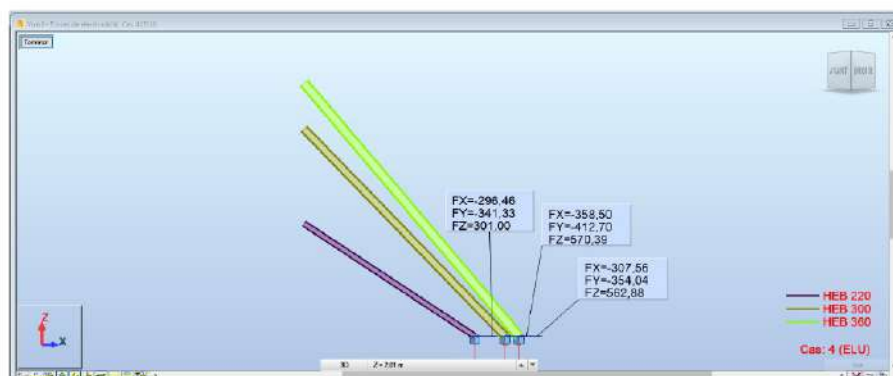
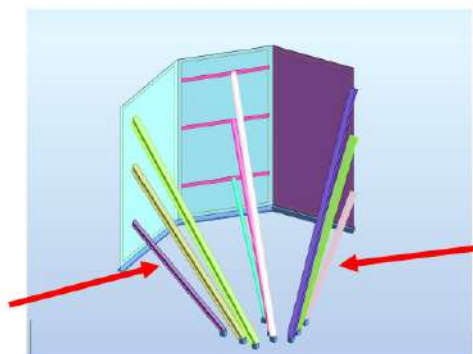


Figura 36 : Reações Fy et Fz nos apoios (ELS)

Destaca-se a soma dos esforços seguinte para o bloco de fundação :

Φ	56
$\sum Fz$ [kN]	1044,87
N [kN]	1471,39

Adiciona-se os esforços das escoras laterais (indicado na figura abaixo) projetadas sobre o bloco de fundação. Seja o esforço perpendicular ao bloco de fundação igual a $1721,75\text{kN} \cdot \cos(41^\circ)$ e $1743,17\text{kN} \cdot \cos(41^\circ)$.



Considera-se uma fundação inclinada perpendicular ao perfil mais próximo da parede (perfil do S51), seja o perfil HEB 220. Assim, essa fundação terá um ângulo Φ em relação ao solo, com $\Phi = 56^\circ$. Como o solo é inclinado, considera-se a resistência do solo dividida por dois conforme o relatório geotécnico, $q_{s,5/2} = 4$ bars (G2PRO du 24/03/2022).

Assim, para o cálculo das fundações considera-se $q_{net} = 0,40 \times 1,2 \times 2,7 = 1,296$ MPa.

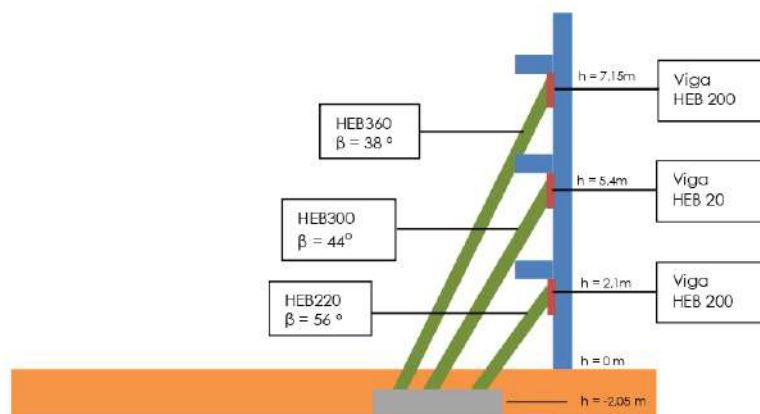
As forças normais sobre cada fundação inclinada é indicada na tabela abaixo.

Sud-ouest		
Φ	56	
$\sum Fz$ [kN]	1044,87	
N [kN]	1471,39 Total	4086,40

As fundações foram modelizadas no software Graitec (detalhes de cálculo em anexo) e obtêm-se as dimensões e seções de aço necessárias para cada bloco de fundação, como indicado na tabela abaixo.

Dimensionamento das escoras periféricas

Sud-ouest			
Φ	56		
$\sum Fz$ [kN]	1044,87		
N [kN]	1471,39	Total	4086,40
Massif (m3) 45°	3x3.2x0.75		

7.5. **Resumo**

8. RAMPA

8.1. Empuxo do solo

O escoramento será realizado por um sistema de escoras metálicas com blocos de fundação em concreto armado realizado in-loco.

O escoramento a realizar é relativo aos subsolos SS1, SS2 e SS3.

A principal carga existente é o empuxo do solo.

Considera-se uma sobrecarga suplementar de 10kPa devido a vizinhança e uma carga de solo aplicada a uma altura de 8,25m onde inicia o solo vizinho.

RESULTATS	Notation	Valeur	Unité
Poussée totale horizontale	Ph	229,2	kN
Point d'application de la poussée depuis le pied de l'écran	Zapp	2,80	m
Poussée totale verticale	Pv	0,00	kN
Poussée totale horizontale hors effet de la cohésion	Ph-c	229,2	kN
Poussée hydrostatique	Pw	0,0	kN
Proportion de poussée réduite par la cohésion hors poussée hydrostatique	% c - sans w	0%	-
Proportion de poussée réduite par la cohésion	% c	0%	-
Pression horizontale maximum	σ_{Hmax}	55	kPa
Profondeur d'un point M du diagramme	Z _M	3	m
Diminution que peut apporter la cohésion dans la limite de 0.1 σ_v		0,0	kPa
Pression horizontale au point M	σ_{HM}	20	kPa

Figura 37 : Pressão horizontal máxima

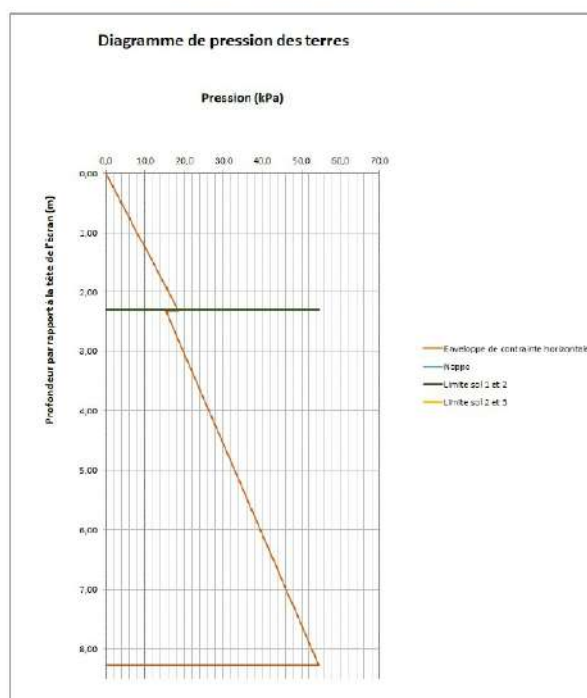


Figura 38 : Diagrama do empuxo do solo

8.2. Modelização

A modelização é realizada no software ROBOT Structural Analysis.
Pressão horizontal não ponderada P (ELS) = 55 kPa + 4 kPa.

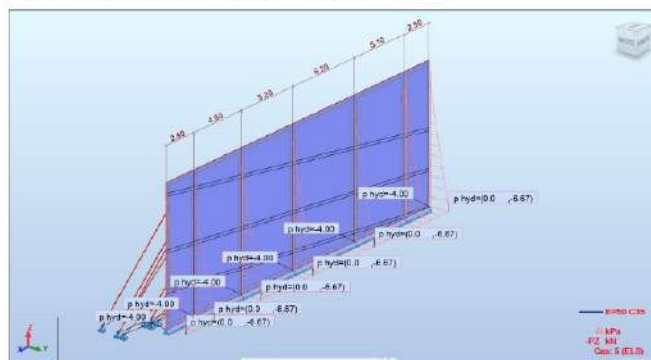


Figura 39 : Pressões horizontais não ponderadas aplicadas

Considera-se uma descontinuidade das paredes no nível das juntas. Assim, elas são modelizadas com relaxações como os indicados na figura abaixo. Os espaçamentos entre as juntas foram medidos em obra e foram modelizados como apresentado abaixo.

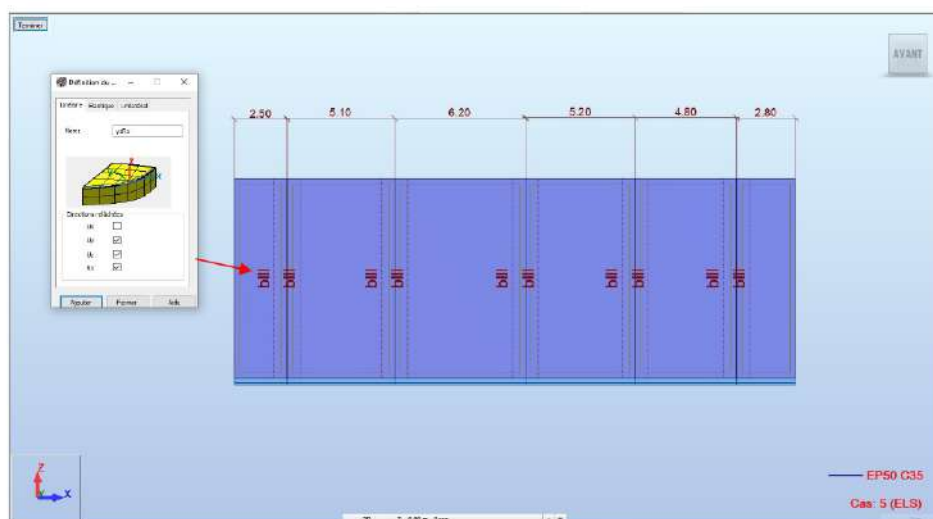


Figura 40 : Localização das juntas

As escoras serão localizadas a uma distância de 30cm de cada junta e a 20cm abaixo da laje curva que compõem a rampa.

Dimensionamento das escoras periféricas

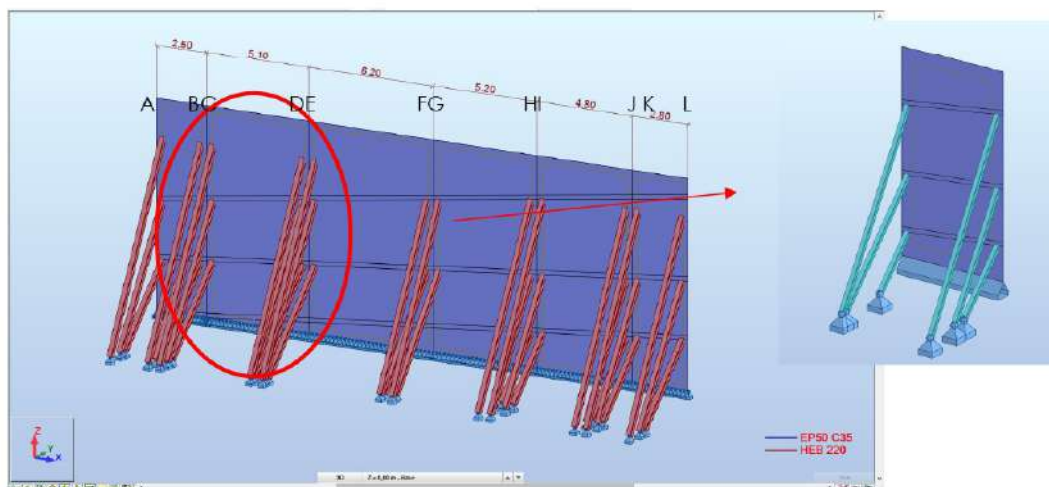
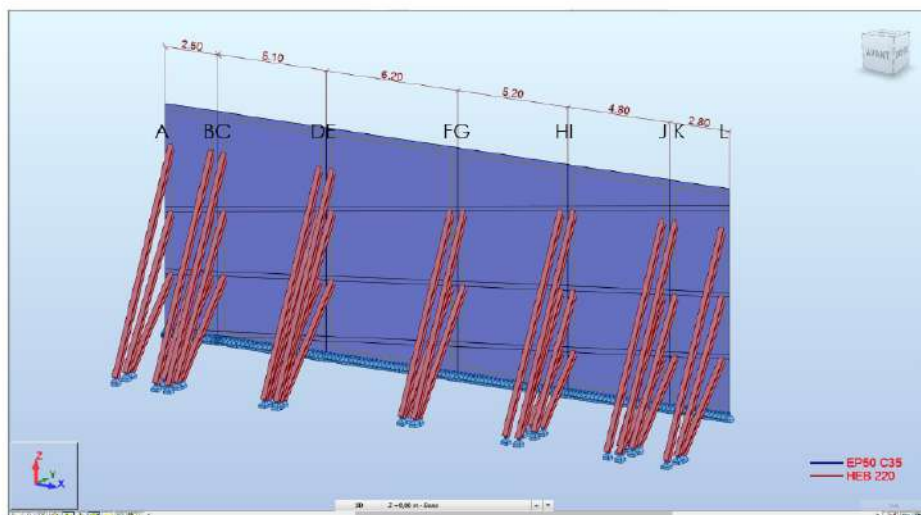


Figura 41 : Localização das escoras e suas características

Os ângulos entre as escoras e a parede variam entre 44°, 35°, 31,5° e 27°. A tabela abaixo descreve os ângulos utilizados para cada escora. Le tableau ci-dessous décrit l'angles utilisés dans le modelé.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L
Haut	27	27°	27°	27°	27°	27	27	27°	27°	27°	27°	27°
Milieu	31,5°	31,5°	31,5°	31,5°	31,5°	35°	35°	35°	35°	35°	35°	35°
Bas	44°	44°	44°	44°	44°	-	-	44°	44°	44°	44°	44°



A parede foi modelizada respeitando as seguintes condições :

- Parede diafragma: C35/45 ; espessura $e_2 = 50\text{mm}$

8.3. Verificação das escoras

Esforço normal nas escoras :

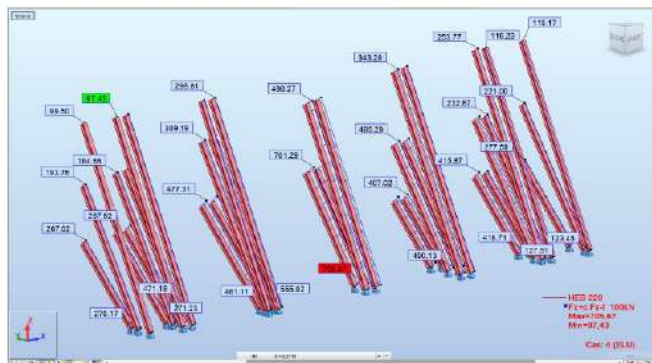


Figura 42 : Esforço normal nas escoras (ELU)

Póvco	Profilo	Materiais	Lay	Laz	Relatio	Ces
43 Barre_43	HEB 224	ACER	46 05	82 71	0,27	4 ELU
44 Barre_44	HEB 224	ACER	51 69	87 11	0,22	4 ELU
45 Barre_45	HEB 224	ACER	52 47	88 8	0,26	4 ELU
46 Barre_46	HEB 224	ACER	58 16	89 8	0,45	4 ELU
47 Barre_47	HEB 224	ACER	64 03	161 2	0,43	4 ELU
48 Barre_48	HEB 224	ACER	56 22	103 8	0,27	4 ELU
50 Barre_50	HEB 224	ACER	64 58	162 2	0,56	4 ELU
51 Barre_51	HEB 224	ACER	66 40	172 8	0,52	4 ELU
52 Barre_52	HEB 224	ACER	26 51	64 8	0,27	4 ELU
53 Barre_53	HEB 224	ACER	44 36	74 8	0,36	4 ELU
54 Barre_54	HEB 224	ACER	45 20	76 2	0,21	4 ELU
56 Barre_56	HEB 224	ACER	73 68	124 8	0,25	4 ELU
57 Barre_57	HEB 224	ACER	71 32	130 1	0,25	4 ELU
58 Barre_58	HEB 224	ACER	101 44	111 1	0,73	4 ELU
59 Barre_59	HEB 224	ACER	78 15	131 8	0,46	4 ELU
61 Barre_61	HEB 224	ACER	85 67	144 8	0,56	4 ELU
62 Barre_62	HEB 224	ACER	86 80	146 8	0,52	4 ELU
63 Barre_63	HEB 224	ACER	82 24	155 8	0,55	4 ELU
64 Barre_64	HEB 224	ACER	91 07	167 8	0,77	4 ELU
65 Barre_65	HEB 224	ACER	87 16	132 2	0,44	4 ELU
66 Barre_66	HEB 224	ACER	102 23	172 4	0,61	4 ELU
68 Barre_68	HEB 224	ACER	104 43	176 8	0,67	4 ELU
69 Barre_69	HEB 224	ACER	104 43	176 8	0,47	4 ELU
70 Barre_70	HEB 224	ACER	104 43	176 8	0,57	4 ELU
71 Barre_71	HEB 224	ACER	104 43	176 8	0,26	4 ELU
72 Barre_72	HEB 224	ACER	104 43	176 8	0,27	4 ELU
73 Barre_73	HEB 224	ACER	104 43	176 8	0,24	4 ELU
74 Barre_74	HEB 224	ACER	104 43	176 8	0,24	4 ELU
75 Barre_75	HEB 224	ACER	104 43	176 8	0,21	4 ELU
83 Barre_83	HEB 224	ACER	73 23	134 8	0,36	4 ELU
86 Barre_86	HEB 224	ACER	72 48	122 2	0,46	4 ELU
87 Barre_87	HEB 224	ACER	76 02	128 2	0,34	4 ELU
88 Barre_88	HEB 224	ACER	46 28	81 4	0,22	4 ELU
92 Barre_92	HEB 224	ACER	37 06	63 2	0,26	4 ELU

Figura 43 : Esforço nas escoras e verificações das solicitações (ELU)

8.4. Placas metálicas

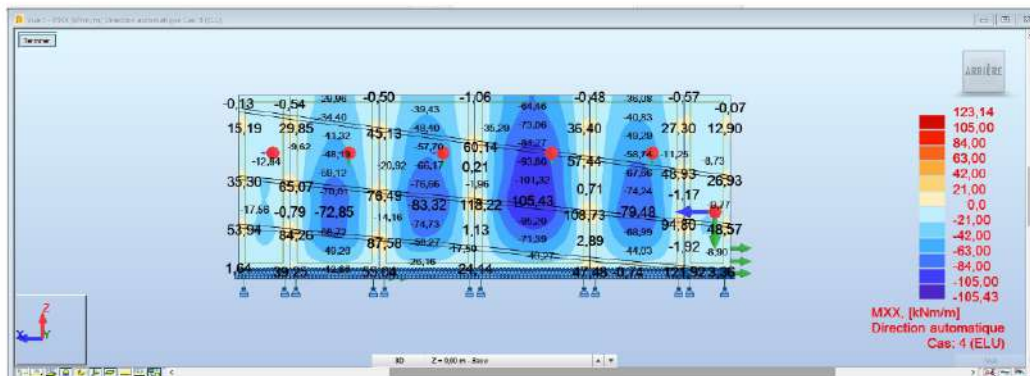


Figura 44: Momento MXX (ELU)

Afim de poder resistir as solicitações presentes na parede, é proposto a utilização de placas metálicas quadradas. Essas placas servem para distribuir a carga nos locais onde tem-se uma concentração de esforços. Conforme a sondagem das armaduras realizadas nas paredes (Erro! Fonte de referência não encontrada.) percebemos que as placas devem ter uma dimensão mínima de 0,2 cm x 0,2.

8.5. Fundações

A soma das solicitações nas escoras fornecem os esforços horizontais e verticais para o dimensionamento dos blocos de fundação.

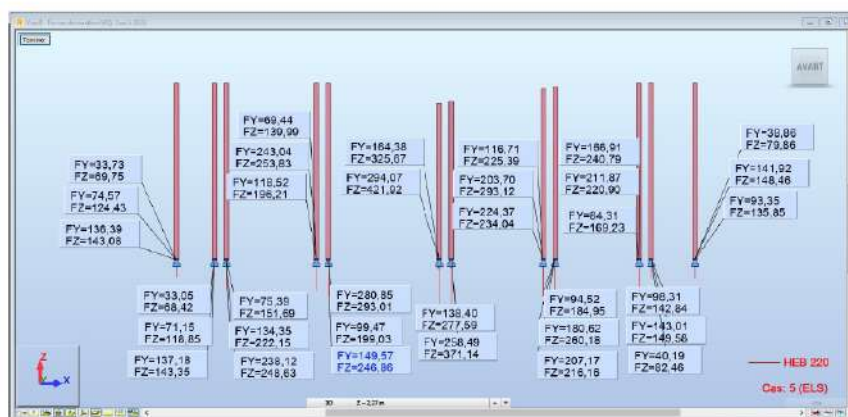


Figura 45 : Reações Fy et Fz nos apoios (ELU)

Destaca-se a soma dos esforços seguinte para cada bloco de fundação :

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L
FV	146,40	71,38	70,43	118,08	148,91				176,71	49,50	336,41	90,21
FY	21,73	31,08	182,10	88,82	99,61	190,38	118,61		261,21	183,80	213,82	161,81
FZ	24,58	117,81	228,11	242,97	280,85	209,07	258,40		224,37	207,17	84,21	46,09
FZ	110,07	118,87	152,72	198,18	293,63				228,20	189,08	246,70	142,84
FZ	69,71	68,63	222,17	139,95	299,63	325,67	277,59		293,32	250,18	228,09	149,58
FZ	124,43	211,23	286,62	293,75	246,66	423,02	171,14		224,04	216,14	316,23	62,46
Fy (kN)	244,66	248,92	442,02	400,88	529,89	456,45	398,09		544,78	482,23	463,65	281,21
Fz (kN)	332,22	336,55	422,32	389,86	718,96	747,53	548,71		552,51	641,29	650,92	374,48
Fy (kN)	244,66		469,16		900,77				855,34		1027,09	
Fz (kN)	332,22		353,17		1328,79				1390,32		1413,94	
N (kN)	412,78		1192,40		1823,74				1524,49		1750,71	

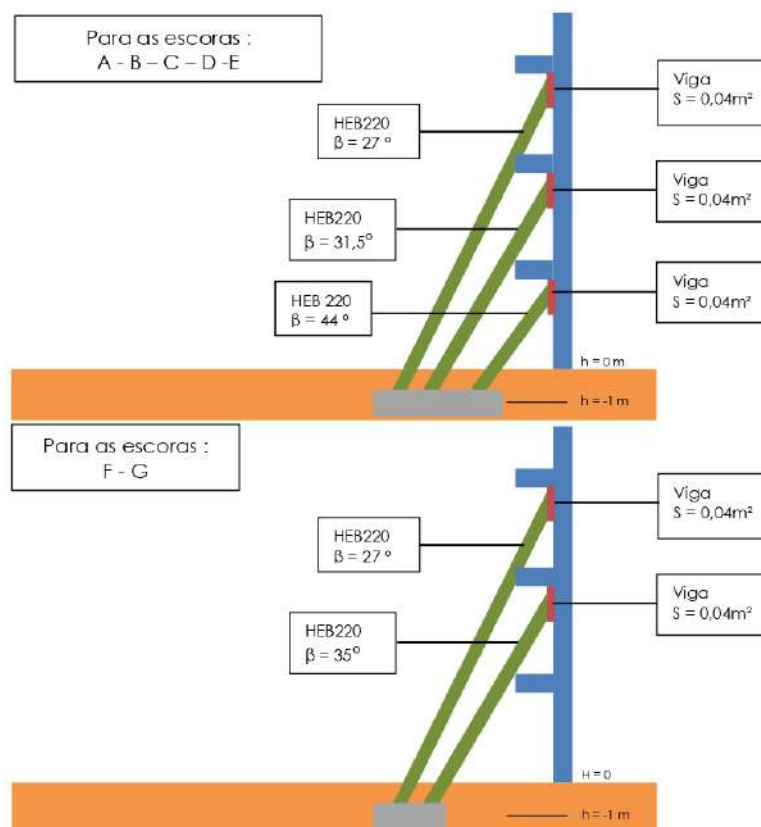
Dimensionamento das escoras periféricas

Considera-se uma fundação inclinada perpendicular ao perfil mais próximo da parede (perfil do S51), seja o perfil HEB 220. Assim, essa fundação terá um ângulo Φ em relação ao solo, com $\Phi = 44^\circ$ et 35° . Como o solo é inclinado, considera-se a resistência do solo dividida por dois conforme o relatório geotécnico, $q_{EIS}/2 = 4 \text{ bars}$ (G2PRO du 24/03/2022).

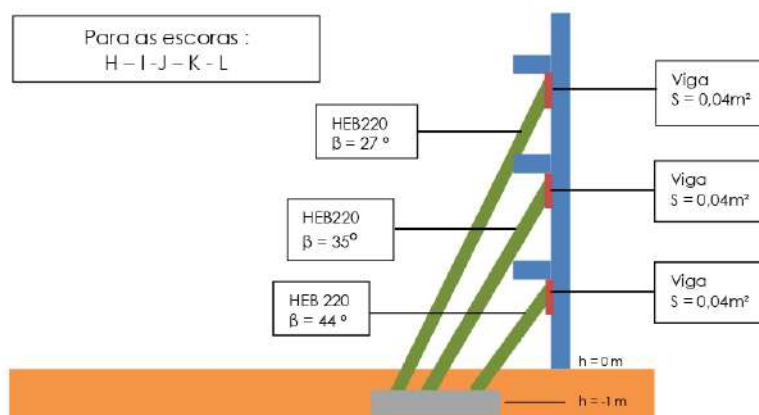
Assim, para o cálculo das fundações considera-se $q_{net} = 0,40 \times 1,2 \times 2,7 = 1,296 \text{ MPa}$.

As fundações foram modelizadas no software Graitec (detalhes de cálculo em anexo) e obtêm-se as dimensões e seções de aço necessárias para cada bloco de fundação, como indicado na tabela abaixo.

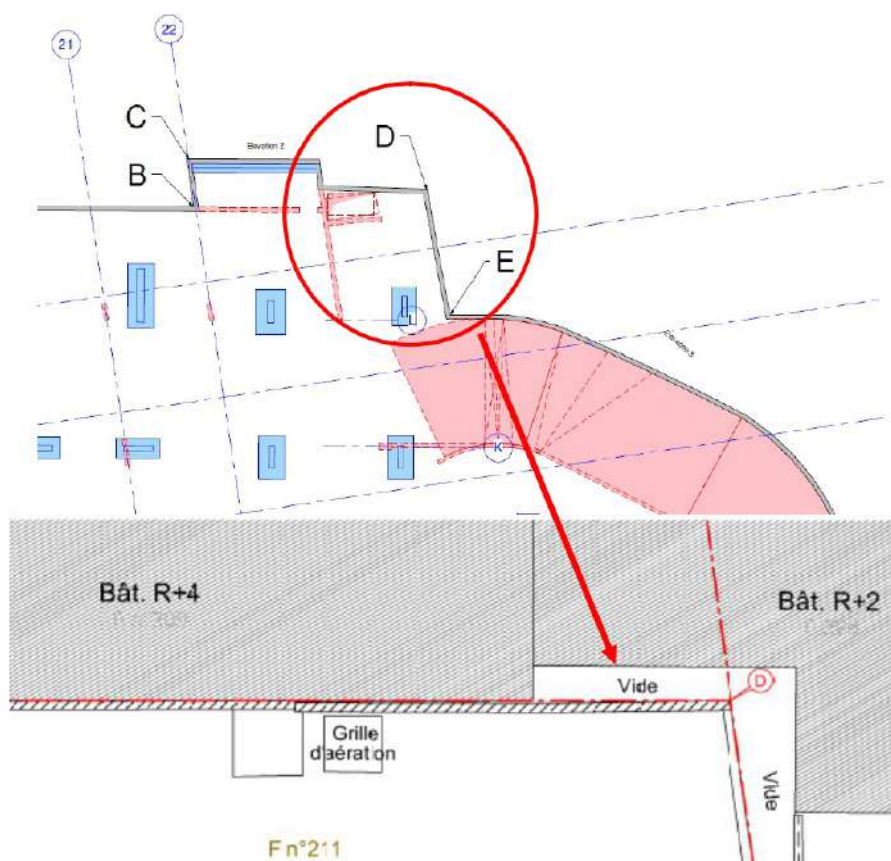
Φ	Requis											
	44				35							
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L
FY	156,38	71,10	75,42	118,49	149,57				110,71	90,22	166,93	98,31
FY	53,72	33,05	134,87	65,42	59,47	164,38	138,1		203,7	187,62	211,87	145,04
FY	74,56	137,19	238,11	242,97	390,85	294,07	278,45		232,37	207,17	84,31	40,19
FZ	143,07	118,07	151,73	136,16	253,01				235,59	184,55	240,29	147,84
FZ	69,74	68,43	222,17	136,95	159,03	323,57	277,50		293,12	260,18	230,5	149,50
FZ	124,41	143,35	248,62	253,75	346,86	421,92	371,14		234,04	216,16	169,23	82,46
$\sum Fy$ [kN]	294,90	241,40	647,90	487,88	539,89	458,45	390,89		544,78	482,31	405,09	281,51
$\sum Fz$ [kN]	337,22	830,65	622,52	589,66	738,90	267,58	648,73		752,55	601,26	630,82	376,88
$\sum Fy$ [kN]	244,66	689,50		960,77		855,34			1027,09		744,60	
$\sum Fz$ [kN]	337,22	953,17		1328,76		1306,32			1413,34		1003,80	
N [kN]	412,53	1154,48		1623,24		1604,40			1730,55		1240,75	
Massif (m³)	1,0x1,7x0,45	1,7x1,7x0,45		2,0x2,0x0,5		2,0x2,0x0,5			2,0x2,0x0,5		1,7x1,7x0,45	

8.6. Resumo

Dimensionamento das escoras periféricas



As placas serão adaptadas as escoras conforme suas inclinações.
É necessário realizar sondagens suplementares ao lado esquerdo da rampa para verificar o nível do solo vizinho e identificar se há descontinuidade na parede do local.



9. ESCORAS LADO 1 E 5

9.1. Cargas

O escoramento será realizado por um sistema de escoras metálicas.

O escoramento a realizar é relativo aos subsolos SS1, SS2 e SS3.

Utiliza-se uma carga de descompressão do solo igual a 1 kPa.

9.2. Modelização

Pressão horizontal não ponderada P (ELS) = 1 kPa.

A modelização é realizada no software ROBOT Structural Analysis. As escoras são posicionadas a 1,99 metros de distância umas das outras sobre todo o comprimento da parede.

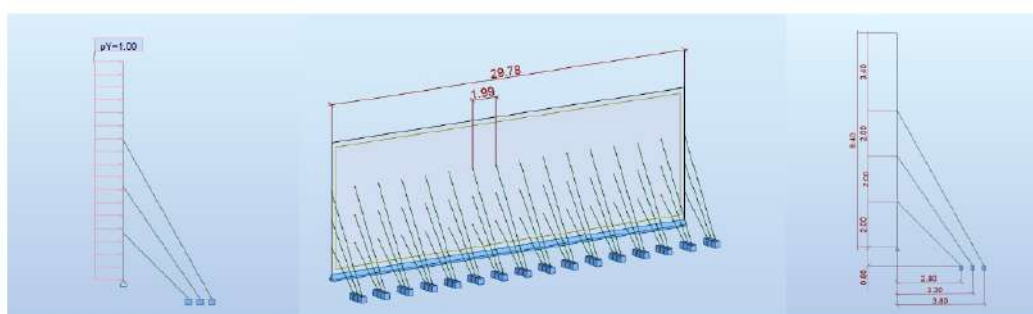


Figura 46 : Modelização da parede

9.3. Verificação das escoras

Utiliza-se o caso mais desfavorável para o dimensionamento. Assim, a escora mais solicitada apresenta os esforços normais seguintes.

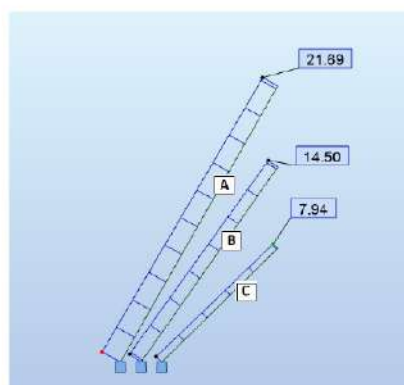


Figura 47 : Esforços normais nas escoras (ELU)

Comprimento A : 7,8 m
 Comprimento B : 5,82 m
 Comprimento C : 3,96 m

9.4. Empuxo do solo

Consideramos um empuxo do solo a partir do S11 e com uma altura de 0,77m.

RESULTATS	Notation	Valeur	Unité
Poussée totale horizontale	Ph	2,0	kN
Point d'application de la poussée depuis le pied de l'écran	Zapp	0,25	m
Poussée totale verticale	PV	0,00	kN
Poussée totale horizontale hors effet de la cohésion	Ph-c	2,0	kN
Poussée hydrostatique	PW	0,0	kN
Proportion de poussée réduite par la cohésion hors poussée hydrostatique	% c - sans w	0%	-
Proportion de poussée réduite par la cohésion	% c	0%	-
Pression horizontale maximum	σ_{Hmax}	5	kPa
Profondeur d'un point M du diagramme	Z _M	3	m
Diminution que peut apporter la cohésion dans la limite de 0.1 σ_v		0,0	kPa
Pression horizontale au point M	σ_{HM}	0	kPa

Figura 48 : Pressão horizontal máxima

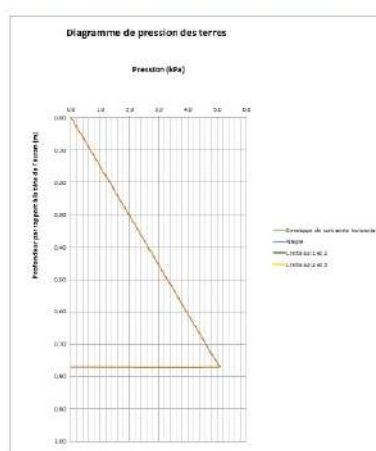


Figura 49 : Diagrama do empuxo solo

9.5. Verificação das escoras

Utiliza-se o caso mais desfavorável para o dimensionamento. Assim, a escora mais solicitada apresenta os esforços normais seguintes.

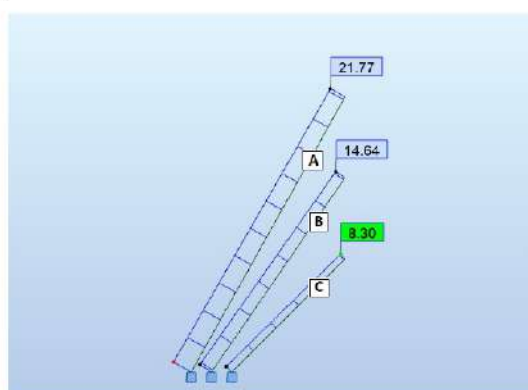


Figura 50 : Esforços normais nas escoras (ELU)

Dimensionamento das escoras periféricas

Comprimento A : 7,8 m
Comprimento B : 5,82 m
Comprimento C : 3,96 m

Nós propusemos um escoramento com as seguintes escoras: **TPE 500, RASP TP 830, TP 10 000**.
Mais detalhes no Annexe 1 .:

Annexe 1 : Fiche técnica – Escoras ALTRAD

GAMME TPE

L'ÉTAI TIRANT-POUSSANT PRO DE QUALITÉ SUPÉRIEURE

- Fût : Ø 57 x 2 mm
- Coulisse :
 - Ø 48,3 x 2,9 mm jusqu'au TPE 300
 - Ø 48,3 x 3,2 mm jusqu'au TPE 350
 - Ø 48,3 x 4 mm jusqu'au TPE 600
- Ecrou : fonte GS zingué
- Broche imperdable : Ø 14 mm en acier S 355 zingués
- Chapes articulées :
 - Lg 115mm ép. 5 mm fixées avec vis HM16 x 90 + écrou frein HM16 dans trou Ø 17 mm

EQUIPEMENTS & FINITION STANDARDS SUR PRODUIT EN STOCK

- Manchon bague tournante
- Clip arrêt fin de course sur écrou
- Coulisse anti déboitement permanent
- Garde à la main (à partir du TPE 300)
- Galvanisation à chaud

OPTIONS

- Couleur d'écrou à la demande
- Système de maintien de broche en place sur bague tournante
- Chape spéciale sur demande
- Chape démontable (broche + goupille)

CHARGES ADMISSIBLES EN TONNES (coefficient 3 charge centrée)

Réf	Désignation	Hauteur (mm)	Poids (kg)	Charges admissibles (tonnes)																			
				550	800	1000	1200	1400	1500	1700	2000	2500	3000	3200	3500	4000	4200	4500	4800	5000	5400	6000	
Élévation	112-0080C	TPE 80	550/800	7,1	1,90	1,70																	
	112-0120C	TPE 120	800/1200	8,8		1,90	1,80	1,60															
	112-0170C	TPE 175	1000/1700	11,3			1,80	1,80	1,60	1,50	1,40												
Standard	112-1260C	TPE 260	1550/2600	13,6	1,80	1,70	1,60	1,50	1,20														
	112-1290C	TPE 300	1700/3000	15,3		1,80	1,80	1,70	1,40	1,10													
	112-1310C	TPE 350	2000/3450	17,1			1,80	1,80	1,50	1,20	1,00	1,00											
Élévation	112-1400C	TPE 400	2200/3950	18,6	1,70	1,70	1,50	1,30	1,10	0,90	0,70												
	112-1450C	TPE 450	2700/4500	21,2		1,70	1,50	1,30	1,00	0,80	0,70	0,60											
	112-1500C	TPE 500	3000/5000	25,6			1,70	1,50	1,30	1,00	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40								
	112-1550C	TPE 550	3100/5500	29				1,70	1,60	1,50	1,20	0,90	0,70	0,60	0,50	0,30							
	112-1600C	TPE 600	3500/6000	30,2					1,70	1,60	1,30	1,00	0,90	0,70	0,60	0,40	0,30						

20

Présentation non exhaustive, nous contacter pour toutes demandes spécifiques.

GAMME RAS TP

L'ÉTAI TIRANT-POUSSANT DESTINÉ AUX FORTES CHARGES

- Fût : Ø 76,1 x 2,7 mm
- Coulisse : Ø 60,3 x 3,6 mm
- Filetage apparent : 2 écrous fonte GS zingué Ø 76 mm avec poignée de manœuvre Ø 18 mm
- Broche imperdable : Ø 16 mm en acier S 355 zingués
- Chapes articulées pour coulisse : lg 180x70mm ép. 10 mm fixées avec vis HM16 x 110 + écrou frein HM16 dans trou Ø 26 mm
- Chapes articulées pour fût : lg 180x90mm ép. 10 mm fixées avec vis HM16 x 120 + écrou frein HM16 dans trou Ø 26 mm

EQUIPEMENTS & FINITION STANDARDS SUR PRODUIT EN STOCK

- Coulisse anti déboitement permanent
- Galvanisation à chaud

OPTIONS

- Couleur d'écrou à la demande
- Anti-déboitement démontable
- Chape spéciale sur demande

CHARGES ADMISSIBLES EN TONNES (coefficient 3 charge centrée)

Ref	Designation	Hauteur (mm)	Poids (kg)	2500	2750	2900	3100	3500	4000	4500	5000				
112-2405A	RAS TP 405	2300/4050	27	2,50	2,40	2,20	2,00	1,80	1,50						
112-2455A	RAS TP 455	2550/4550	34		2,50	2,40	2,40	2,00	1,50	1,40					
112-2505A	RAS TP 505	2900/5050	38			2,50	2,40	2,00	1,60	1,40	1,10				
Ref	Designation	Hauteur (mm)	Poids (kg)	3100	3500	4000	4000	5000	5450	5950	6500	7000	7500	8000	8300
112-2555A	RAS TP 555	3050/5450	39	2,50	2,40	2,10	1,80	1,40	0,90						
112-2595A	RAS TP 605	3400/5950	49		2,40	2,30	2,00	1,50	1,00	0,80					
112-2700A	RAS TP 705	4050/7000	50			3,00	3,00	2,20	1,70	1,30	1,10	0,90			
112-2755A	RAS TP 750	4500/7500	57				2,90	2,30	1,80	1,40	1,10	0,90	0,80		
112-2830A	RAS TP 830	5750/8300	62						2,50	1,80	1,10	0,90	0,70	0,70	

22

Présentation non exhaustive, nous contacter pour toutes demandes spécifiques.

GAMME TP 1000

L'ÉTAI TIRANT-POUSSANT GRANDE HAUTEUR

- Fût : \varnothing 101,6 x 3,6 mm
- Coulisse : \varnothing 89,9 x 3,2 mm
- Filetage apparent
- Vérin de pied : \varnothing 60,3 x 3,6 mm
- Réduction sur fût : \varnothing 60,3 x 3,6 mm
- Broche : \varnothing 18 mm, lg 165 acier S 235
- Chapes RAS TP : lg 115mm ép. 5 mm fixées avec vis HM16 x 90 + écrou frein HM16 dans trou \varnothing 17 mm
- Ecrou fonte GS : bichromaté avec poignée de manoeuvre \varnothing 18 mm et 2 adaptateurs TP (système breveté) avec vis HM16 x 90 + écrou frein HM16 dans trou \varnothing 17 mm
- Diamètre perçage des sabots : \varnothing 22mm

EQUIPEMENTS & FINITION STANDARDS SUR PRODUIT EN STOCK

- Galvanisation à chaud
- Chapes sur demande (chapes RAS-TP ou araignées lg 170 ou chapes spéciales)

OPTION

- Réduction sur fût : \varnothing 48.3 x 4 mm



CHARGES ADMISSIBLES EN TONNES (coefficient 1,65 charge centrée) Charge en traction = 3,4 t à toute hauteur

Designation	Hauteur (mm)	Poids (kg)	6000	6500	7000	7500	8000	8500	9000	9500	10000
TP 1000	6000/10000	100,0	3,40	3,40	2,50	2,40	2,00	1,70	1,40	1,20	1,00

24 *Présentation non exhaustive, nous contacter pour toutes demandes spécifiques.*

**APÊNDICE 5 – Nota de cálculo 5: Dimensionamento das escoras
periféricas 2**

Dimensionamento e posicionamento das escoras para os lados 1, 3 e 5. No dimensionamento consta o posicionamento das escoras em planta, altura e ângulos. Também apresenta as dimensões das vigas metálicas a serem utilizadas quando necessário, as dimensões dos blocos de fundação e os esforços do empuxo do solo a ser resistido, Ocupando 45 páginas

Nota Técnica



ÎLE-DE-FRANCE
 NORMANDIE
 Direction Technique et du Développement
 Service Calculs et expertises
 6, rue Galilée
 78140 Guyancourt

Dossier :	LILO Puteaux	Difusão	Cédric DUMONT
Assunto :	Dimensionamento das estacas periféricas	Cópia :	Pierre KARAA Philippe PELLEVOISIN
Maitre d'Ouvrage :	NEXITY SEERI 60 Avenue du Général Gaulle Puteaux (92)	Redigida por :	Bernardo COBALCHINI LASSEN
		Verificador	Ramzi HIDAR
		Aprovador(es) :	Pierre KARAA
		Email :	bernardo.cobalchinilassen@colas.com
		Data :	30 Maio 2022
		Referencia :	PRMS_BRNL_EXE_21004_NDC_008
		Indice :	A

Sumário

MODIFICAÇÕES	4
1. APRESENTAÇÃO GERAL	5
1.1. OBJETIVO DA NOTA	5
1.2. APRESENTAÇÃO DO PROJETO	5
1.3. LOCALIZAÇÃO DO EDIFÍCIO	5
1.4. DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA	6
1.5. NORMAS UTILIZADAS	7
1.6. DISPOSIÇÕES GERAIS	9
1.6.1 <i>Planimetria e altimetria</i>	9
1.6.2 <i>Paredes periféricas (SS)</i>	9
1.6.2.1 Parede diafragma	10
1.6.2.2 Classe do concreto	10
1.6.2.3 Armaduras	12
2. HIPÓTESES DE CARGAS	13
2.1. AÇÕES PERMANENTES	13
2.1.1 <i>Ações permanentes devido ao peso próprio</i>	13
2.1.2 <i>Empuxo do solo</i>	13
2.1.3 <i>Zona de circulação</i>	14
2.1.4 <i>Sobrecarga no contorno</i>	14
3. HIPÓTESES DE CÁLCULO	16
3.1. CONCRETO	16
3.1.1 <i>Disposições gerais</i>	16
3.2. AÇO DAS ARMADURAS	16
3.3. COBRIMENTO DAS ARMADURAS PARA AS FUNDAÇÕES	16
3.4. AÇO ESTRUTURAL	16
3.5. HIPÓTESES GEOTÉCNICAS	16
4. CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO	17
4.1. CRITÉRIOS DE RESISTÊNCIA	17
4.2. CRITÉRIOS DE DEFORMAÇÃO MÁXIMA (ELS)	17
4.3. ESTUDOS TÉCNICOS	17
5. ESCORAMENTO DOS LADOS 1 E 5	18
5.1. CARGAS	18
5.2. PRESSÃO DO SOLO	18
5.3. MODELIZAÇÃO	18
5.4. VERIFICAÇÃO DAS ESCORAS METÁLICAS	19
5.5. FUNDAÇÃO	20
6. LADO 3	22
6.1. PRESSÃO DO SOLO	22
6.1.1 <i>Hipóteses</i>	22
6.1. MODELIZAÇÃO	22
6.2. VERIFICAÇÃO DAS ESCORAS	23
6.3. PLACAS METÁLICAS	24
6.4. FUNDAÇÕES	24
6.4.1 <i>Fundação para escora B</i>	25
6.5. RESUMO	27

Figuras

Figura 1: Vista de satélite (extraída: Google Maps).....	5
Figura 2: Planta da operação (extraído: ANALYSE DE SITE)	6
Figura 3: Paredes periféricas existentes	10
Figura 4: Resumo da sondagem mais desfavorável.....	12
Figura 5: Vizinhança.....	14
Figura 6: Pressão horizontal máxima	18
Figura 7: Diagrama de pressão do solo.....	18
Figura 8: Modelização da parede.....	19
Figura 9: Esforços normais nas escoras (ELU)	19
Figura 10 : Esforços normais nas escoras (ELU)	20
Figura 11 : Reações Fy e Fz da base das escoras (ELS)	20
Figura 12 : Plano de armaduras para os blocos de fundação	21
Figura 13 : Pressão horizontal máxima	22
Figura 14 : Pressões horizontais não ponderadas aplicadas.....	23
Figura 15 : Modelização da parede tipo	23
Figura 16 : Esforço nas escoras (ELU)	23
Figura 17 : Esforço nas escoras e razão (ELU)	24
Figura 18: Momentos MXX (ELU)	24
Figura 19 : Reações Fy e Fz nos apoios (ELS)	24
Figura 20 : Proposição de armaduras	26
Figura 21 : Resumo 1	27

1. APRESENTAÇÃO GERAL

1.1. Objetivo da nota

O objetivo deste documento é dimensionar as escoras de reforço das paredes periféricas do edifício localizado na Avenue du Général de Gaulle para permitir a reconstrução de um novo edifício utilizando os 3 subsolos existentes.

1.2. Apresentação do projeto

Como parte do projeto "Résidence LILLO" em Puteaux, a Nexity deseja incluir sua operação em uma abordagem ambiental e na certificação NF Habitat.

O projeto consiste na desconstrução parcial dos dois edifícios no local, R+7 e R+9, com 3 subsolos compartilhados para a construção de um novo edifício R+11. As paredes periféricas dos subsolos existentes serão conservadas.

1.3. Localização do edifício

O local está localizado na 60 Avenue Du General De Gaulle, em Puteaux, limitado por:

- Para o Norte: prédio vizinho
- Para o sul: Avenue du General de Gaulle
- Ao oeste: Rue Marcelin Berthelot
- Para o leste: prédio vizinho

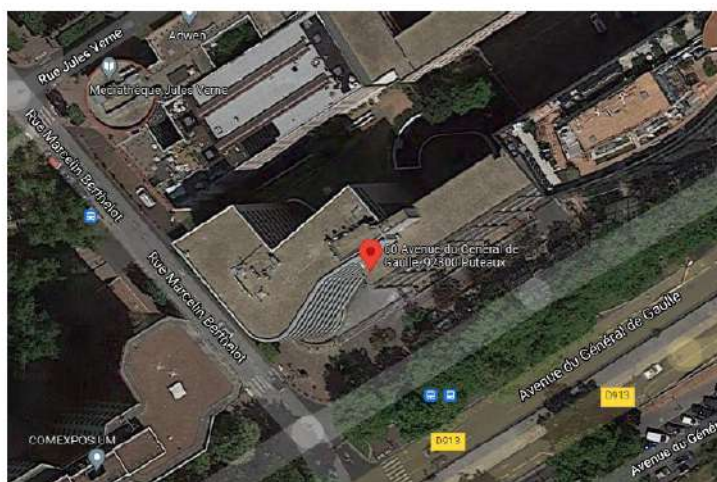


Figura 1: Vista de satélite (extraída: Google Maps)

Dimensionamento das estacas periféricas

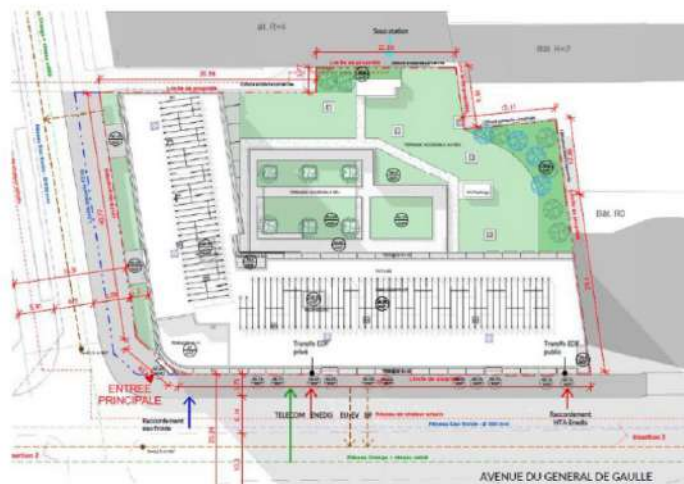


Figura 2: Planta da operação (extraído: ANALYSE DE SITE)

1.4. Documentos de referência

Os estudos serão realizados de acordo com os documentos de referência listados abaixo:

- Diagnostic Structural - IN 21 0465 - ESIRIS IDF ING
- Rapport G2 AVP
- Carnet des plans projet
- Analyses de site – NF HABITAT HQE -QIOS
- Plans d'archives
- Rapport G2 PRO ind 0 datant du 10 sep 2021 (Entreprise ROC SOL)
- Procès-verbal d'essais ESP.END.003 vérification périodique le 20/10/2020
- Plan des Héberges indice B – Dossier : 20 0465
- Plan des fondations provisoire – MOVPI
- Diagnostic Structurel indice B– ED-STR 22.0023- ESIRIS IDF E-D

Tradução livre:

- Diagnóstico estrutural - IN 21 0465 - ESIRIS IDF ING
- Relatório geotécnico G2 AVP
- Livreto do plano do projeto
- Análise do site - NF HABITAT HQE -QIOS
- Planos de arquivo
- Relatório geotécnico G2 PRO ind 0 de 10 set 2021 (Empresa ROC SOL)
- Relatório de ensaios ESP.END.003 verificação periódica em 20/10/2020
- Plano do índice de alojamentos B - Arquivo: 20 0465
- Plano de fundação provisório - MOVPI
- Diagnóstico estrutural índice B- ED-STR 22.0023- ESIRIS IDF E-D

1.5. Normas utilizadas

As estruturas necessárias para a demolição são projetadas e dimensionadas de acordo com os regulamentos EUROCODES, conforme emendas detalhadas neste documento.

Eurocode 0 – Base de cálculo de estruturas

NF EN 1990	Eurocodes structuraux. Bases de calcul des structures (P 06 –100 – 1)	20 mars 2003
NF P 06-100-1 et -2	Eurocodes structuraux. Bases de calcul des structures. Annexe nationale à la NF EN 1990 (P 06-100-2)	5 juillet 2006

Emenda A1 (Anexo A2 sobre o cálculo das pontes) e seu anexo nacional:

NF EN 1990/A1	Eurocodes. Bases de calcul des structures. Amendement A1 (P 06-100-1/A1)°.	5 juillet 2006
NF EN 1990/A1/NA	Eurocodes Bases de calcul des structures. Annexe nationale à la NF EN 1990/A1 (P 06-100-1/A1/NA)	14 décembre 2007

Eurocode 1 – Ações sobre as estruturas :

NF EN 1991-1-1 NF P 06111-2	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 1.1. Actions générales. Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments (P 06111-1) Annexe nationale à l'EN 1991-1-1 (P 06 111-2)	20 mars 2003 5 juin 2004
NF EN 1991-1-2 NF EN 1991-1-2/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 1.2. Actions générales. Actions sur les structures exposées au feu (P 06112-1) Annexe nationale à la NF EN 1991-1-2 (P 06112-2)	5 juillet 2003 20 février 2007
NF EN 1991-1-3 NF EN 1991-1-3/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 1.3. Actions générales. Charges de neige (P 06113-1) Annexe nationale à la NF EN 1991-1-3 (P 06113-1/NA)	5 avril 2004 20 mai 2007
NF EN 1991-1-4 NF EN 1991-1-4/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 1.4. Actions générales. Actions du vent (P 06114-1) Annexe nationale à la NF EN 1991-1-4 (P 06114-1/NA).	5 novembre 2005 27 mars 2008
NF EN 1991-1-5 NF EN 1991-1-5/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 1.5. Actions générales. Actions thermiques (P 06115-1) Annexe nationale à la NF EN 1991-1-5 (P 06115-1/NA)	20 novembre 2005 25 mars 2009
NF EN 1991-1-7 NF EN 1991-1-7/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 1.7. Actions générales. Actions accidentelles (P 06117) Annexe nationale à la NF EN 1991-1-7 (P21711-1/A1)	20 février 2007 6 septembre 2008
NF EN 1991-2 NF EN 1991-2/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 2. Actions sur les ponts dues au trafic (P 06120-1) Annexe nationale à la NF EN 1991-2 (P 06120-1/NA)	5 mars 2004 13 mars 2008
NF EN 1991-3 NF EN 1991-3/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 3. Actions induites par les appareils de levage et les machines (P	20 avril 2007 Janvier 2010

	06130) Annexe nationale à la NF EN 1991-3 (P 06130/NA)	
--	---	--

Eurocode 2 – Cálculos de estruturas em concreto

NF EN 1992-1-1 NF EN 1992-1-1/NA	Eurocode 2. Calcul des structures en béton. Partie 1.1. Règles générales et règles pour les bâtiments (P18711-1) Annexe nationale à la NF EN 1992-1-1 (P18711-1/NA)	5 octobre 2005 5 mars 2007
NF EN 1992-1-2 NF EN 1992-1-2/NA	Eurocode 2. Calcul des structures en béton. Partie 1.2. Règles générales. Calcul du comportement au feu (P18712-1) Annexe nationale à la NF EN 1992-1-2 (P18712-1/NA)	5 octobre 2005 5 octobre 2007
NF EN 1992-2 NF EN 1992-2/NA	Eurocode 2. Calcul des structures en béton. Partie 2. Ponts en béton. Calcul et dispositions constructives (P18720-1) Annexe nationale à la NF EN 1992-2 (P18720-1/NA)	20 mai 2006 20 avril 2007

As partes usadas do EUROCODE são completadas pelos seguintes documentos:

- Recommandations professionnelles pour l'application de la norme NF EN 1992-1-1 (NF P 18-711-1) et de son annexe nationale (NF P 18-711-1/NA-Eurocode 2, partie 1-1) relatives au calcul des structures en béton (version V17-3 datée de mars 2007) ;
- DTU 13-3 relatif aux dallages (Mars 2005) ;
- DTU 21 relatif à l'exécution des travaux en béton ;
- BAEL 91 révisée 99, pour les sujets non traités par les Eurocodes ;
- BPEL 99, Fascicule n° 62 - Titre I - Section II pour les sujets non traités par les Eurocodes ;

Eurocode 3 – Calculo de estruturas em aço:

NF EN 1993 1-1	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.1 : règles générales et règles pour les bâtiments (P 22-311-1) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-1 (P 22-311-1/NA)	20 octobre 2005 20 mai 2007
NF EN 1993 1-5	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.5 : Plaques planes. (P22-315) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-5 (P 22-315/NA)	20 mars 2007 26 octobre 2007
NF EN 1993 1-6	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.6 : Résistance et stabilité des structures en coques (P22-316) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-6 (P22-316/NA)	20 juillet 2007 7 mai 2010
NF EN 1993 1-8	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.8 : Calcul des assemblages (P 22-318-1) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-8 (P 22-318-1/NA)	5 décembre 2005 20 juillet 2007
NF EN 1993 1-10	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.10 : Choix des qualités d'acier (P 22-380-1) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-10 (P 22-380-1/NA)	5 décembre 2005 20 avril 2007
NF EN 1993 1-11	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.11 : Calcul de structures à câbles ou éléments tendus (P 22-381)	20 avril 2007 21 décembre

Dimensionamento das estacas periféricas

	Annexe nationale à la NF EN 1993 1-1 (P 22-381/NA)	2007
--	--	------

Eurocode 7 – Cálculos geotécnicos :

NF EN 1997-1	Eurocode 7. Calcul géotechnique. Partie 1. Règles générales (P94251-1)	20 juin 2005
NF EN 1997-1/NA	Annexe nationale à la NF EN 1997-1 (P94251-1/NA)	20 septembre 2006

As partes usadas do EUROCODE são completadas pelos seguintes documentos:

- Norme NF P 94-261 (Juin 2013) – Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations superficielles.
- Norme NF P 94-262 (Juillet 2012) – Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations Profondes
- Norme NF P 94-281 (Avril 2014) – Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Ouvrages de soutènement – Murs
- Norme NF P 94-282 (Mars 2009) – Calcul géotechnique – Ouvrages de soutènement – écrans
- DTU 13.11 : Fondations superficielles
- DTU 13.12 : Règles pour le calcul des fondations superficielles

1.6. Disposições gerais**1.6.1 Planimetria e altimetria**

As dimensões de nivelamento estão relacionadas com o sistema NGF-IGN69-Altitudes Normais. As coordenadas que definem cada um dos pontos de dados estão no sistema Lambert 93. Todas as alturas são expressas em metros.

1.6.2 Paredes periféricas (SS)

Os 3 subsolos existentes são compostos de 2 tipos diferentes de paredes: Parede moldada (verde) e Parede diafragma (vermelho). A figura abaixo mostra a localização de cada tipo de parede perimetral em planta.

Dimensionamento das estacas periféricas

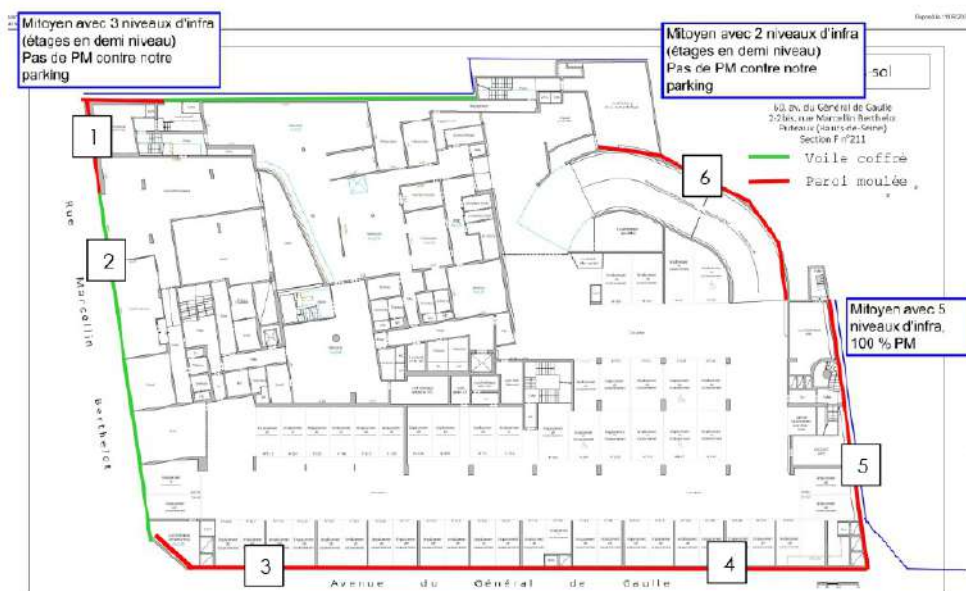
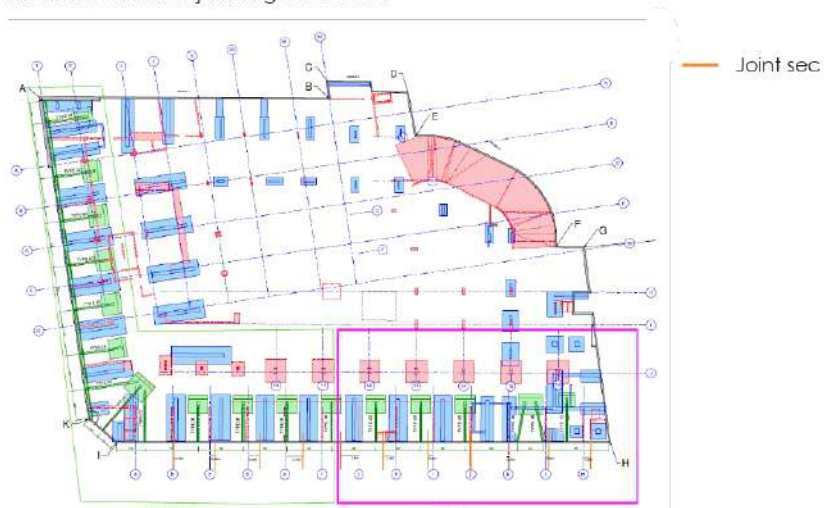


Figura 3 : Paredes periféricas existentes

1.6.2.1 Parede diafragma

Verificamos a presença de juntas entre as paredes diafragmas, sem continuidade de armadura. Estas juntas foram verificadas após uma sondagem de continuidade da parede e são posicionadas como mostrado em laranja na figura abaixo.



1.6.2.2 Classe do concreto

A classe do concreto de acordo com os testes de compressão no diagnóstico estrutural para cada tipo de parede é a seguinte:

Dimensionamento das estacas periféricas

- Parede moldada: **C40/50**
- Parede diafragma: **C35/45**

As tabelas abaixo mostram os resultados dos testes para cada tipo de parede.

Tabela 1 : Resultados dos testes físico-mecânicos para PAREDES DIAFRAGMAS

Réf. Carotte	Diamètre (mm)	Hauteur (mm)	Elongement (H/D)	Masse (g)	MV (t/m ³)	Rupture (kN)	Rc brut (MPa)	fc,m,ls (MPa)	fck,ls (Mpa)	Classe*
SS1 - 1	73	146	2,00	1490	2,44	153,0	36,6	39,3	39,3	C35/45
SS1 - 2	73	146	2,00	1560	2,55	182,4	43,6			
SS1 - 3	73	146	2,00	1480	2,42	149,5	35,7			
SS2 - 1	73	146	2,00	1460	2,39	142,5	34,1			
SS3 - 1	73	146	2,00	1505	2,46	195,2	46,6			

Tabela 2 : Resultados dos testes físico-mecânicos para PAREDES MOLDADAS

Réf. Carotte	Diamètre (mm)	Hauteur (mm)	Elongement (H/D)	Masse (g)	MV (t/m ³)	Rupture (kN)	Rc brut (MPa)	fc,m,ls (MPa)	fck,ls (Mpa)	Classe*
SS1 - 1	73	146	2,00	1495	2,45	198,9	47,5	43,9	43,9	C40/50
SS1 - 2	73	146	2,00	1515	2,48	201,1	48,0			
SS2 - 1	73	146	2,00	1490	2,44	178,1	42,5			
SS2 - 2	73	146	2,00	1505	2,46	188,1	44,5			
SS3 - 1	73	146	2,00	1485	2,43	154,3	36,9			
SS3 - 2	73	146	2,00	1470	2,41	171,4	40,9			

1.6.2.3 Armaduras

De acordo com o levantamento realizado (Diagnóstico Estrutural - IN 21 0465) em 6 pontos diferentes nos 3 subsolos, a tabela abaixo mostra as armaduras utilizadas para cada parede e sua seção por metro linear. A referência "1/2" indica a direção das barras, ou seja, 1 - horizontal e 2 - vertical, como apresentado na figura abaixo.

Em amarelo, as correções após o diagnóstico estrutural ED-STR 22.0023 são apresentadas. Estas modificações foram feitas a fim de considerar a parede moldada como a mais desfavorável possível, assumindo o uso da armadura HA14 onde os furos de sondagem foram realizados.

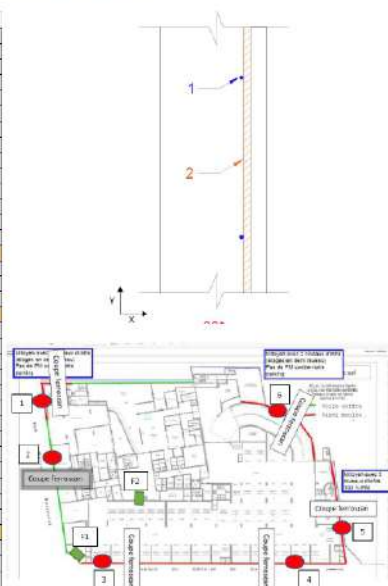


Figura 4 : Resumo da sondagem mais desfavorável

Tabela 3 : Resumo das sondagens realizadas

Sondage			Actier					M [kN.m]
Etage	Paroi	Epaisseur [cm]	1/2	Type (HA)	ex (cm)	esp (cm)	Section (cm ² /ml)	
S51	1	-	1	-	-	-	-	-
			2	-	-	-	-	-
	2	20	1	8	4	30	-	-
			2	14	3	30	5,13	37,94
	3	50	1	14	6	45	-	-
			2	14	8	30	5,13	33,74
	4	50	1	14	6	30	-	-
			2	14	8	30	5,13	33,74
	5	50	1	14	6	30	-	-
			2	14	9	30	5,13	31,51
6	-	1	-	-	-	-	-	
		2	-	-	-	-	0,00	
S52	1	50	1	14	5	30	-	-
			2	14	6,5	17	9,00	171,33
	2	20	1	8	6,5	25	-	-
			2	14	8,5	30	2,98	18,89
	3	50	1	14	10	30	-	-
			2	14	11,5	25	6,16	103,11
	4	50	1	14	2	35	-	-
			2	14	3,5	20	7,70	135,67
	5	50	1	14	7,5	35	-	-
			2	14	9	15	10,27	183,01
6	50	1	14	12,5	30	-	-	
		2	14	14	30	5,13	30,35	
S53	1	50	1	14	7	20	-	-
			2	14	9	20	7,70	133,26
	2	20	1	8	8,5	30	-	-
			2	14	8,5	30	6,70	39,33
	3	50	1	14	8	30	-	-
			2	14	10	15	10,27	175,65
	4	50	1	14	3,5	30	-	-
			2	14	5	25	6,16	120,52
	5	50	1	14	13,5	30	-	-
			2	14	15	30	5,13	78,12
6	50	1	14	6	40	-	-	
		2	14	8	25	6,16	112,49	

Légende
■ Paroi moulée
■ Voile coffré



O M indica indicado é correspondente ao momento máximo suportado por cada uma das paredes.

2. HIPOTETES DE CARGAS

2.1. Ações permanentes

2.1.1 Ações permanentes devido ao peso próprio

Iremos levar em conta o peso próprio das estruturas, em particular:

- Aço : 78.50 kN/m³
- Concreto armado : 25 kN/m³
- Carga das lajes : 22 kN/m³
- Solo : 20 kN/m³

2.1.2 Empuxo do solo

Os esforços realizados pelo solo devem ser levados em conta no dimensionamento das estruturas temporárias de apoio de acordo com as características geotécnicas do terreno descritas no relatório do G2 AVP.

As sondagens revelaram um solo limono-agiloso-arenoso de 2,3 m de espessura de coloração marrom-laranja-bege, seguido por areias argilosas beges cimentadas localmente, correspondentes às areias de Beauchamp.

As características das camadas de solo a serem levadas em conta para o cálculo estão indicadas na tabela abaixo:

	Base (en m)	C (t/m ²)	C' (t/m ²)	ϕ (°)	ϕ' (°)	Em (bars)	Pl* (bars)	α
Remblais	2,3	0	0	25	25	50	5	1/2
Sables de Beauchamp	-	0	0	30	30	200	20	1/3

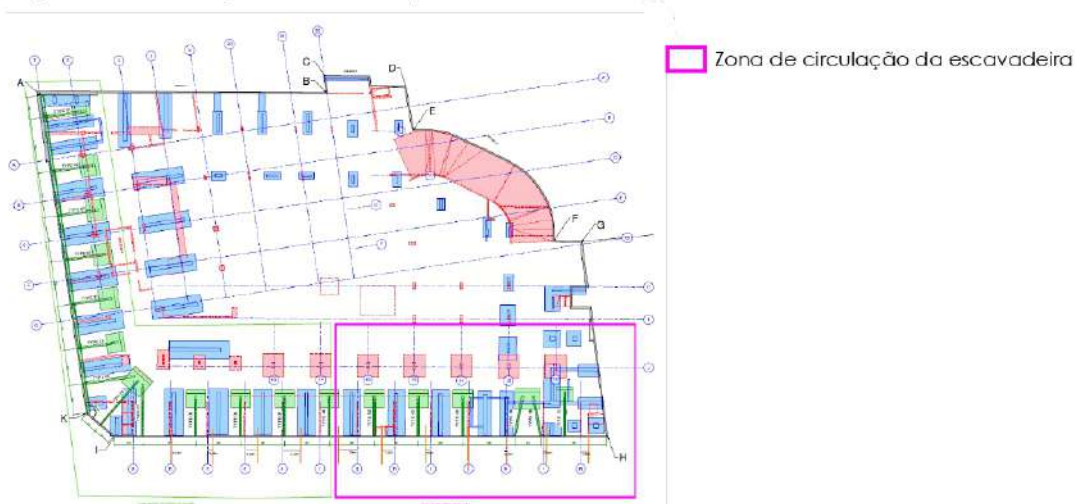
Para os coeficientes de empuxo e o peso volumétrico, serão feitas as seguintes suposições (a serem validadas pelo MOE):

Remblais : $K_{a1} = 0.4$ ($\Phi = 25^\circ$); $\gamma_1 = 20$ kN/m³

Areias de Beauchamp : $K_{a2} = 0.33$ ($\Phi = 25^\circ$); $\gamma_2 = 20$ kN/m³

2.1.3 Zona de circulação

A imagem abaixo mostra a área por onde uma escavadeira de demolição deve passar. Esta carga será levada em conta em nossos cálculos como uma sobrecarga de 20kPa. Sobre as demais paredes de sustentação, uma sobrecarga de 10kPa será aplicada.



2.1.4 Sobrecarga no contorno

O edifício é adjacente a dois outros edifícios com 3 e 5 níveis de subsolo, como mostrado na imagem abaixo.

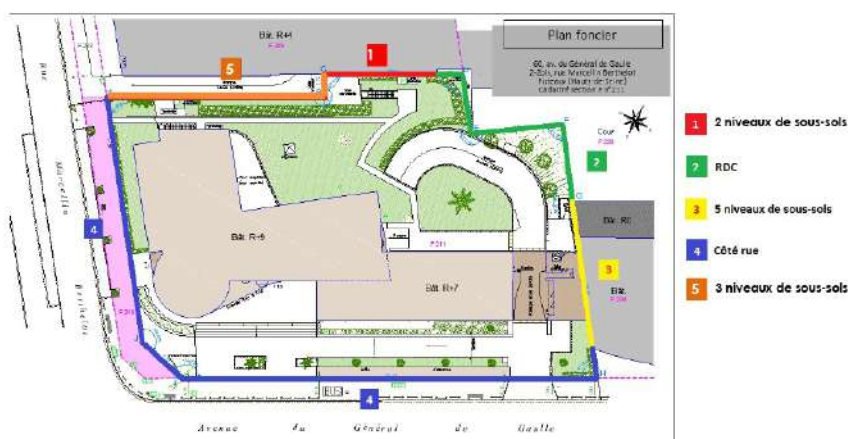


Figura 5: Vizinhança

As informações abaixo devem ser confirmadas no local e atualizadas nesta nota, se necessário. Com base nas informações descritas na figura acima, as cargas a serem consideradas para o cálculo do sistema de escoramento são as seguintes:

- Para o lado 1 que está em contato com um subsolo de menor profundidade que o de nosso edifício (ref. Plano de acomodação - índice B de 17/12/2021): Será aplicada uma pressão do solo a partir do segundo subsolo do prédio vizinho e uma sobrecarga de 1kPa onde não há presença de terra devido à decompressão gerada pela demolição.

Dimensionamento das estacas periféricas

- Para o lado 3 que está em contato com um subsolo de profundidade maior ou igual à de nosso edifício com a presença de uma possível faixa de solo entre as duas paredes do subsolo: Consideramos a pressão de terra em 3 níveis (este esforço pode ser reduzido a um esforço uniforme de 1 kPa no caso em que a faixa de terra entre as duas paredes não exista).
- Para os lados que se encontram diretamente na rua ou em espaços abertos (costas 2 e 4): Uma pressão do solo será aplicado a partir do piso térreo com uma sobretaxa de operação vertical igual a 20 kPa (escavadeira).
- Para o lado 5, que está em contato com um subsolo de menor profundidade que o de nosso edifício (ref. Plano de acomodação - índice B de 17/12/2021): Consideramos a pressão do solo sobre 0,77m e uma pressão característica de descompressão de 1kPa sobre o restante. Um sistema de escoramento simples será realizado nesta parede.

Tabela recapitulativa:

Identificação da área na Figura 4	Pressão horizontal a ser considerada	Sobrecarga vertical a considerar sobre o solo
1	Pressão do solo sobre 1 nível	1 kPa
2	Pressão do solo sobre 1 níveis	1 kPa
3	Pressão da faixa de solo sobre os 3 níveis	1 kPa
4	Pressão do solo sobre 3 andares	20 kPa
5	Pressão do solo sobre 0,77 m	1 kPa

Nota:

A sobretaxa de 20 kPa considerada é uma sobretaxa equivalente à sobretaxa de uma escavadeira de demolição que poderia ser encontrada nas proximidades das paredes concretadas.

3. HIPOTHESES DE CALCULO

3.1. Concreto

Resistência mínima: **C25/30**
 Classe de exposição : **XC2**
 Limite de abertura de fissura: **0.3 mm**

3.1.1 Disposições gerais

Conforme a ELU, a resistência de cálculo do concreto considerada é igual a:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} * \frac{f_{ck}}{\gamma_c}, \text{ avec}$$

$\alpha_{cc} = 1.00$

$\gamma_c = 1.5$ em situação durável e transitória

$\gamma_c = 1.2$ em situação accidental

3.2. Aço das armaduras

Classe : min. B
 Resistência característica 500 MPa, FeE500
 Diâmetro $\phi_{acier} \leq 20 \text{ mm}$

Os limites de tensão em aços HA são os seguintes:

ELU fundamental $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$

ELU accidental $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.00} = 500 \text{ MPa}$

ELS característica $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

3.3. Cobrimento das armaduras para as fundações

Vida útil da obra:	menos de 25 anos
Classe de resistência do concreto:	C25/30
Classe de exposição:	XC2
Classe estrutural:	S4
Modificação da classe estrutural recomendada:	S3 (minoração de 1 classe)
Cobrimento mínimo/aderência	$c_{min,b} = \phi_{acier} = 20 \text{ mm}$
Cobrimento mínimo/durabilidade	$c_{min,dur} = 20 \text{ mm}$
$c_{min} = \max[c_{min,b}; c_{min,dur}]$	$c_{min} = 20 \text{ mm}$
Tolerância por variações de execução (ΔC_{dev})	$\Delta C_{dev} = 10 \text{ mm}$
Cobrimento nominal $C_{nom} = c_{min} + \Delta C_{dev}$	$C_{nom} = 30 \text{ mm}$

3.4. Aço estrutural

Para o esqueleto principal:

- Escoras inclinadas : Classe S235
- Vigas de ligação : Classe S235

Para as conexões :

- Parafusos de ancoragem: Classe 5.6; 6.6 ou 8.8.
- Parafusos galvanizados: Classe 8.8

3.5. Hipóteses geotécnicas

A tensão admissível do solo a ser considerada é a descrita na nota geotécnica G2 PRO e é igual a:

$q_{ELS} = 7 \text{ bars}$

4. CRITERIOS DE DIMENSIONAMENTO

4.1. Crêterios de resistência

C culo das barras

Os vários elementos serão justificados com rela o   resistência das se oes transversais, bem como os fen menos de instabilidade (encurvamento, inclina o, deforma o) de acordo com a norma NF EN 1993-1-1.

Concep o das conexões

Os fixadores são dimensionados de acordo com os seguintes documentos de referência:

- C culo de conexões EN 1993-1-8.

4.2. Crêterios de deforma o máxima (ELS)

Deslocamentos verticais (flexão das vigas) : $L/200$ sob combina es normativas.

Deslocamentos horizontais no topo da parede: $H/150$ sob combina es normativas.

4.3. Estudos técnicos

O cáculo será realizado com o software de cáculo Robot Análise Estrutural, Graitec Advance Design e planilhas Excel.

5. ESCORAMENTO DOS LADOS 1 E 5

5.1. Cargas

O escoramento será realizado por um sistema de escoras metálicas.

O escoramento a realizar é relativo aos subsolos SS1, SS2 e SS3.

Utilizaremos uma carga padrão de pressão horizontal igual a 1 kPa devido a descompressão.

5.2. Pressão do solo

Consideramos a pressão do solo a partir do subsolo SS1 e com uma altura de 0,77m.

RESULTATS	Notation	Valeur	Unité
Poussée totale horizontale	Ph	2,0	kN
Point d'application de la poussée depuis le pied de l'écran	Zapp	0,25	m
Poussée totale verticale	Pv	0,00	kN
Poussée totale horizontale hors effet de la cohésion	Ph-c	2,0	kN
Poussée hydrostatique	Pw	0,0	kN
Proportion de poussée réduite par la cohésion hors poussée hydrostatique	% c - sans w	0%	-
Proportion de poussée réduite par la cohésion	% c	0%	-
Pression horizontale maximum	σ_{Hmax}	5	kPa
Profondeur d'un point M du diagramme	Z _M	3	m
Diminution que peut apporter la cohésion dans la limite de 0.1 ov		0,0	kPa
Pression horizontale au point M	σ_{HM}	0	kPa

Figura 6 : Pressão horizontal máxima

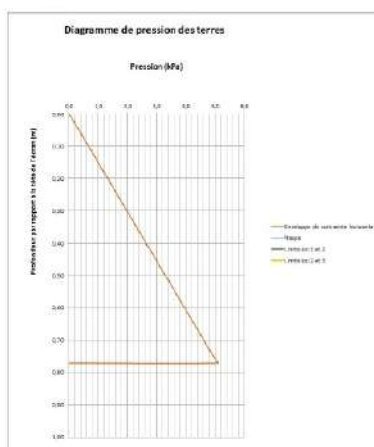


Figura 7 : Diagrama de pressão do solo

5.3. Modelização

Pressão horizontal não ponderada $P (ELS) = 1 \text{ kPa}$.

A modelização da parede é realizada com o software ROBOT Structural Analysis. Os escoramentos metálicos são espaçados de 5m sobre toda a extensão da parede (lado norte).

Dimensionamento das estacas periféricas

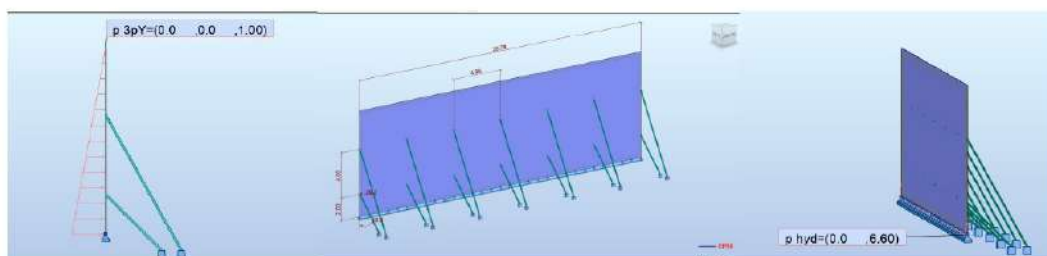


Figura 8 : Modelização da parede

5.4. Verificação das escoras metálicas

Nós tomamos o caso mais desfavorável para o dimensionamento. Assim, a escora mais solicitada apresenta os seguintes esforços normais:



Figura 9 : Esforços normais nas escoras (ELU)

Comprimento A : 6,9 m
Comprimento B : 2,8 m

Nós propomos um escoramento com as seguintes escoras : **RASP TP 405 (B) e TP 10 000**.
Mais detalhes no Annexe 1 :

Dimensionamento das estacas periféricas

Para facilitar a colocação das escoras, está previsto o uso de escoras horizontais de 7 m do tipo **TP 10 000**. Supõe-se que o muro do lado da rua Marcellin Berthelot é suportado pelas escoras HEB (mais robustas) e assim os suportes horizontais só absorvem as forças do muro do lado 5.

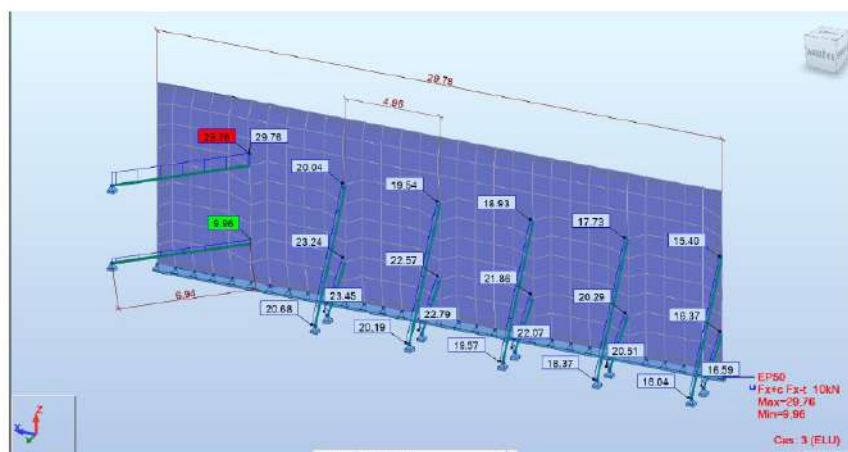


Figura 10 : Esforços normais nas escoras (ELU)

5.5. Fundação

Para o dimensionamento das fundações nós consideramos o conjunto de escoras mais desfavoráveis.

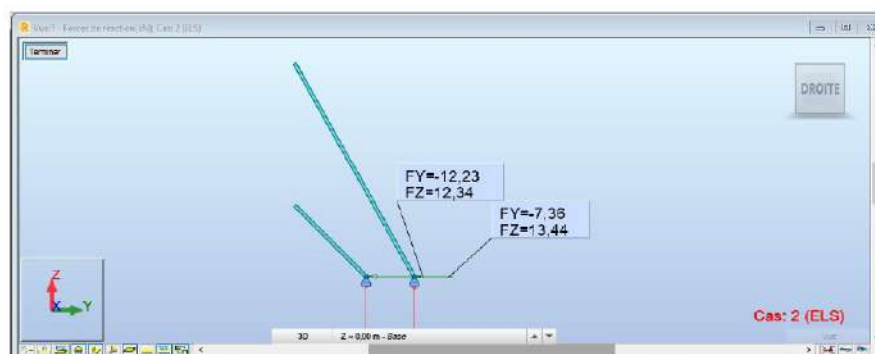
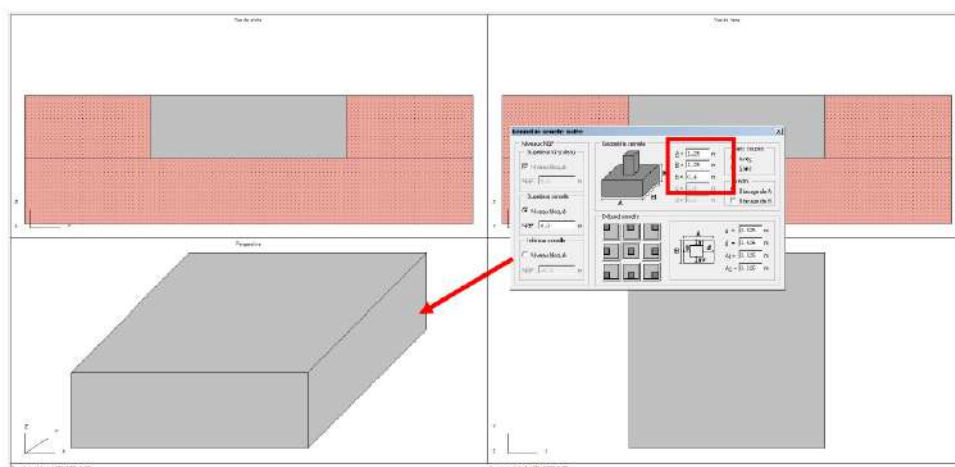


Figura 11 : Reações Fy e Fz da base das escoras (ELS)

Assim, a modelização das fundações é realizada no software Graitec (detalhes de cálculo em anexo). Consideramos uma resistência do solo de $q_{net} = 0,7 \times 1,2 \times 2,7 = 2,27 \text{ MPa}$ (conforme o relatório geotécnico G2 PRO para novas fundações). Obtivemos assim as dimensões necessárias para cada fundação como indicado abaixo.

Dimensionamento das estacas periféricas



Os blocos de fundação terão uma dimensão de 1,25m*1,25m*0,4m.

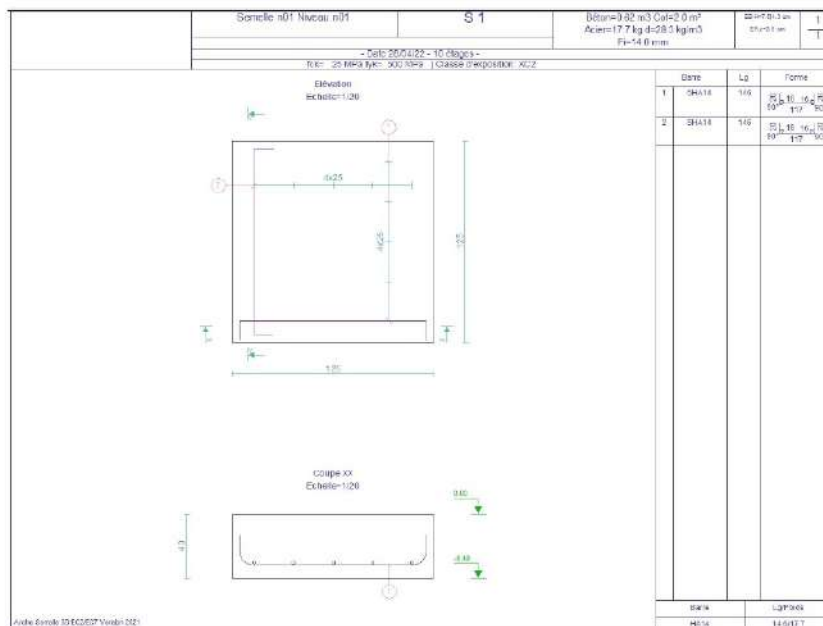


Figura 12 : Plano de armaduras para os blocos de fundação

6. LADO 3

6.1. Pressão do solo

As escoras serão realizadas por um sistema de escoramento metálico com perfis H e um bloco de fundação em concreto armado realizado in-loco. Os escoramentos a realizar correspondem ao subsolo SS1, SS2 e SS3.

A principal carga que será transferida às escoras é proveniente da pressão da terra de uma zona de solo confinado de 55 cm.

6.1.1 Hipóteses

- Altura total do muro: aproximadamente 8,8 m
- Espessura do muro : 50 cm
- Solo atrás do muro: 55 cm conforme o VISA (documento da empresa contratante)
- Não há fundações vizinhas que interajam com a estrutura a realizar, como uma sobretaxa ou força horizontal.
- Aucune fondation voisine n'interagit avec l'ouvrage retenu, notamment comme une surcharge ou effort horizontal.
- Nenhuma sobrecarga no topo da parede
- O deslocamento na parte superior é da ordem de um centímetro ($H/1000 = 0,88$ cm)

Nestas condições, a pressão da terra é calculada de acordo com o método da Culmann.

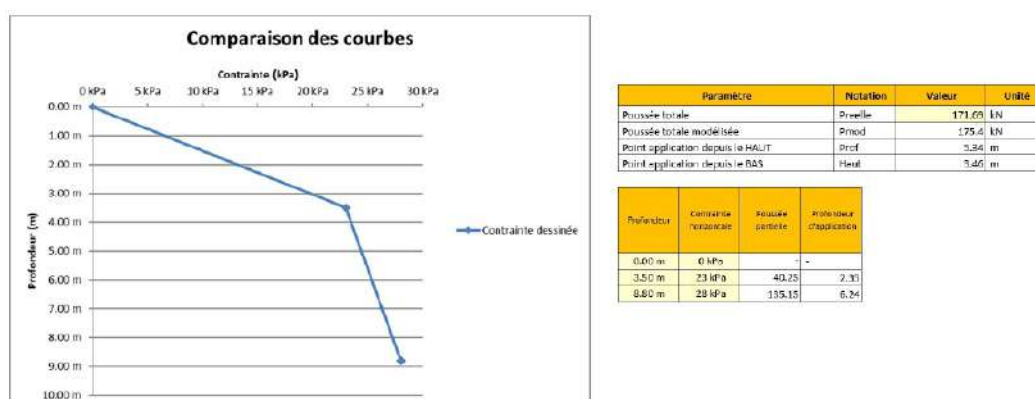


Figura 13: Pressão horizontal máxima

6.1. Modelização

Pressão horizontal não ponderada $P1$ (ELS) = 28kPa.

Considerando as sondagens realizadas no local da rampa e no lado da rua Charles de Gaulle, nós constatamos que as juntas se localizam a uma distância máxima de 6,5 m entre si.

Assim, nós modelizamos o caso mais desfavorável de uma parede de 6,5 metros de comprimento. As escoras devem ser posicionadas nas suas extremidades para evitar a rotação no eixo z.

Dimensionamento das estacas periféricas

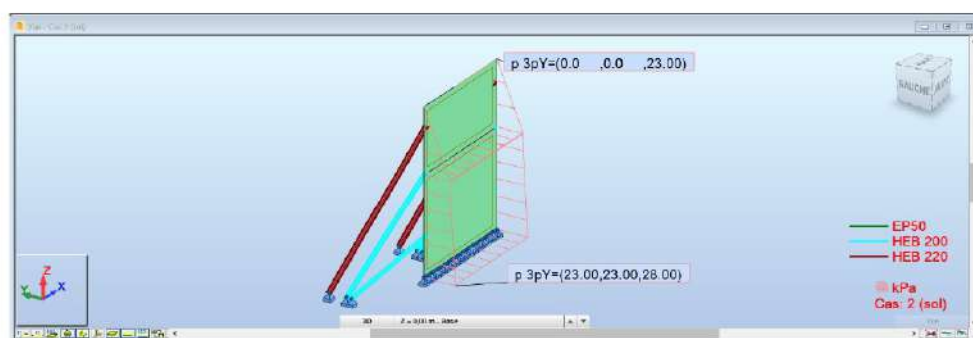


Figura 14 : Pressões horizontais não ponderadas aplicadas

Nós modelizamos as paredes com o software ROBOT Structural Analysis.

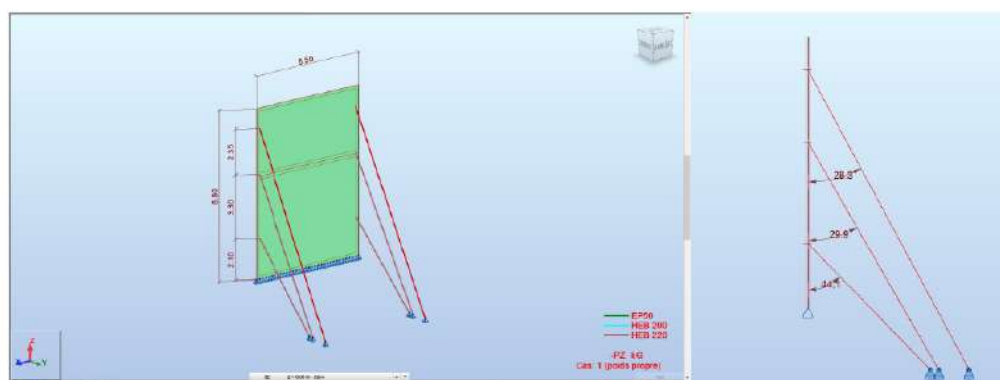


Figura 15 : Modelização da parede tipo

6.2. Verificação das escoras

Esforço normal nas escoras :

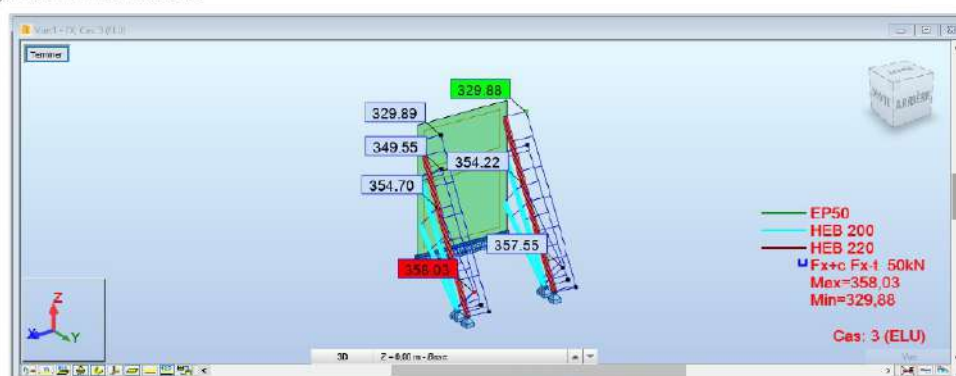


Figura 16 : Esforço nas escoras (ELU)

Dimensionamento das estacas periféricas

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
4 Barre_4	HEB 200	ACER	66.90	112.81	0.46	3 ELU
5 Barre_5	HEB 200	ACER	99.91	198.47	0.84	3 ELU
6 Barre_6	HEB 220	ACER	117.41	198.07	0.90	3 ELU
7 Barre_7	HEB 200	ACER	66.94	112.88	0.46	3 ELU
8 Barre_8	HEB 200	ACER	99.94	198.52	0.83	3 ELU
9 Barre_9	HEB 220	ACER	117.43	198.10	0.90	3 ELU

Figura 17 : Esforço nas escoras e razão (ELU)

6.3. Placas metálicas

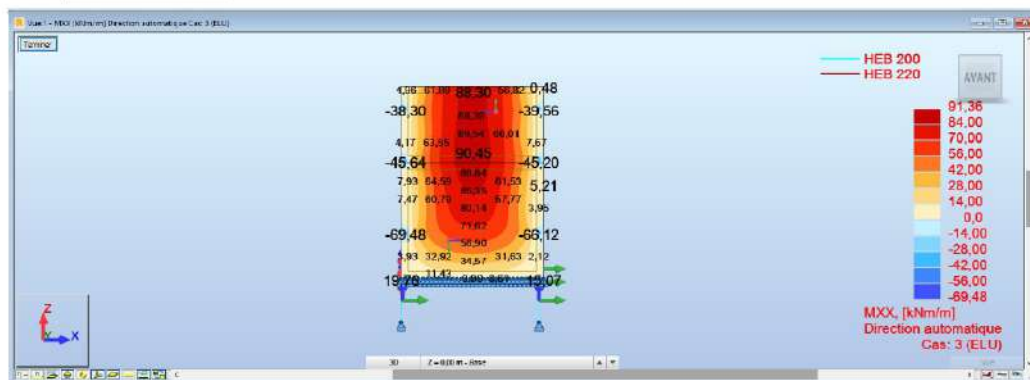


Figura 18: Momentos MXX (ELU)

A fim de poder receber as solicitações presentes na parede a ser sustentada, nós propomos a colocação de placas quadradas. Essas placas servem para repartir os esforços concentrados máximos de momento apresentados na parede. Conforme as sondagens nas paredes (0) percebe-se que as paredes deve ter uma dimensão mínima de 0,2 cm x 0,2.

6.4. Fundações

A soma dos esforços que transitam nas escoras fornece os esforços horizontais e verticais para o dimensionamento dos blocos de fundação.

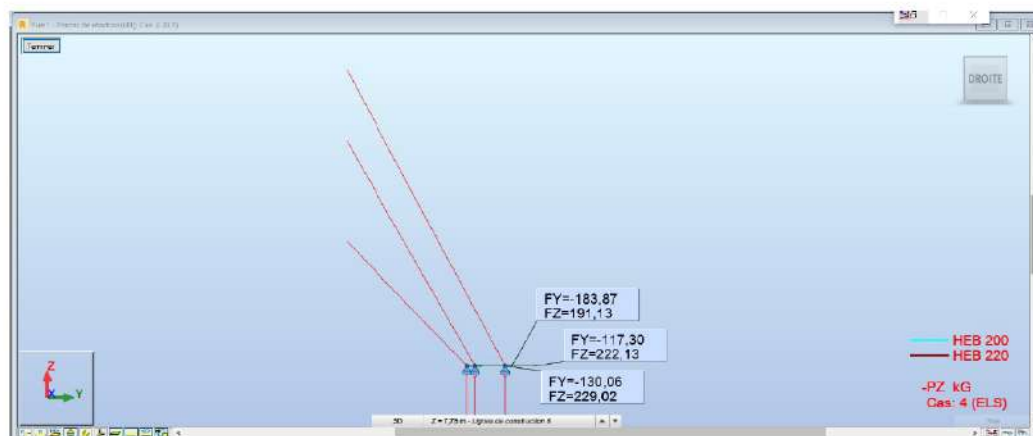


Figura 19 : Reações Fy e Fz nos apoios (ELS)

Dimensionamento das estacas periféricas

Nós destacamos a soma de esforços seguintes para cada fundação:

$$\Sigma F_y = (183,87+117,30+130,06) = 431,23 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_z = (191,13+222,3+229,02) = 642,28 \text{ kN}$$

Consideramos uma fundação inclinada perpendicular ao perfil mais próximo da parede, ou seja, o perfil HEB 200. Assim, esta fundação terá um ângulo Φ em relação ao solo, ou seja, $\Phi = 44,1^\circ$. Como o solo é inclinado, a tensão do solo é considerada dividida por dois, $q_{E1/2} = 4 \text{ bars (G2PRO du 24/03/2022)}$. Assim, para calcular as fundações nós consideramos $q_{net} = 0,40 \times 1,2 \times 2,7 = 1,296 \text{ MPa}$.

As forças normais na fundação inclinada são $N = \Sigma F_y \cdot \sin(44,1^\circ) + \Sigma F_z \cdot \cos(44,1^\circ)$.

A tabela abaixo mostra as forças na fundação considerando 3 escoras (caso A) ou 6 escoras (caso B – fundação única).

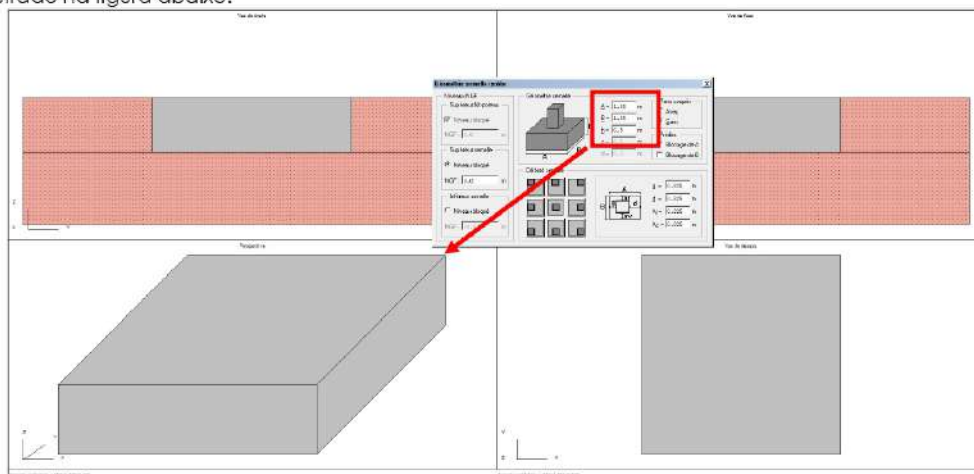
Ø	44		
	A	B	B
F _y	183,87	183,87	183,87
F _y	117,3	117,3	117,3
F _y	130,06	130,06	130,06
F _z	191,13	191,13	191,13
F _z	222,13	222,13	222,13
F _z	229,02	229,02	229,02
ΣF_y [kN]	431,23	431,23	431,23
ΣF_z [kN]	642,28	642,28	642,28
ΣF_y [kN]	431,23	862,46	862,46
N [kN]	761,58	1523,15	1523,15

As fundações são modeladas no software Graitec (detalhes de cálculo no anexo) e as dimensões necessárias para cada base são obtidas como mostrado abaixo.

Ø	44		
	A	B	B
F _y	183,87	183,87	183,87
F _y	117,3	117,3	117,3
F _y	130,06	130,06	130,06
F _z	191,13	191,13	191,13
F _z	222,13	222,13	222,13
F _z	229,02	229,02	229,02
ΣF_y [kN]	431,23	431,23	431,23
ΣF_z [kN]	642,28	642,28	642,28
ΣF_y [kN]	431,23	862,46	862,46
N [kN]	761,58	1523,15	1523,15
massa [m³]	1,85 x 1,85 x 0,5	1,85 x 1,85 x 0,5	1,85 x 1,85 x 0,5

6.4.1 Fundação para escora B

A força normal exercida na fundação inclinada é igual à $N = 1523,15 \text{ kN}$. Assim, modelizamos como mostrado na figura abaixo.



O bloco de fundação tem dimensões de 1,85m*1,85m*0,50m.

Dimensionamento das estacas periféricas

Armaduras :

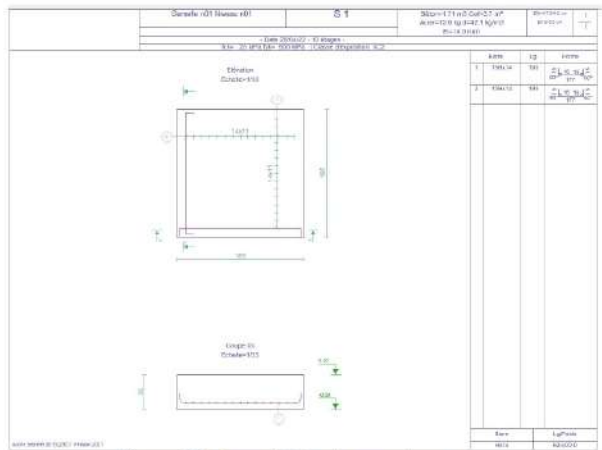


Figura 20 : Proposição de armaduras

Dimensionamento das estacas periféricas

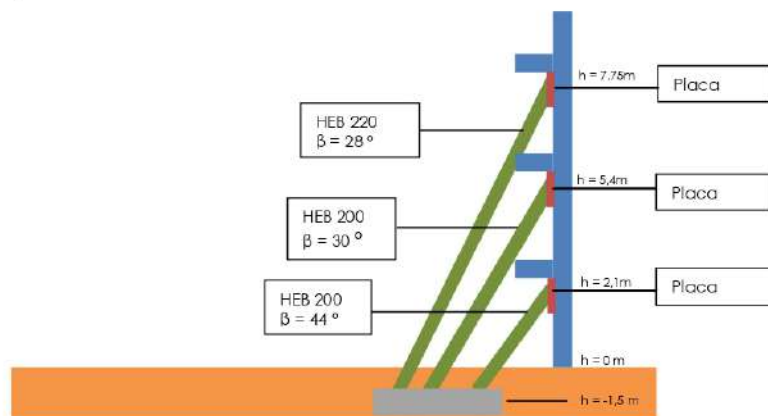
6.5. **Resumo**

Figura 21 : Resumo 1

Annexe 1 : **Ficha técnica – Escoras metálicas ALTRAD****GAMME RAS TP****L'ÉTAI TIRANT-POUSSANT DESTINÉ AUX FORTES CHARGES**

- Fût : Ø 76,1 x 2,7 mm
- Coulisse : Ø 60,3 x 3,6 mm
- Filetage apparent : 2 écrous fonte G5 zingué Ø 76 mm avec poignée de manoeuvre Ø 18 mm
- Broche imperdable : Ø 16 mm en acier S 355 zingués
- Chapes articulées pour coulisse : lg 180x70mm ép. 10 mm fixées avec vis HM16 x 110 + écrou frein HM16 dans trou Ø 26 mm
- Chapes articulées pour fût : lg 180x90mm ép. 10 mm fixées avec vis HM16 x 120 + écrou frein HM16 dans trou Ø 26 mm

EQUIPEMENTS & FINITION STANDARDS SUR PRODUIT EN STOCK

- Coulisse anti déboitement permanent
- Galvanisation à chaud

OPTIONS

- Couleur d'écrou à la demande
- Anti-déboitement démontable
- Chape spéciale sur demande

CHARGES ADMISSIBLES EN TONNES (coefficient 3 charge centrée)

Ref	Désignation	Hauteur (mm)	Poids (kg)	2000	2250	2500	3000	3500	4000	4500	5000
T2-2405A	RAS TP 405	2300/4050	27	2,50	2,40	2,20	2,00	1,50	1,50		
T2-2455A	RAS TP 455	2550/4550	34		2,50	2,40	2,40	2,00	1,50	1,40	
T2-2505A	RAS TP 505	2900/5050	38			2,50	2,40	2,00	1,50	1,40	1,10

Ref	Désignation	Hauteur (mm)	Poids (kg)	3000	3500	4000	4500	5000	5450	5900	6500	7000	7500	8000	8300
T2-2555A	RAS TP 555	3050/5450	39	2,50	2,40	2,10	1,50	1,40	0,90						
T2-2595A	RAS TP 605	3400/5950	43		2,40	2,30	2,00	1,50	1,00	0,80					
T2-2700A	RAS TP 705	4050/7000	50			3,00	3,00	2,20	1,70	1,30	1,10	0,90			
T2-2750A	RAS TP 750	4500/7500	57				2,90	2,30	1,80	1,40	1,10	0,90	0,80		
T2-2830A	RAS TP 830	5750/8300	62						2,50	1,80	1,10	0,90	0,70	0,70	

22 Présentation non exhaustive, nous contacter pour toutes demandes spécifiques.

GAMME TP 1000

L'ÉTAI TIRANT-POUSSANT GRANDE HAUTEUR

- Fût : Ø 101,6 x 3,6 mm
- Coulisse : Ø 89,9 x 3,2 mm
- Filetage apparent
- Vérin de pied : Ø 60,3 x 3,6 mm
- Réduction sur fût : Ø 60,3 x 3,6 mm
- Broche : Ø 18 mm, lg 165 acier 5 235
- Chapes RAS TP : lg 115mm ép. 5 mm fixées avec vis HM16 x 90 + écrou frein HM16 dans trou Ø 17 mm
- Ecrou fonte GS : bichromaté avec poignée de manoeuvre Ø 18 mm et 2 adaptateurs TP (système breveté) avec vis HM16 x 90 + écrou frein HM16 dans trou Ø 17 mm
- Diamètre perçage des sabots : Ø22mm

EQUIPEMENTS & FINITION STANDARDS SUR PRODUIT EN STOCK

- Galvanisation à chaud
- Chapes sur demande (chapes RAS-TP ou araignées lg 170 ou chapes spéciales)

OPTION

- Réduction sur fût : Ø48.3 x 4 mm



CHARGES ADMISSIBLES EN TONNES (coefficient 1,65 charge centrée) Charge en traction = 3,4 t à toute hauteur

Designation	Hauteur (mm)	Poids (kg)	6000	5500	7000	7500	8000	8500	9000	9500	10000
TP 1000	6000/10000	100,0	3,40	3,40	2,50	2,40	2,00	1,70	1,40	1,20	1,00

**APÊNDICE 6 – Nota de cálculo 6: Dimensionamento das escoras
periféricas 3**

Dimensionamento e posicionamento das escoras para o lado 3. No dimensionamento consta o posicionamento das escoras em planta, altura e ângulos. Também apresenta as dimensões das vigas metálicas a serem utilizadas quando necessário, as dimensões dos blocos de fundação e os esforços do empuxo do solo a ser resistido, Ocupando 31 páginas

Nota Técnica



ÎLE-DE-FRANCE
 NORMANDIE

Direction Technique et du Développement
 Service Calculs et expertises
 6, rue Galilée
 78140 Guyancourt

Dossier :	LILO Puteaux	Difusão	Cédric DUMONT
Assunto :	Escoras Lado 3	Cópia :	Pierre KARAA Philippe PELLEVOISIN
Maitre d'Ouvrage :	NEXITY SEERI	Redigida por :	Bernardo COBALCHINI LASSEN
60 Avenue du Général	Gaulle	Verificador	Ramzi HIDAR
Puteaux (92)		Aprovador(es) :	Pierre KARAA
		Email :	bernardo.cobalchinilassen@colas.com
		Data :	03 Juin 2022
		Referência :	PRMS_BRNL_EXE_21004_NDC_009
		Índice :	A



Sumário

MODIFICAÇÕES	4
1. APRESENTAÇÃO GERAL	5
1.1. OBJETIVO DA NOTA	5
1.2. APRESENTAÇÃO DO PROJETO	5
1.3. LOCALIZAÇÃO DO EDIFÍCIO	5
1.4. DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA	6
1.5. NORMAS UTILIZADAS	7
1.6. DISPOSIÇÕES GERAIS	9
1.6.1 <i>Planimetria e altimetria</i>	9
1.6.2 <i>Paredes periféricas (SS)</i>	9
1.6.2.1 Parede diafragma	10
1.6.2.2 Classe do concreto	10
1.6.2.3 Armaduras	12
2. HIPÓTESES DE CARGAS	13
2.1. AÇÕES PERMANENTES	13
2.1.1 <i>Ações permanentes devido ao peso próprio</i>	13
2.1.2 <i>Empuxo do solo</i>	13
2.1.3 <i>Zona de circulação</i>	14
2.1.4 <i>Sobrecarga no contorno</i>	14
3. HIPÓTESES DE CÁLCULO	16
3.1. CONCRETO	16
3.1.1 <i>Disposições gerais</i>	16
3.2. AÇO DAS ARMADURAS	16
3.3. COBRIMENTO DAS ARMADURAS PARA AS FUNDAÇÕES	16
3.4. AÇO ESTRUTURAL	16
3.5. HIPÓTESES GEOTÉCNICAS	16
4. CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO	17
4.1. CRITÉRIOS DE RESISTÊNCIA	17
4.2. CRITÉRIOS DE DEFORMAÇÃO MÁXIMA (ELS)	17
4.3. ESTUDOS TÉCNICOS	17
5. EMPUXO DO SOLO	18
5.1. LADO 3	18
5.1.1 <i>Empuxo do solo</i>	18
5.1.1.1 <i>Hipóteses</i>	18
5.2. LADO 4 – AVENUE DU GENERAL DE GAULLE	18
5.2.1 <i>Empuxo do solo</i>	18
5.3. LADO 2 – RAMPA	19
5.3.1 <i>Empuxo do solo</i>	19
6. MODELIZAÇÃO	21
6.1. VERIFICAÇÃO DAS ESCORAS METÁLICAS	22
6.2. VERIFICAÇÃO DAS ESCORAS METÁLICAS HORIZONTAIS	22
6.2.1 <i>Vigas</i>	23
6.3. FUNDAÇÕES	23
6.3.1 <i>Fundação escora A et B</i>	24
6.4. RESUMO	26



Figuras

Figura 1: Vista de satélite (extraída: Google Maps).....	5
Figura 2: Planta da operação (extraído: ANALYSE DE SITE)	6
Figura 3: Paredes periféricas existentes.....	10
Figura 4: Resumo da sondagem mais desfavorável.....	12
Figura 5: Vizinhança.....	14
Figura 6: Pressão horizontal máxima	18
Figura 7: Pressão horizontal máxima.....	19
Figura 8: Diagrama do empuxo do solo.....	19
Figura 9: Pressão máxima horizontal	20
Figura 10 : Diagrama do empuxo do solo.....	20
Figura 11 : Esforços normais nas escoras (ELU)	22
Figura 12 : Esforço nas escoras e razão (ELU)	22
Figura 13 : Esforços normais nas escoras horizontais (ELU)	22
Figura 14 : Esforço nas escoras e razão (ELU)	23
Figura 15 : Adição das vigas.....	23
Figura 16 : Esforço nas vigas e razão (ELU).....	23
Figura 17 : Reações Fy e Fz nos apoios (ELS)	24
Figura 18 : Proposição de armaduras.....	25
Figura 19 : Resumo I	26



1. APRESENTAÇÃO GERAL

1.1. Objetivo da nota

O objetivo deste documento é dimensionar as escoras de reforço das paredes periféricas do edifício localizado na Avenue du Général de Gaulle para permitir a reconstrução de um novo edifício utilizando os 3 subsolos existentes.

1.2. Apresentação do projeto

Como parte do projeto "Résidence LLO" em Puteaux, a Nexity deseja incluir sua operação em uma abordagem ambiental e na certificação NF Habitat.

O projeto consiste na desconstrução parcial dos dois edifícios no local, R+7 e R+9, com 3 subsolos compartilhados para a construção de um novo edifício R+11. As paredes periféricas dos subsolos existentes serão conservadas.

1.3. Localização do edifício

O local está localizado na 60 Avenue Du General De Gaulle, em Puteaux, limitado por:

- Para o Norte: prédio vizinho
- Para o sul: Avenue du General de Gaulle
- Ao oeste: Rue Marcelin Berthelot
- Para o leste: prédio vizinho



Figura 1: Vista de satélite (extraída: Google Maps)

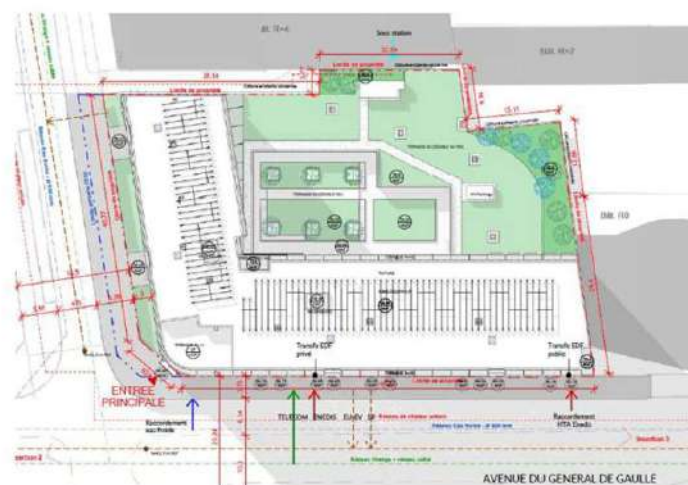


Figura 2: Planta da operação (extraída: ANALYSE DE SITE)

1.4. Documentos de referência

Os estudos serão realizados de acordo com os documentos de referência listados abaixo:

- Diagnostic Structural - IN 21 0465 - ESIRIS IDF ING
- Rapport G2 AVP
- Carnet des plans projet
- Analyses de site – NF HABITAT HQE -QIOS
- Plans d'archives
- Rapport G2 PRO ind 0 datant du 10 sep 2021 (Entreprise ROC SOL)
- Procès-verbal d'essais ESP.END.003 vérification périodique le 20/10/2020
- Plan des Héberges indice B – Dossier : 20 0465
- Plan des fondations provisoire – MOVPI
- Diagnostic Structurel indice B– ED-STR 22.0023- ESIRIS IDF E-D

Tradução livre:

- Diagnóstico estrutural - IN 21 0465 - ESIRIS IDF ING
- Relatório geotécnico G2 AVP
- Livro do plano do projeto
- Análise do site - NF HABITAT HQE -QIOS
- Planos de arquivo
- Relatório geotécnico G2 PRO ind 0 de 10 set 2021 (Empresa ROC SOL)
- Relatório de ensaios ESP.END.003 verificação periódica em 20/10/2020
- Plano do índice de alojamentos B - Arquivo: 20 0465
- Plano de fundação provisório - MOVPI
- Diagnóstico estrutural índice B- ED-STR 22.0023- ESIRIS IDF E-D



1.5. Normas utilizadas

As estruturas necessárias para a demolição são projetadas e dimensionadas de acordo com os regulamentos EUROCODES, conforme emendas detalhadas neste documento.

Eurocode 0 – Base de cálculo de estruturas

NF EN 1990	Eurocodes structuraux. Bases de calcul des structures (P 06 –100 – 1)	20 mars 2003
NF P 06-100-1 et -2	Eurocodes structuraux. Bases de calcul des structures. Annexe nationale à la NF EN 1990 (P 06-100-2)	5 juillet 2006

Emenda A1 (Anexo A2 sobre o cálculo das pontes) e seu anexo nacional:

NF EN 1990/A1	Eurocodes. Bases de calcul des structures. Amendement A1 (P 06-100-1/A1)*.	5 juillet 2006
NF EN 1990/A1/NA	Eurocodes Bases de calcul des structures. Annexe nationale à la NF EN 1990/A1 (P 06-100-1/A1/NA)	14 décembre 2007

Eurocode 1 – Ações sobre as estruturas :

NF EN 1991-1-1 NF P 06111-2	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 1.1. Actions générales. Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments (P 06111-1) Annexe nationale à l'EN 1991-1-1 (P 06 111-2)	20 mars 2003 5 juin 2004
NF EN 1991-1-2 NF EN 1991-1-2/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 1.2. Actions générales. Actions sur les structures exposées au feu (P 06112-1) Annexe nationale à la NF EN 1991-1-2 (P 06112-2)	5 juillet 2003 20 février 2007
NF EN 1991-1-3 NF EN 1991-1-3/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 1.3. Actions générales. Charges de neige (P 06113-1) Annexe nationale à la NF EN 1991-1-3 (P 06113-1/NA)	5 avril 2004 20 mai 2007
NF EN 1991-1-4 NF EN 1991-1-4/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 1.4. Actions générales. Actions du vent (P 06114-1) Annexe nationale à la NF EN 1991-1-4 (P 06114-1/NA).	5 novembre 2005 27 mars 2008
NF EN 1991-1-5 NF EN 1991-1-5/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 1.5. Actions générales. Actions thermiques (P 06115-1) Annexe nationale à la NF EN 1991-1-5 (P 06115-1/NA)	20 novembre 2005 25 mars 2009
NF EN 1991-1-7 NF EN 1991-1-7/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 1.7. Actions générales. Actions accidentelles (P 06117) Annexe nationale à la NF EN 1991-1-7 (P21711-1/A1)	20 février 2007 6 septembre 2008
NF EN 1991-2 NF EN 1991-2/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 2. Actions sur les ponts dues au trafic (P 06120-1) Annexe nationale à la NF EN 1991-2 (P 06120-1/NA)	5 mars 2004 13 mars 2008
NF EN 1991-3	Eurocode 1. Actions sur les structures.	20 avril 2007



NF EN 1991-3/NA	Partie 3. Actions induites par les appareils de levage et les machines (P 06130) Annexe nationale à la NF EN 1991-3 (P 06130/NA)	Janvier 2010
-----------------	---	--------------

Eurocode 2 – Calculos de estruturas em concreto

NF EN 1992-1-1 NF EN 1992-1-1/NA	Eurocode 2. Calcul des structures en béton. Partie 1.1. Règles générales et règles pour les bâtiments (P18711-1) Annexe nationale à la NF EN 1992-1-1 (P18711-1/NA)	5 octobre 2005 5 mars 2007
NF EN 1992-1-2 NF EN 1992-1-2/NA	Eurocode 2. Calcul des structures en béton. Partie 1.2. Règles générales. Calcul du comportement au feu (P18712-1) Annexe nationale à la NF EN 1992-1-2 (P18712-1/NA)	5 octobre 2005 5 octobre 2007
NF EN 1992-2 NF EN 1992-2/NA	Eurocode 2. Calcul des structures en béton. Partie 2. Ponts en béton. Calcul et dispositions constructives (P18720-1) Annexe nationale à la NF EN 1992-2 (P18720-1/NA)	20 mai 2006 20 avril 2007

As partes usadas do EUROCODE são completadas pelos seguintes documentos:

- Recommandations professionnelles pour l'application de la norme NF EN 1992-1-1 (NF P 18-711-1) et de son annexe nationale (NF P 18-711-1/NA-Eurocode 2, partie 1-1) relatives au calcul des structures en béton (version V17-3 datée de mars 2007) ;
- DTU 13-3 relatif aux dallages (Mars 2005) ;
- DTU 21 relatif à l'exécution des travaux en béton ;
- BAEL 91 révisée 99, pour les sujets non traités par les Eurocodes ;
- BPEL 99, Fascicule n° 62 - Titre I - Section II pour les sujets non traités par les Eurocodes ;

Eurocode 3 – Calculo de estruturas em aço:

NF EN 1993 1-1	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.1 : règles générales et règles pour les bâtiments (P 22-311-1) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-1 (P 22-311-1/NA)	20 octobre 2005 20 mai 2007
NF EN 1993 1-5	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.5 : Plaques planes. (P22-315) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-5 (P 22-315/NA)	20 mars 2007 26 octobre 2007
NF EN 1993 1-6	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.6 : Résistance et stabilité des structures en coques (P22-316) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-6 (P22-316/NA)	20 juillet 2007 7 mai 2010
NF EN 1993 1-8	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.8 : Calcul des assemblages (P 22-318-1) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-8 (P 22-318-1/NA)	5 décembre 2005 20 juillet 2007
NF EN 1993 1-10	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.10 : Choix des qualités d'acier (P 22-380-1) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-10 (P 22-380-1/NA)	5 décembre 2005 20 avril 2007



NF EN 1993 1-11	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.11 : Calcul de structures à câbles ou éléments tendus (P 22-381) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-11 (P 22-381/NA)	20 avril 2007 21 décembre 2007
-----------------	---	-----------------------------------

Eurocode 7 – Cálculos geotécnicos :

NF EN 1997-1	Eurocode 7. Calcul géotechnique. Partie 1. Règles générales (P94251-1)	20 juin 2005
NF EN 1997-1/NA	Annexe nationale à la NF EN 1997-1 (P94251-1/NA)	20 septembre 2006

As partes usadas do EUROCODE são completadas pelos seguintes documentos:

- Norme NF P 94-261 (Juin 2013) – Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations superficielles.
- Norme NF P 94-262 (Juillet 2012) – Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations Profondes
- Norme NF P 94-281 (Avril 2014) – Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Ouvrages de soutènement – Murs
- Norme NF P 94-282 (Mars 2009) – Calcul géotechnique – Ouvrages de soutènement – écrans
- DTU 13.11 : Fondations superficielles
- DTU 13.12 : Règles pour le calcul des fondations superficielles

1.6. Disposições gerais

1.6.1 Planimetria e altimetria

As dimensões de nivelamento estão relacionadas com o sistema NGF-IGN69-Altitudes Normais. As coordenadas que definem cada um dos pontos de dados estão no sistema Lambert 93. Todas as alturas são expressas em metros.

1.6.2 Paredes periféricas (SS)

Os 3 subsolos existentes são compostos de 2 tipos diferentes de paredes: Parede concretada in loco (verde) e Parede diafragma (vermelho). A figura abaixo mostra a localização de cada tipo de parede perimetral em planta.

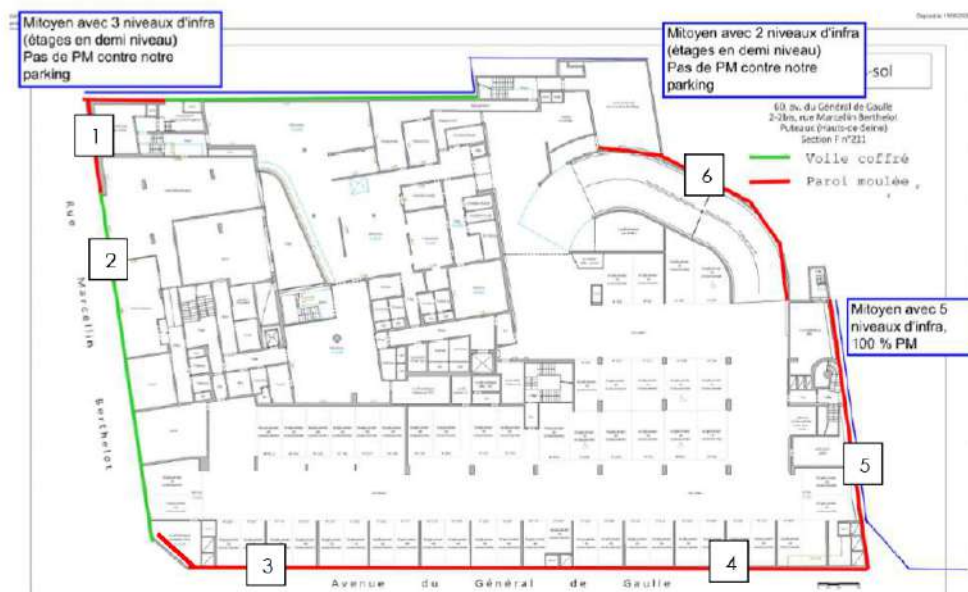
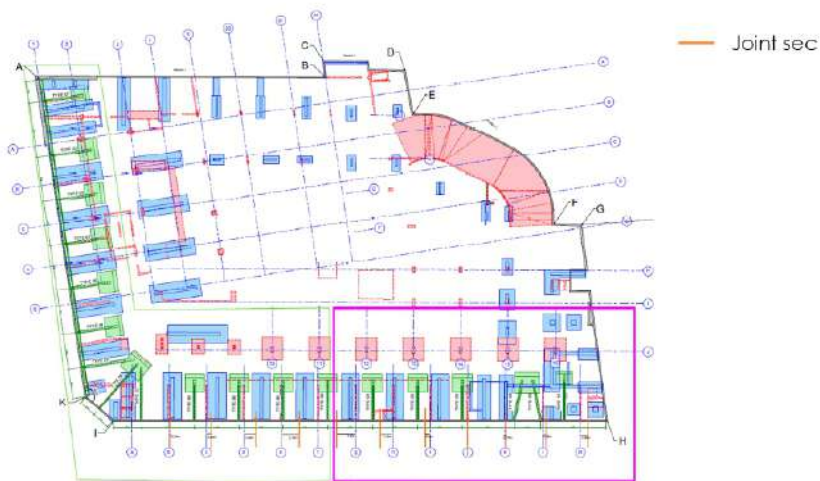


Figura 3 : Paredes periféricas existentes

1.6.2.1 Parede diafragma

Verificamos a presença de juntas entre as paredes diafragmas, sem continuidade de armadura. Estas juntas foram verificadas após uma sondagem de continuidade da parede e são posicionadas como mostrado em laranja na figura abaixo.



1.6.2.2 Classe do concreto

A classe do concreto de acordo com os testes de compressão no diagnóstico estrutural para cada tipo de parede é a seguinte:

PRMS_BRNL_EXE_21004_NDC_002
Ni copie, ni diffusion sans autorisation de la Direction Technique de Colas Idfn

Indice : A
Page : 10/31



- Parede concretada in loco: **C40/50**
- Parede diafragma: **C35/45**

As tabelas abaixo mostram os resultados dos testes para cada tipo de parede.

Tabela 1 : Resultados dos testes físico-mecânicos para PAREDES DIAFRAGMAS

Réf. Carotte	Diamètre (mm)	Hauteur (mm)	Etlancement (H/D)	Masse (g)	MV (t/m ³)	Rupture (kN)	Rc brut (MPa)	fc,m,ls (MPa)	fck,ls (Mpa)	Classe*
SS1 - 1	73	146	2,00	1490	2,44	153,0	36,6	39,3	39,3	C35/45
SS1 - 2	73	146	2,00	1560	2,55	182,4	43,6			
SS1 - 3	73	146	2,00	1480	2,42	149,5	35,7			
SS2 - 1	73	146	2,00	1460	2,39	142,5	34,1			
SS3 - 1	73	146	2,00	1505	2,46	195,2	46,6			

Tabela 2 : Resultados dos testes físico-mecânicos para PAREDES MOLDADAS

Réf. Carotte	Diamètre (mm)	Hauteur (mm)	Etlancement (H/D)	Masse (g)	MV (t/m ³)	Rupture (kN)	Rc brut (MPa)	fc,m,ls (MPa)	fck,ls (Mpa)	Classe*
SS1 - 1	73	146	2,00	1495	2,45	198,9	47,5	43,9	43,9	C40/50
SS1 - 2	73	146	2,00	1515	2,48	201,1	48,0			
SS2 - 1	73	146	2,00	1490	2,44	178,1	42,5			
SS2 - 2	73	146	2,00	1505	2,46	186,1	44,5			
SS3 - 1	73	146	2,00	1485	2,43	154,3	36,9			
SS3 - 2	73	146	2,00	1470	2,41	171,4	40,9			

1.6.2.3 Armaduras

De acordo com o levantamento realizado (Diagnóstico Estrutural - IN 21 0465) em 6 pontos diferentes nos 3 subsolos, a tabela abaixo mostra as armaduras utilizadas para cada parede e sua seção por metro linear. A referência "1/2" indica a direção das barras, ou seja, 1 - horizontal e 2 - vertical, como apresentado na figura abaixo.

Em amarelo, as correções após o diagnóstico estrutural ED-STR 22.0023 são apresentadas. Estas modificações foram feitas a fim de considerar a parede concretada in loco como a mais desfavorável possível, assumindo o uso da armadura HA14 onde os furos de sondagem foram realizados.



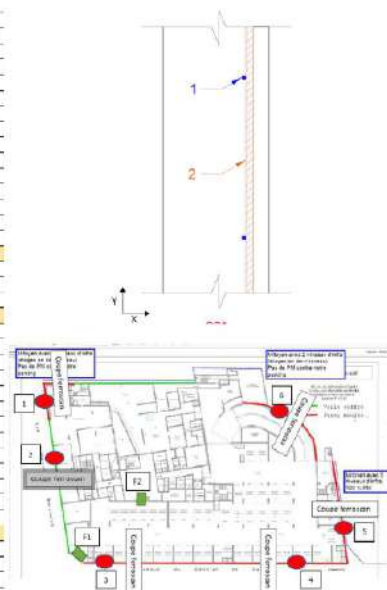
Figura 4 : Resumo da sondagem mais desfavorável

Tabela 3 : Resumo das sondagens realizadas

Sondage			Acier				Section (cm ² /ml)	M [kN.m]
Etage	Pareoi	Epaisseur (cm)	1/2	Type (HA)	ex (cm)	esp (cm)		
SS1	1	-	1	-	-	-	-	-
			2	-	-	-	-	-
	2	20	1	8	4	30	-	-
			2	14	8	50	5,15	57,94
	3	50	1	14	6	45	-	-
			2	14	8	30	5,13	53,74
	4	50	1	14	6	30	-	-
			2	14	8	30	5,13	53,74
	5	50	1	14	6	30	-	-
			2	14	9	30	5,13	51,51
6	-	-	1	-	-	-	-	-
			2	-	-	-	-	0,00
SS2	1	50	1	14	5	30	-	-
			2	14	6,5	17	5,06	171,55
	2	20	1	6	4,5	25	-	-
			2	16	3,5	30	2,63	18,89
	3	50	1	14	10	30	-	-
			2	14	11,5	25	6,16	103,11
	4	50	1	14	2	35	-	-
			2	14	3,5	20	7,70	155,67
	5	50	1	14	7,5	35	-	-
			2	14	9	15	10,27	182,01
6	50	1	14	12,5	30	-	-	
		2	14	14	30	3,15	80,53	
SS3	1	50	1	14	7	20	-	-
			2	14	9	20	7,70	157,26
	2	20	1	8	4,5	30	-	-
			2	16	6,5	30	5,70	39,33
	3	50	1	14	8	30	-	-
			2	14	10	15	10,27	126,55
	4	50	1	14	3,5	30	-	-
			2	14	5	25	6,16	120,52
	5	50	1	14	13,5	30	-	-
			2	14	15	30	5,13	78,12
6	50	1	14	6	40	-	-	
		2	14	8	25	6,16	112,49	

Légende	
	Pareoi moulée
	Voile coffré

O M indica indicado é correspondente ao momento máximo suportado por cada uma das paredes.





2. HIPOTETES DE CARGAS

2.1. Ações permanentes

2.1.1 Ações permanentes devido ao peso próprio

Iremos levar em conta o peso próprio das estruturas, em particular:

- Aço : 78.50 kN/m³
- Concreto armado : 25 kN/m³
- Carga das lajes : 22 kN/m³
- Solo : 20 kN/m³

2.1.2 Empuxo do solo

Os esforços realizados pelo solo devem ser levados em conta no dimensionamento das estruturas temporárias de apoio de acordo com as características geotécnicas do terreno descritas no relatório do G2 AVP.

As sondagens revelaram um solo limono-agiloso-arenoso de 2,3 m de espessura de coloração marrom-laranja-bege, seguido por areias argilosas beges cimentadas localmente, correspondentes às areias de Beauchamp.

As características das camadas de solo a serem levadas em conta para o cálculo estão indicadas na tabela abaixo:

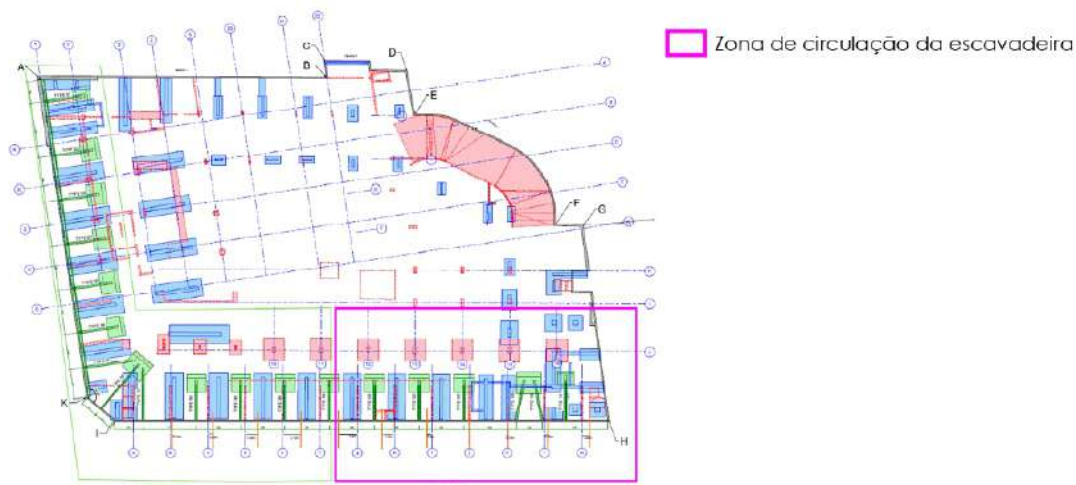
	Base (en m)	C (t/m ²)	C' (t/m ²)	ϕ (°)	ϕ' (°)	Em (bars)	Pl* (bars)	α
Remblais	2,3	0	0	25	25	50	5	1/2
Sables de Beauchamp	-	0	0	30	30	200	20	1/3

Para os coeficientes de empuxo e o peso volumétrico, serão feitas as seguintes suposições (a serem validadas pelo MOE):

- Remblais : $K_{a1} = 0.4$ ($\Phi = 25^\circ$); $\gamma_1 = 20$ kN/m³
 Areias de Beauchamp : $K_{a2} = 0.33$ ($\Phi = 25^\circ$); $\gamma_2 = 20$ kN/m³

2.1.3 Zona de circulação

A imagem abaixo mostra a área por onde uma escavadeira de demolição deve passar. Esta carga será levada em conta em nossos cálculos como uma sobrecarga de 20kPa. Sobre as demais parede de sustentação, uma sobrecarga de 10kPa será aplicada.



2.1.4 Sobrecarga no contorno

O edifício é adjacente a dois outros edifícios com 3 e 5 níveis de subsolo, como mostrado na imagem abaixo.



Figura 5: Vizinhança

As informações abaixo devem ser confirmadas no local e atualizadas nesta nota, se necessário. Com base nas informações descritas na figura acima, as cargas a serem consideradas para o cálculo do sistema de escoramento são as seguintes:

- Para o lado 1 que está em contato com um subsolo de menor profundidade que o de nosso edifício (ref. Plano de acomodação - índice B de 17/12/2021):



Será aplicada uma pressão do solo a partir do segundo subsolo do prédio vizinho e uma sobrecarga de 1kPa onde não há presença de terra devido à descompressão gerada pela demolição.

- Para o lado 3 que está em contato com um subsolo de profundidade maior ou igual à de nosso edifício com a presença de uma possível faixa de solo entre as duas paredes do subsolo: Consideramos a pressão de terra em 3 níveis (este esforço pode ser reduzido a um esforço uniforme de 1 kPa no caso em que a faixa de terra entre as duas paredes não exista).
- Para os lados que se encontram diretamente na rua ou em espaços abertos (costas 2 e 4): Uma pressão do solo será aplicado a partir do piso térreo com uma sobretaxa de operação vertical igual a 20 kPa (escavadeira).
- Para o lado 5, que está em contato com um subsolo de menor profundidade que o de nosso edifício (ref. Plano de acomodação - índice B de 17/12/2021): Consideramos a pressão do solo sobre 0,77m e uma pressão característica de descompressão de 1kPa sobre o restante. Um sistema de escoramento simples será realizado nesta parede.

Tabela recapitulativa:

Identificação da área na Figura 4	Pressão horizontal a ser considerada	Sobrecarga vertical a considerar sobre o solo
1	Pressão do solo sobre 1 nível	1 kPa
2	Pressão do solo sobre 1 níveis	1 kPa
3	Pressão da faixa de solo sobre os 3 níveis	1 kPa
4	Pressão do solo sobre 3 andares	20 kPa
5	Pressão do solo sobre 0,77 m	1 kPa

Nota:

A sobretaxa de 20 kPa considerada é uma sobretaxa equivalente à sobretaxa de uma escavadeira de demolição que poderia ser encontrada nas proximidades das paredes concretadas.



3. HIPOTESES DE CALCULO

3.1. Concreto

Resistência mínima: **C25/30**
 Classe de exposição : **XC2**
 Limite de abertura de fissura: **0.3 mm**

3.1.1 Disposições gerais

Conforme a ELU, a resistência de cálculo do concreto considerada é igual a:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} * \frac{f_{ck}}{\gamma_c}, \text{ avec}$$

$\alpha_{cc} = 1.00$

$\gamma_c = 1.5$ em situação durável e transitória

$\gamma_c = 1.2$ em situação acidental

3.2. Aço das armaduras

Classe : min. B
 Resistência característica 500 MPa, FeE500
 Diâmetro $\phi_{acier} \leq 20$ mm

Os limites de tensão em aços HA são os seguintes:

$$\text{ELU fundamental } f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\text{ELU acidental } f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.00} = 500 \text{ MPa}$$

ELS característica $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

3.3. Cobrimento das armaduras para as fundações

Vida útil da obra:	menos de 25 anos
Classe de resistência do concreto:	C25/30
Classe de exposição:	XC2
Classe estrutural:	S4
Modificação da classe estrutural recomendada:	S3 (minoração de 1 classe)
Cobrimento mínimo/aderência	$c_{min,b} = \phi_{acier} = 20$ mm
Cobrimento mínimo/durabilidade	$c_{min,dur} = 20$ mm
$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur}\}$	$c_{min} = 20$ mm
Tolerância por variações de execução (ΔC_{dev})	$\Delta C_{dev} = 10$ mm
Cobrimento nominal $C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev}$	$C_{nom} = 30$ mm

3.4. Aço estrutural

Para o esqueleto principal:

- Escoras inclinadas : Classe S235
- Vigas de ligação : Classe S235

Para as conexões :

- Parafusos de ancoragem: Classe 5.6; 6.6 ou 8.8.
- Parafusos galvanizados: Classe 8.8

3.5. Hipóteses geotécnicas

A tensão admissível do solo a ser considerada é a descrita na nota geotécnica G2 PRO e é igual a:

q_{ELS} = 7 bars



4. CRITERIOS DE DIMENSIONAMENTO

4.1. Crêterios de resistência

C culo das barras

Os vários elementos serão justificados com relação   resistência das seções transversais, bem como os fen menos de instabilidade (encurvamento, inclinação, deformação) de acordo com a norma NF EN 1993-1-1.

Concepção das conex  es

Os fixadores são dimensionados de acordo com os seguintes documentos de referência:

- C culo de conex  es EN 1993-1-8.

4.2. Crêterios de deformação máxima (ELS)

Deslocamentos verticais (flexão das vigas) : $L/200$ sob combinações normativas.

Deslocamentos horizontais no topo da parede: $H/150$ sob combinações normativas.

4.3. Estudos técnicos

O cáculo será realizado com o software de cáculo Robot Análise Estrutural, Graitec Advance Design e planilhas Excel.

5. EMPUXO DO SOLO

5.1. Lado 3

5.1.1 Empuxo do solo

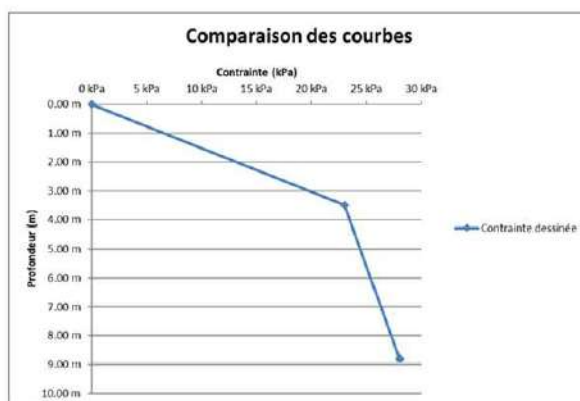
O escoramento será realizado por um sistema de escoras metálicas.

O escoramento a realizar é relativo aos subsolos SS1, SS2 e SS3.

A principal carga transmitida às paredes é de uma faixa de terra confinada equivalente à 55cm.

5.1.1.1 Hipoteses

- H Altura total do muro: aproximadamente 8,8 m
 - Espessura do muro : 50 cm
 - Solo atrás do muro: 55 cm conforme o VISA (documento da empresa contratante)
 - Não há fundações vizinhas que interajam com a estrutura a realizar, como uma sobretaxa ou força horizontal.
 - Nenhuma sobrecarga no topo da parede
 - O deslocamento na parte superior é da ordem de um centímetro ($H/1000 = 0,88$ cm)
- Nestas condições, a pressão da terra é calculada de acordo com o método da Culmann.



Paramètre	Notation	Valeur	Unité
Poussée totale	Préelle	171,60	kN
Poussée totale modélisée	Pmod	175,4	kN
Point application depuis le HAUT	Prof	5,34	m
Point application depuis le BAS	Haut	3,46	m

Profondeur	Contrainte horizontale	Poussée partielle	Profondeur d'application
0,00 m	0 kPa	-	-
8,80 m	28 kPa	10,20	2,33
8,80 m	28 kPa	135,15	6,21

Figura 6 : Pressão horizontal máxima

5.2. Lado 4 – Avenue du Général de Gaule

5.2.1 Empuxo do solo

A principal carga transferida a parede é o empuxo do solo.

Consideramos uma sobrecarga suplementar de 20 KPa sobre a parte onde haverá a passagem da escavadeira.

RESULTATS	Notation	Valeur	Unité
Poussée totale horizontale	Ph	299,4	kN
Point d'application de la poussée depuis le pied de l'écran	Zapp	3,19	m
Poussée totale verticale	Pv	0,00	kN
Poussée totale horizontale hors effet de la cohésion	Ph-c	299,4	kN
Poussée hydrostatique	Pw	0,0	kN
Proportion de poussée réduite par la cohésion hors poussée hydrostatique	% c - sans w	0%	-
Proportion de poussée réduite par la cohésion	% c	0%	-
Pression horizontale maximum	σ_{Hmax}	62	kPa
Profondeur d'un point M du diagramme	Z _M	3	m
Diminution que peut apporter la cohésion dans la limite de 0.1 σ_v		0,0	kPa
Pression horizontale au point M	σ_{HM}	20	kPa

Figura 7 : Pressão horizontal máxima

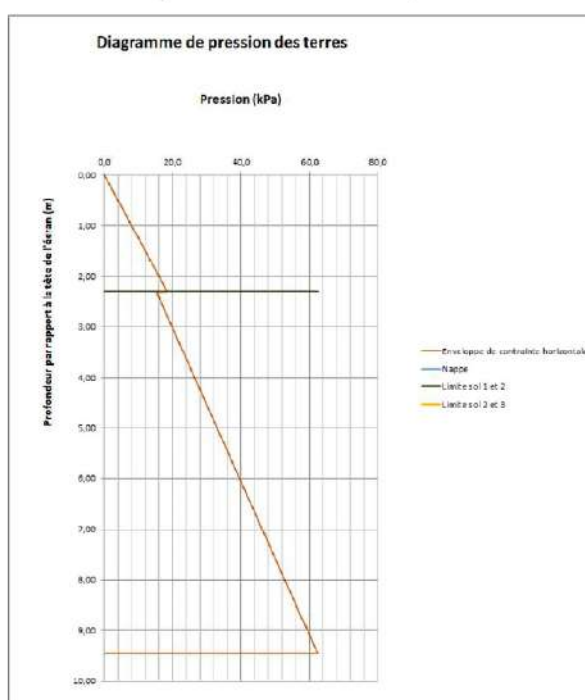


Figura 8 : Diagrama do empuxo do solo

5.3. Lado 2 – Rampa

5.3.1 Empuxo do solo

A principal carga transferida a parede é o empuxo do solo.

Consideramos uma sobrecarga suplementar de 10 KPA aplicada a uma altura de 8,25m (solo vizinho) devido as possíveis cargas acidentais no terreno vizinho.



RESULTATS	Notation	Valeur	Unité
Poussée totale horizontale	Ph	229,2	kN
Point d'application de la poussée depuis le pied de l'écran	Zapp	2,80	m
Poussée totale verticale	Pv	0,00	kN
Poussée totale horizontale hors effet de la cohésion	Ph-c	229,2	kN
Poussée hydrostatique	Pw	0,0	kN
Proportion de poussée réduite par la cohésion hors poussée hydrostatique	% c - sans w	0%	-
Proportion de poussée réduite par la cohésion	% c	0%	-
Pression horizontale maximum	σ_{Hmax}	55	kPa
Profondeur d'un point M du diagramme	Z _M	3	m
Diminution que peut apporter la cohésion dans la limite de 0.1 σ_v		0,0	kPa
Pression horizontale au point M	σ_{HM}	20	kPa

Figura 9 : Pressão máxima horizontal

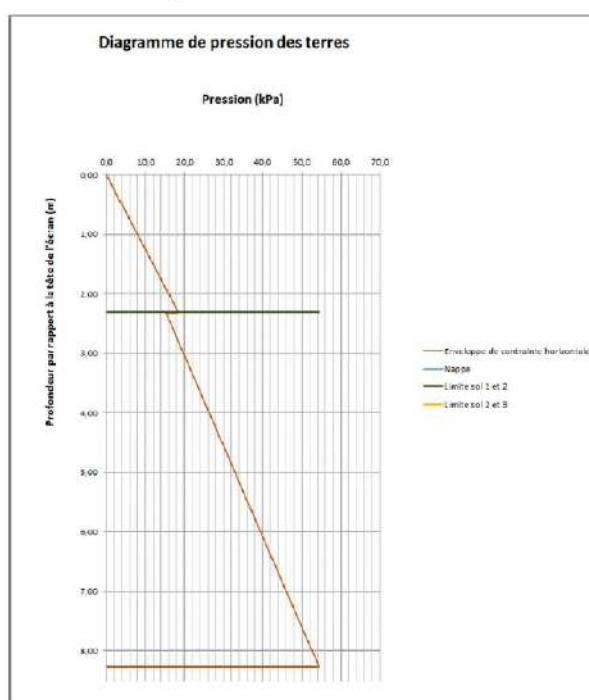
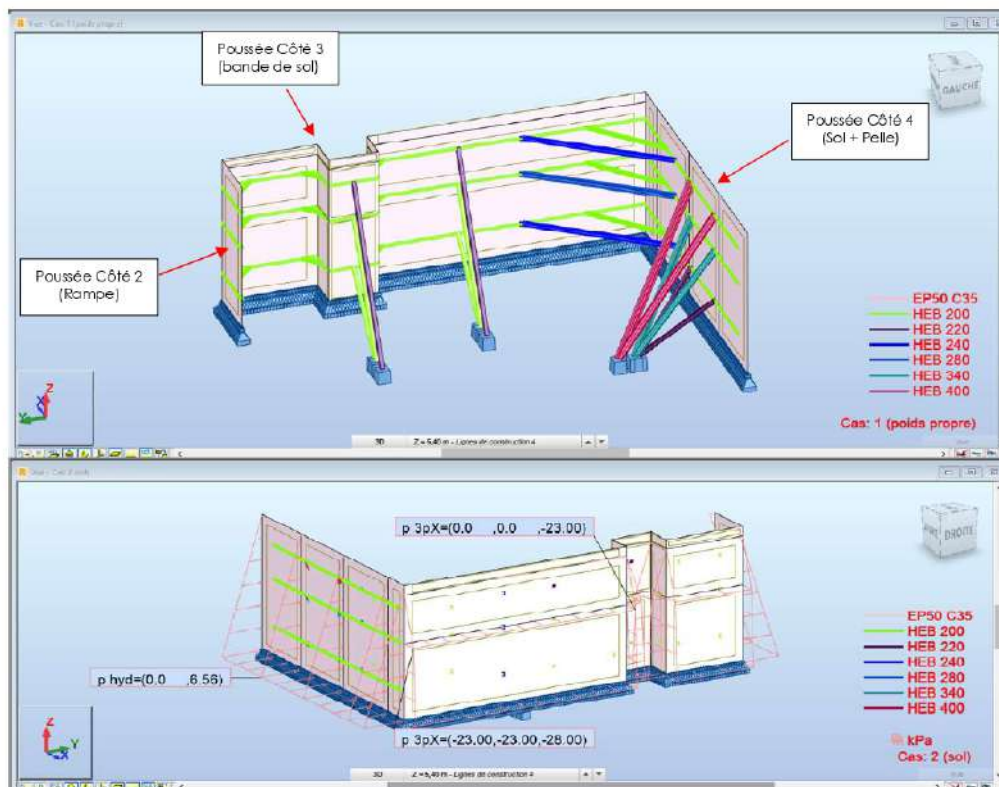


Figura 10 : Diagrama do empuxo do solo

6. MODELIZAÇÃO

Utilizamos a modelização descrita na NDC 002 (Réf. : PRMS_BRNL_EXE_21004_NDC_002) para o lado da avenue du général de Gaulle respeitando a presença das descontinuidades na parede (juntas). Adicionamos as paredes do lado 3 (onde há a faixa de solo confinada) e do lado 4 (rampa). Propomos a utilização de escoras horizontais no local de escoras inclinadas verticalmente nas extremidades da parede do lado 3 e lado 4. Adicionamos as pressões como descrito anteriormente.



6.1. Verificação das escoras metálicas

Esforço normal nas escoras :



Figura 11 : Esforços normais nas escoras (ELU)

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
33 Barre_33	HEB 220	ACIER	64.80	199.31	0.53	4 ELU
34 Barre_34	HEB 340	ACIER	60.11	116.90	0.56	4 ELU
35 Barre_35	HEB 400	ACIER	66.04	152.46	0.59	4 ELU
119 Barre_119	HEB 200	ACIER	66.90	112.81	0.40	4 ELU
120 Barre_120	HEB 200	ACIER	99.91	168.47	0.60	4 ELU
121 Barre_121	HEB 220	ACIER	117.41	196.07	0.55	4 ELU
130 Barre_130	HEB 200	ACIER	66.90	112.81	0.10	4 ELU
131 Barre_131	HEB 200	ACIER	99.91	168.47	0.22	4 ELU
132 Barre_132	HEB 220	ACIER	117.41	196.07	0.27	4 ELU

Figura 12 : Esforço nas escoras e razão (ELU)

6.2. Verificação das escoras metálicas horizontais

Esforço normal nas escoras :

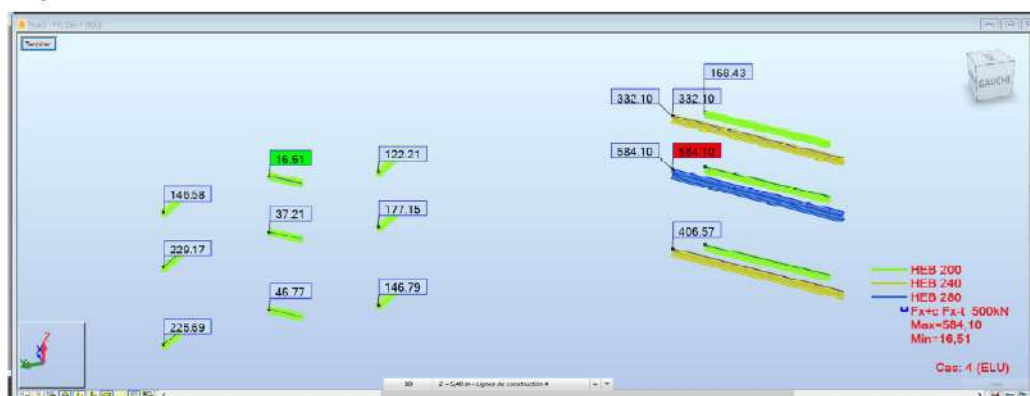


Figura 13 : Esforços normais nas escoras horizontais (ELU)

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
122 Barre_122	HEB 200	ACIER	63.79	107.57	0.21	4 ELU
123 Barre_123	HEB 200	ACIER	63.79	107.57	0.37	4 ELU
124 Barre_124	HEB 200	ACIER	63.79	107.57	0.37	4 ELU
136 Barre_136	HEB 240	ACIER	72.84	123.40	0.37	4 ELU
137 Barre_137	HEB 280	ACIER	81.88	105.96	0.42	4 ELU
138 Barre_138	HEB 240	ACIER	72.84	123.40	0.45	4 ELU
139 Barre_139	HEB 200	ACIER	16.56	27.92	0.03	4 ELU
140 Barre_140	HEB 200	ACIER	16.56	27.92	0.02	4 ELU
141 Barre_141	HEB 200	ACIER	16.56	27.92	0.01	4 ELU
142 Barre_142	HEB 200	ACIER	16.56	27.92	0.08	4 ELU
143 Barre_143	HEB 200	ACIER	16.56	27.92	0.10	4 ELU
144 Barre_144	HEB 200	ACIER	16.56	27.92	0.07	4 ELU
146 Barre_146	HEB 200	ACIER	29.80	50.25	0.10	4 ELU
147 Barre_147	HEB 200	ACIER	29.80	50.25	0.15	4 ELU
148 Barre_148	HEB 200	ACIER	29.80	50.25	0.15	4 ELU

Figura 14 : Esforço nas escoras e razão (ELU)

6.2.1 Vigas

Deve-se prever a utilização de vigas metálicas para evitar o puncinamento da parede.

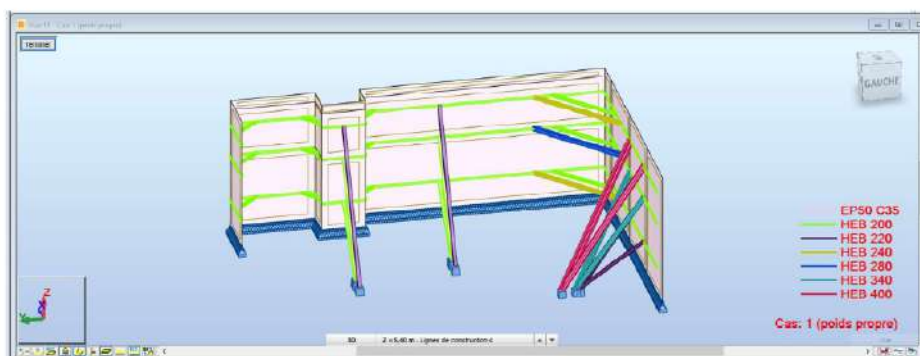


Figura 15 : Adição das vigas

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
4 Poutre_4	HEB 200	ACIER	39.61	67.12	0.09	4 ELU
6 Poutre_6	HEB 200	ACIER	22.24	37.51	0.02	4 ELU
17 Poutre_17	HEB 200	ACIER	39.61	67.12	0.15	4 ELU
23	HEB 200	ACIER	22.24	37.51	0.02	4 ELU
24 Poutre_24	HEB 200	ACIER	39.61	67.12	0.15	4 ELU
26 Poutre_26	HEB 200	ACIER	22.24	37.51	0.03	4 ELU
37	HEB 200	ACIER	22.24	37.51	0.10	4 ELU
40 Poutre_40	HEB 200	ACIER	22.24	37.51	0.12	4 ELU
42 Poutre_42	HEB 200	ACIER	22.24	37.51	0.12	4 ELU
149 Poutre_149	HEB 200	ACIER	64.16	108.19	0.09	4 ELU
150 Poutre_150	HEB 200	ACIER	64.16	108.19	0.15	4 ELU
151 Poutre_151	HEB 200	ACIER	64.16	108.19	0.15	4 ELU
152 Poutre_152	HEB 200	ACIER	34.77	58.63	0.03	4 ELU
153 Poutre_153	HEB 200	ACIER	34.77	58.63	0.04	4 ELU
154 Poutre_154	HEB 200	ACIER	34.77	58.63	0.06	4 ELU
155 Poutre_155	HEB 200	ACIER	199.39	336.20	0.23	4 ELU
156 Poutre_156	HEB 200	ACIER	199.39	336.20	0.39	4 ELU
157 Poutre_157	HEB 200	ACIER	199.39	336.20	0.32	4 ELU

Figura 16 : Esforço nas vigas e razão (ELU)

6.3. Fundações

A soma dos esforços que transitam nas escoras fornece os esforços horizontais e verticais para o dimensionamento dos blocos de fundação.

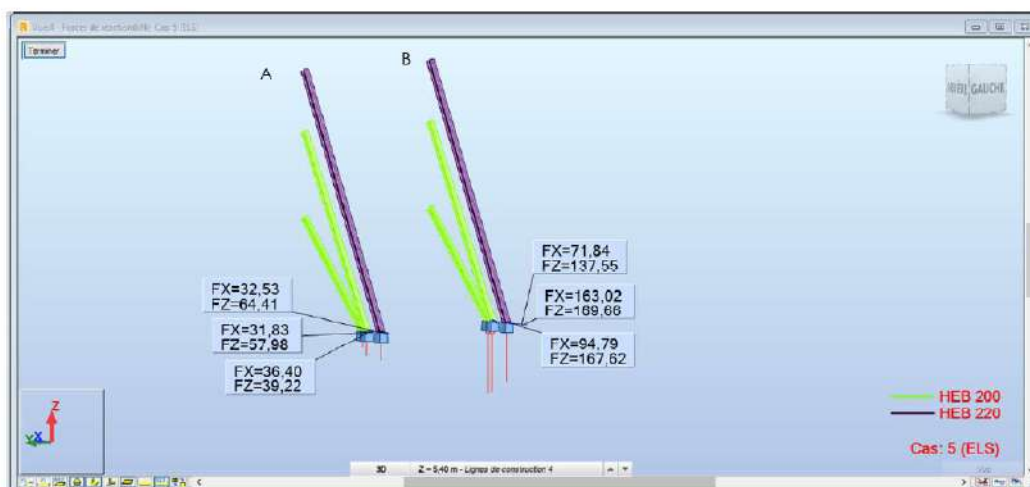


Figura 17 : Reações Fy e Fz nos apoios (ELS)

Nós destacamos a soma de esforços seguintes para cada fundação:

Côté 3		
Φ	44	
	A	B
FX	32,53	71,84
FX	31,83	163,02
FX	36,4	94,79
FZ	64,41	137,55
FZ	57,98	189,66
FZ	39,22	167,62
ΣFy [kN]	100,76	329,65
ΣFz [kN]	161,61	474,83

Consideramos uma fundação inclinada perpendicular ao perfil mais próximo da parede, ou seja, o perfil HEB 200. Assim, esta fundação terá um ângulo Φ em relação ao solo, ou seja, $\Phi = 44,1^\circ$. Como o solo é inclinado, a tensão do solo é considerada dividida por dois, $q_{ELS/2} = 4 \text{ bars}$ (G2PRO du 24/03/2022).

Assim, para calcular as fundações nós consideramos $q_{net} = 0,40 \times 1,2 \times 2,7 = 1,296 \text{ MPa}$.

As forças normais na fundação inclinada são $N = \Sigma Fy \cdot \sin(44,1^\circ) + \Sigma Fz \cdot \cos(44,1^\circ)$, como indicado abaixo.

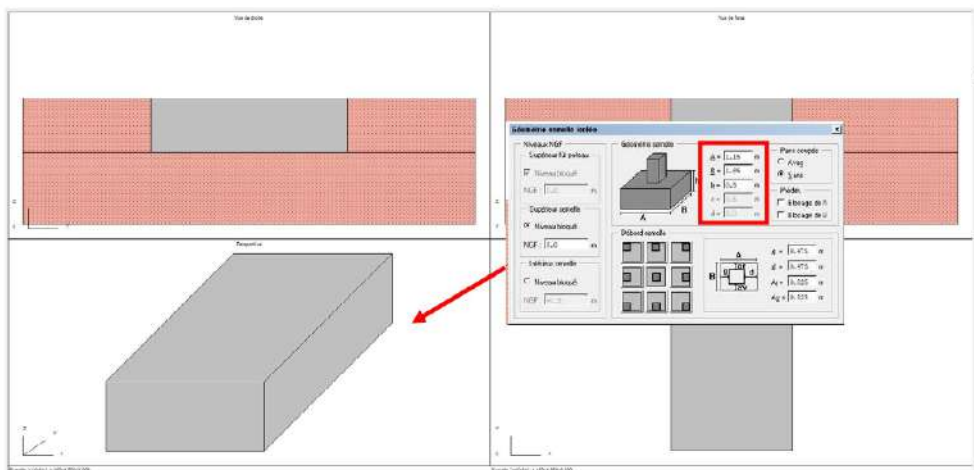
Côté 3		
Φ	44	
	A	B
FX	32,53	71,84
FX	31,83	163,02
FX	36,4	94,79
FZ	64,41	137,55
FZ	57,98	189,66
FZ	39,22	167,62
ΣFy [kN]	100,76	329,65
ΣFz [kN]	161,61	474,83
N [kN]	186,25	570,56

As fundações são modeladas no software Graitec (detalhes de cálculo no anexo).

Utilizamos as dimensões de 1,15 x 1,85 x 0,5 m afim de conseguir posicionar todas as escoras no mesmo bloco de fundação.

6.3.1 Fundação escora A et B

A força normal exercida na fundação inclinada é igual à $N = 570,56 \text{ kN}$. Assim, modelizamos como mostrado na figura abaixo.



O bloco de fundação tem dimensões de 1,15m*1,85m*0,5m

Armaduras :

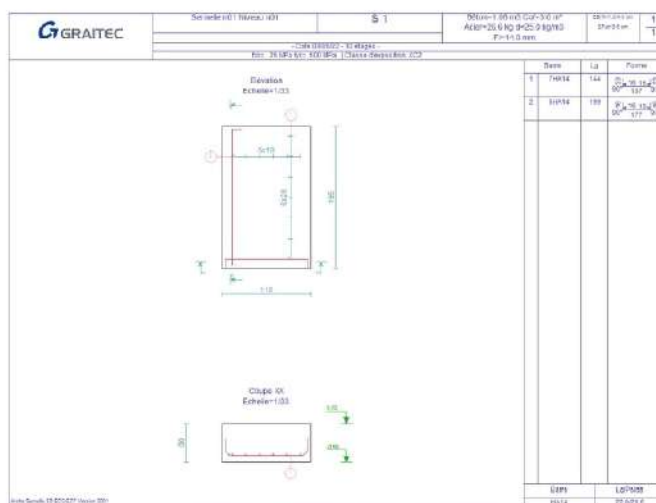


Figura 18 : Proposição de armaduras

Destacamos as seções de aço necessárias para a fundação descrita acima (detalhes em Annexe 3) :

Semelle	A théo.	A réel.	Nb.	HA	Esp.
Sup. X	0.00 cm ²	0.00 cm ²	0	14.0	0.000 m
Inf. X	10.49 cm ²	10.78 cm ²	7	14.0	0.264 m
Sup. Y	0.00 cm ²	0.00 cm ²	0	14.0	0.000 m
Inf. Y	8.60 cm ²	9.24 cm ²	6	14.0	0.176 m

Utilizamos um raciocínio análogo para os demais blocos de fundação (detalhes em anexo).

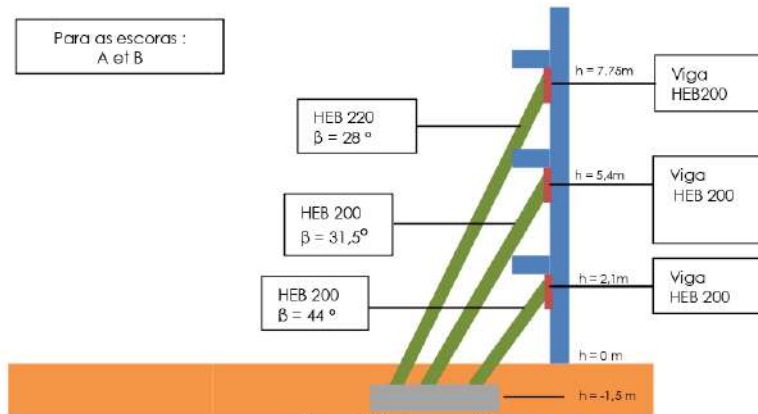
6.4. **Resumo**

Figura 19 : Resumo 1

APÊNDICE 7 – Nota de cálculo 7: Plantas dos blocos de fundações

**Plantas para execução dos blocos de fundações e as armaduras propostas,
Ocupando 18 páginas**

Note Técnica



ÎLE-DE-FRANCE
NORMANDIE

Direction Technique et du Développement
Service Calculs et expertises
6, rue Galilée
78140 Guyancourt

Dossier : LILO Puteaux		Difusão	
			Cédric DUMONT
Assunto :	Plantas de detalhes das fundações	Cópia :	
			Pierre KARAA Philippe PELLEVOISIN
Maitre d'Ouvrage : NEXITY SEERI 60 Avenue du Général Gaulle Puteaux (92)		Redigida por :	Bernardo COBALCHINI LASSEN
		Verificador	Ramzi HIDAR
		Aprovador(es) :	Pierre KARAA
		Email :	bernardo.cobalchinilassen@colas.com
		Data :	23Mai 2021
		Referencia :	PRMS_BRNL_EXE_21004_NDC_006
		Indice :	Interna - B

PRMS_BRNL_EXE_21004_NDC_006
Indice :Interna - B



Sumário

MODIFICAÇÕES	4
1. APRESENTAÇÃO GERAL	5
1.1. OBJETIVO DA NOTA	5
1.2. APRESENTAÇÃO DO PROJETO	5
1.3. LOCALIZAÇÃO DO EDIFÍCIO	5
1.4. DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA	6
1.5. NORMAS UTILIZADAS	7
1.6. DISPOSIÇÕES GERAIS	9
1.6.1 <i>Planimetria e altimetria</i>	9
1.6.2 <i>Paredes periféricas (SS)</i>	9
1.6.2.1 Classe do concreto	10
2. PLANTAS DAS FUNDAÇÕES	12



Figuras

Figura 1 : Vista de satélite (extraída: Google Maps).....	5
Figura 2: Planta da operação (extraído: ANALYSE DE SITE)	6
Figura 3 : Paredes periféricas existentes	10



1. APRESENTAÇÃO GERAL

1.1. Objetivo da nota

O presente documento tem por objetivo definir as armaduras e detalhamentos para cada bloco de fundação a ser executado.

1.2. Apresentação do projeto

Como parte do projeto "Résidence LILLO" em Puteaux, a Nexity deseja incluir sua operação em uma abordagem ambiental e na certificação NF Habitat.

O projeto consiste na desconstrução parcial dos dois edifícios no local, R+7 e R+9, com três subsolos compartilhados para a construção de um novo edifício R+11. As paredes periféricas dos subsolos existentes serão conservadas.

1.3. Localização do edifício

O local está localizado na 60 Avenue Du General De Gaulle, em Puteaux, limitado por:

- Para o Norte: prédio vizinho
- Para o sul: Avenue du General de Gaulle
- Ao oeste: Rue Marcelin Berthelot
- Para o leste: prédio vizinho



Figura 1 : Vista de satélite (extraída: Google Maps)

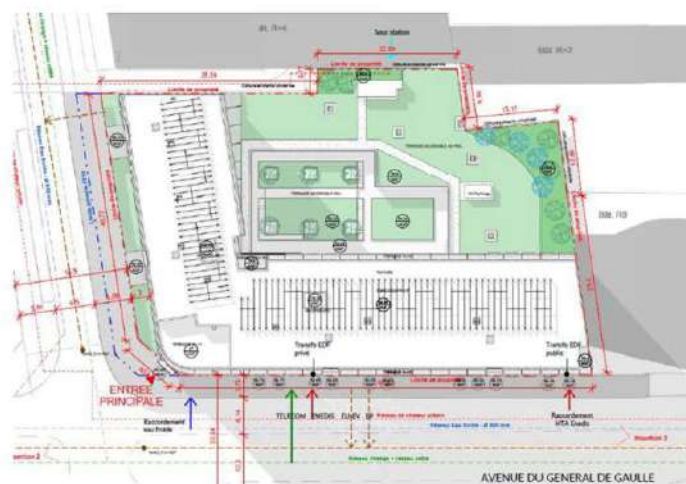


Figura 2: Planta da operação (extraído: ANALYSE DE SITE)

1.4. Documentos de referência

Os estudos serão realizados de acordo com os documentos de referência listados abaixo:

- Diagnostic Structurel - IN 21 0465 - ESIRIS IDF ING
- Rapport G2 AVP
- Carnet des plans projet
- Analyses de site - NF HABITAT HQE -QIOS
- Plans d'archives
- Rapport G2 PRO ind 0 datant du 10 sep 2021 (Entreprise ROC SOL)
- Procès-verbal d'essais ESP.END.003 vérification périodique le 20/10/2020
- Plan des Héberges indice B - Dossier : 20 0465
- Plan des fondations provisoire - MOVPI
- Diagnostic Structurel indice B- ED-STR 22.0023- ESIRIS IDF E-D

Tradução livre:

- Diagnóstico estrutural - IN 21 0465 - ESIRIS IDF ING
- Relatório geotécnico G2 AVP
- Livreto do plano do projeto
- Análise do site - NF HABITAT HQE -QIOS
- Planos de arquivo
- Relatório geotécnico G2 PRO ind 0 de 10 set 2021 (Empresa ROC SOL)
- Relatório de ensaios ESP.END.003 verificação periódica em 20/10/2020
- Plano do índice de alojamentos B - Arquivo: 20 0465
- Plano de fundação provisório - MOVPI
- Diagnóstico estrutural índice B- ED-STR 22.0023- ESIRIS IDF E-D



1.5. Normas utilizadas

As estruturas necessárias para a demolição são projetadas e dimensionadas de acordo com os regulamentos EUROCODES, conforme emendas detalhadas neste documento.

Eurocode 0 – Base de cálculo de estruturas

NF EN 1990	Eurocodes structuraux. Bases de calcul des structures (P 06 –100 – 1)	20 mars 2003
NF P 06-100-1 et -2	Eurocodes structuraux. Bases de calcul des structures. Annexe nationale à la NF EN 1990 (P 06-100-2)	5 juillet 2006

Emenda A1 (Anexo A2 sobre o cálculo das pontes) e seu anexo nacional:

NF EN 1990/A1	Eurocodes. Bases de calcul des structures. Amendement A1 (P 06-100-1/A1)*.	5 juillet 2006
NF EN 1990/A1/NA	Eurocodes Bases de calcul des structures. Annexe nationale à la NF EN 1990/A1 (P 06-100-1/A1/NA)	14 décembre 2007

Eurocode 1 – Ações sobre as estruturas :

NF EN 1991-1-1 NF P 06111-2	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 1.1. Actions générales. Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments (P 06111-1) Annexe nationale à l'EN 1991-1-1 (P 06 111-2)	20 mars 2003 5 juin 2004
NF EN 1991-1-2 NF EN 1991-1-2/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 1.2. Actions générales. Actions sur les structures exposées au feu (P 06112-1) Annexe nationale à la NF EN 1991-1-2 (P 06112-2)	5 juillet 2003 20 février 2007
NF EN 1991-1-3 NF EN 1991-1-3/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 1.3. Actions générales. Charges de neige (P 06113-1) Annexe nationale à la NF EN 1991-1-3 (P 06113-1/NA)	5 avril 2004 20 mai 2007
NF EN 1991-1-4 NF EN 1991-1-4/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 1.4. Actions générales. Actions du vent (P 06114-1) Annexe nationale à la NF EN 1991-1-4 (P 06114-1/NA).	5 novembre 2005 27 mars 2008
NF EN 1991-1-5 NF EN 1991-1-5/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 1.5. Actions générales. Actions thermiques (P 06115-1) Annexe nationale à la NF EN 1991-1-5 (P 06115-1/NA)	20 novembre 2005 25 mars 2009
NF EN 1991-1-7 NF EN 1991-1-7/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 1.7. Actions générales. Actions accidentelles (P 06117) Annexe nationale à la NF EN 1991-1-7 (P21711-1/A1)	20 février 2007 6 septembre 2008
NF EN 1991-2 NF EN 1991-2/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 2. Actions sur les ponts dues au trafic (P 06120-1) Annexe nationale à la NF EN 1991-2 (P 06120-1/NA)	5 mars 2004 13 mars 2008
NF EN 1991-3	Eurocode 1. Actions sur les structures.	20 avril 2007

PRMS_BRNL_EXE_21004_NDC_006
Indice : Interna - B



NF EN 1991-3/NA	Partie 3. Actions induites par les appareils de levage et les machines (P 06130) Annexe nationale à la NF EN 1991-3 (P 06130/NA)	Janvier 2010
-----------------	---	--------------

Eurocode 2 – Calculos de estruturas em concreto

NF EN 1992-1-1 NF EN 1992-1-1/NA	Eurocode 2. Calcul des structures en béton. Partie 1.1. Règles générales et règles pour les bâtiments (P18711-1) Annexe nationale à la NF EN 1992-1-1 (P18711-1/NA)	5 octobre 2005 5 mars 2007
NF EN 1992-1-2 NF EN 1992-1-2/NA	Eurocode 2. Calcul des structures en béton. Partie 1.2. Règles générales. Calcul du comportement au feu (P18712-1) Annexe nationale à la NF EN 1992-1-2 (P18712-1/NA)	5 octobre 2005 5 octobre 2007
NF EN 1992-2 NF EN 1992-2/NA	Eurocode 2. Calcul des structures en béton. Partie 2. Ponts en béton. Calcul et dispositions constructives (P18720-1) Annexe nationale à la NF EN 1992-2 (P18720-1/NA)	20 mai 2006 20 avril 2007

As partes usadas do EUROCODE são completadas pelos seguintes documentos:

- Recommandations professionnelles pour l'application de la norme NF EN 1992-1-1 (NF P 18-711-1) et de son annexe nationale (NF P 18-711-1/NA-Eurocode 2, partie 1-1) relatives au calcul des structures en béton (version V17-3 datée de mars 2007) ;
- DTU 13-3 relatif aux dallages (Mars 2005) ;
- DTU 21 relatif à l'exécution des travaux en béton ;
- BAEL 91 révisée 99, pour les sujets non traités par les Eurocodes ;
- BPEL 99, Fascicule n° 62 - Titre I - Section II pour les sujets non traités par les Eurocodes ;

Eurocode 3 – Calculo de estruturas em aço:

NF EN 1993 1-1	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.1 : règles générales et règles pour les bâtiments (P 22-311-1) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-1 (P 22-311-1/NA)	20 octobre 2005 20 mai 2007
NF EN 1993 1-5	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.5 : Plaques planes. (P22-315) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-5 (P 22-315/NA)	20 mars 2007 26 octobre 2007
NF EN 1993 1-6	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.6 : Résistance et stabilité des structures en coques (P22-316) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-6 (P22-316/NA)	20 juillet 2007 7 mai 2010
NF EN 1993 1-8	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.8 : Calcul des assemblages (P 22-318-1) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-8 (P 22-318-1/NA)	5 décembre 2005 20 juillet 2007
NF EN 1993 1-10	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.10 : Choix des qualités d'acier (P 22-380-1) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-10 (P 22-380-1/NA)	5 décembre 2005 20 avril 2007

PRMS_BRNL_EXE_21004_NDC_006
Indice : Interna - B



NF EN 1993 1-11	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.11 : Calcul de structures à câbles ou éléments tendus (P 22-381) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-11 (P 22-381/NA)	20 avril 2007 21 décembre 2007
-----------------	---	-----------------------------------

Eurocode 7 – Cálculos geotécnicos :

NF EN 1997-1	Eurocode 7. Calcul géotechnique. Partie 1. Règles générales (P94251-1)	20 juin 2005
NF EN 1997-1/NA	Annexe nationale à la NF EN 1997-1 (P94251-1/NA)	20 septembre 2006

As partes usadas do EUROCODE são completadas pelos seguintes documentos:

- Norme NF P 94-261 (Juin 2013) – Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations superficielles.
- Norme NF P 94-262 (Juillet 2012) – Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations Profondes
- Norme NF P 94-281 (Avril 2014) – Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Ouvrages de soutènement – Murs
- Norme NF P 94-282 (Mars 2009) – Calcul géotechnique – Ouvrages de soutènement – écrans
- DTU 13.11 : Fondations superficielles
- DTU 13.12 : Règles pour le calcul des fondations superficielles

1.6. Disposições gerais

1.6.1 Planimetria e altimetria

As dimensões de nivelamento estão relacionadas com o sistema NGF-IGN69-Altitudes Normais. As coordenadas que definem cada um dos pontos de dados estão no sistema Lambert 93. Todas as alturas são expressas em metros.

1.6.2 Paredes periféricas (SS)

Os 3 subsolos existentes são compostos de 2 tipos diferentes de paredes: Parede concretada in loco (verde) e Parede diafragma (vermelho). A figura abaixo mostra a localização de cada tipo de parede perimetral em planta.

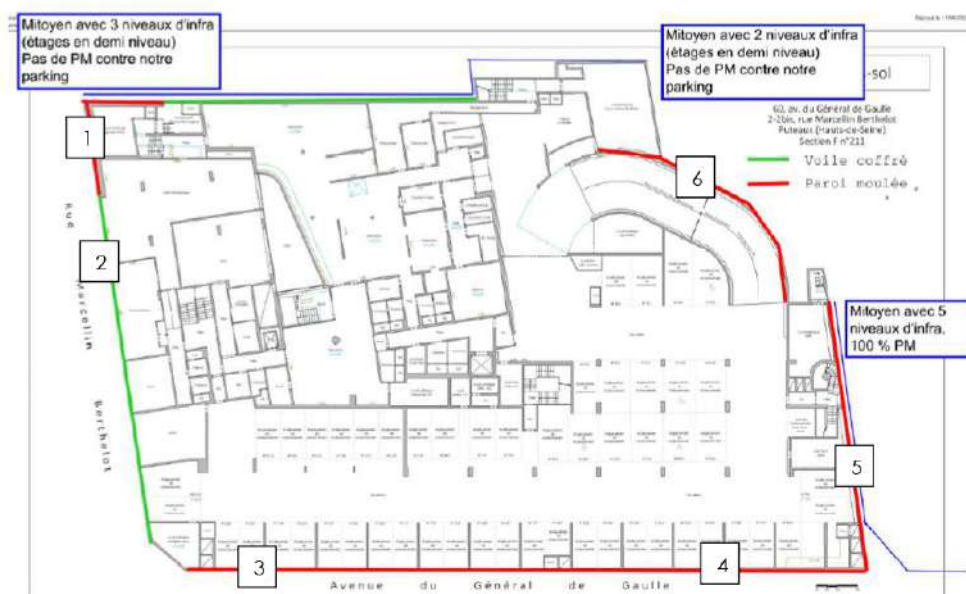


Figura 3 : Paredes periféricas existentes

1.6.2.1 Classe do concreto

A classe do concreto de acordo com os testes de compressão no diagnóstico estrutural para cada tipo de parede é a seguinte:

- Parede concretada in loco: **C40/50**
- Parede diafragma: **C35/45**

As tabelas abaixo mostram os resultados dos testes para cada tipo de parede.



Tabela 1 : Resultados dos testes físicos-mecânicos para PAREDES DIAFRAGMAS

Réf. Carotte	Diamètre (mm)	Hauteur (mm)	Elaçamento (H/D)	Masse (g)	MV (t/m ³)	Rupture (kN)	Rc brut (MPa)	f _{c,m,IS} (MPa)	f _{ck,IS} (Mpa)	Classe*
SS1 - 1	73	146	2,00	1490	2,44	153,0	36,6	39,3	39,3	C35/45
SS1 - 2	73	146	2,00	1560	2,55	182,4	43,6			
SS1 - 3	73	146	2,00	1480	2,42	149,5	35,7			
SS2 - 1	73	146	2,00	1460	2,39	142,5	34,1			
SS3 - 1	73	146	2,00	1505	2,46	195,2	46,6			

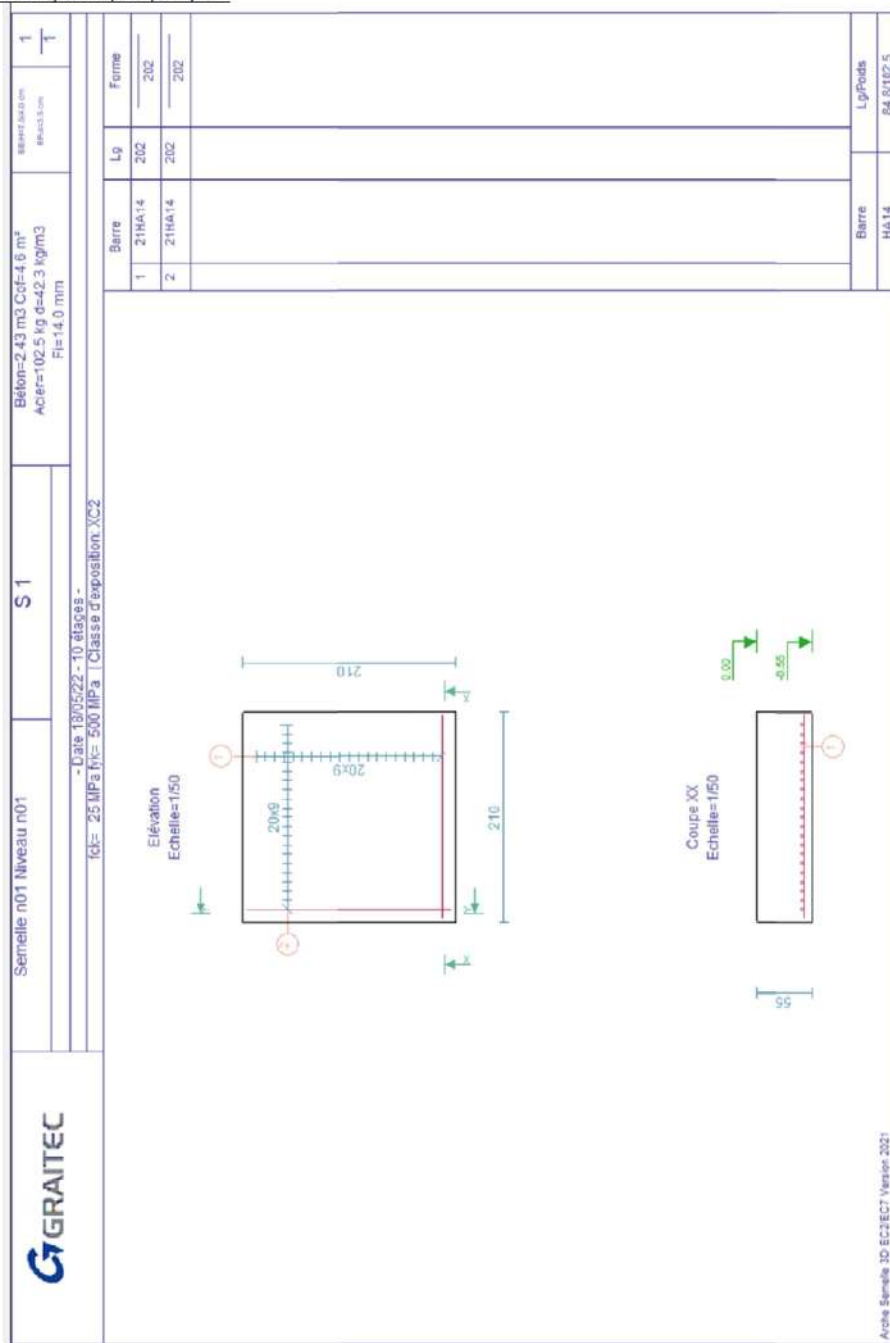
Tabela 2 : Resultados dos testes físico-mecânico para PAREDES MOLDADAS

Réf. Carotte	Diamètre (mm)	Hauteur (mm)	Elaçamento (H/D)	Masse (g)	MV (t/m ³)	Rupture (kN)	Rc brut (MPa)	f _{c,m,IS} (MPa)	f _{ck,IS} (Mpa)	Classe*
SS1 - 1	73	146	2,00	1495	2,45	198,9	47,5	43,9	43,9	C40/50
SS1 - 2	73	146	2,00	1515	2,48	201,1	48,0			
SS2 - 1	73	146	2,00	1490	2,44	178,1	42,5			
SS2 - 2	73	146	2,00	1505	2,46	186,1	44,5			
SS3 - 1	73	146	2,00	1485	2,43	154,3	36,9			
SS3 - 2	73	146	2,00	1470	2,41	171,4	40,9			



2. PLANTAS DAS FUNDAÇÕES

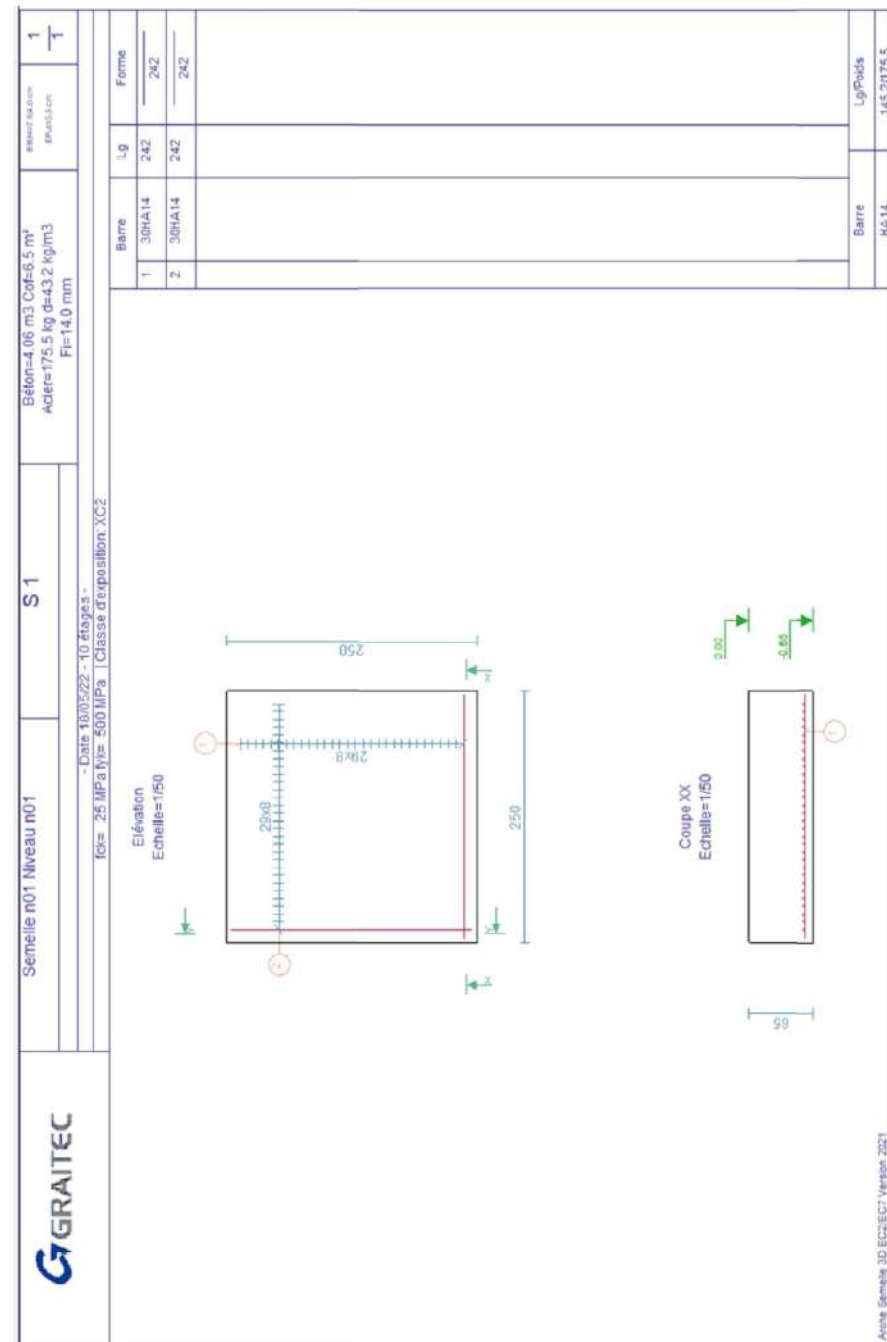
Fundação 2,1x2,1x0,55 :



PRMS_BRNL_EXE_21004_NDC_006
Indice :Interna - B



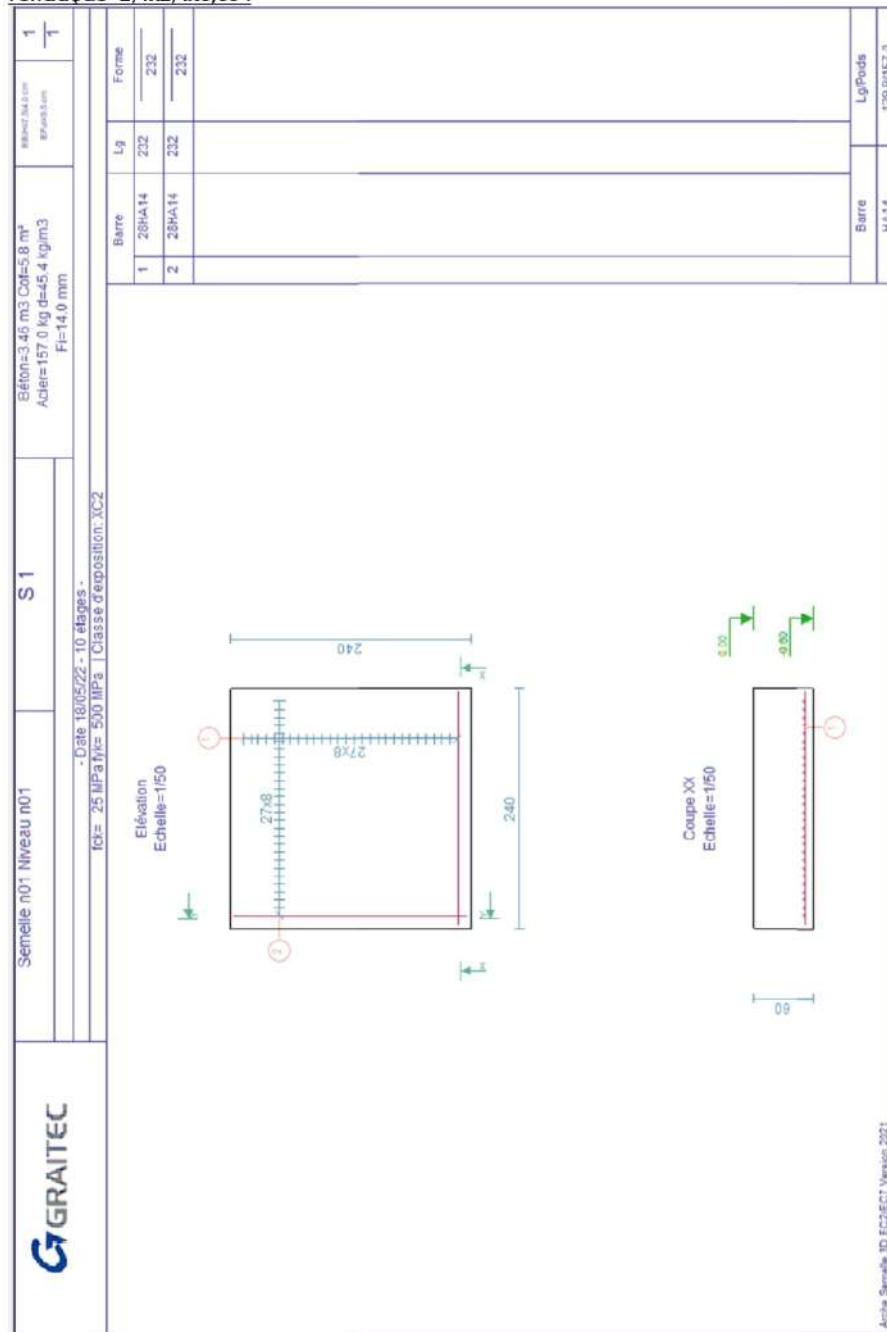
Fundação 2,5x2,5x0,65 :



PRMS_BRNL_EXE_21004_NDC_006
Indice :Interna - B



Fundação 2,4x2,4x0,60 :



PRMS_BRNL_EXE_21004_NDC_006
 Indice :Interna - B



Fundação 3x3x0,75 :

GRAITEC

Semelle n01 Niveau n01 **S1**

- Date 18/05/22 - 10 étages -
 fck= 25 MPa | ftk= 500 MPa | Classe d'exposition: XC2

Béton=6,75 m3 Cof=9,0 m³
 Acier=310,5 kg d=43,0 Kg/m3
 Ft=14,0 mm

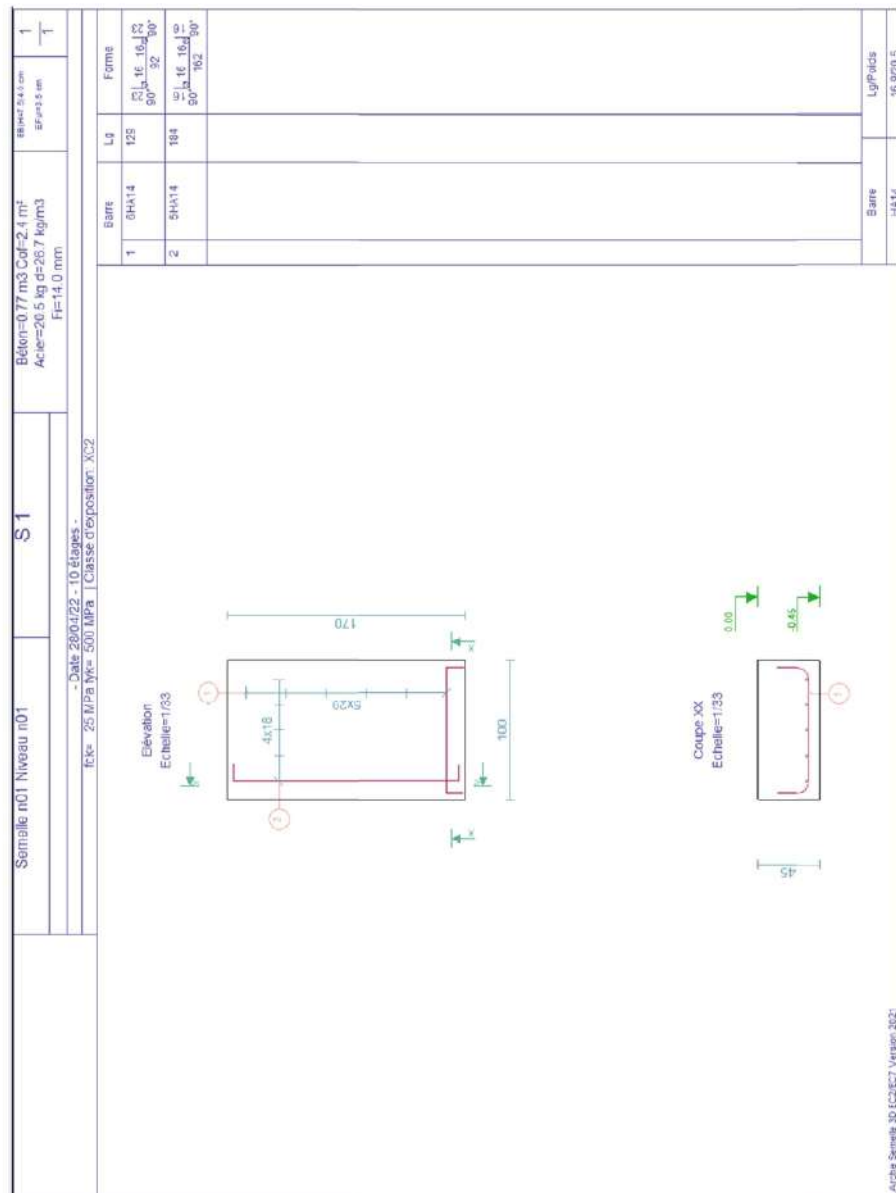
1	44HA14	292	Forme
2	44HA14	292	

Alpha Semelle 3D EC2/EC7 Version 2021

PRMS_BRNL_EXE_21004_NDC_006
 Indice :Interna - B



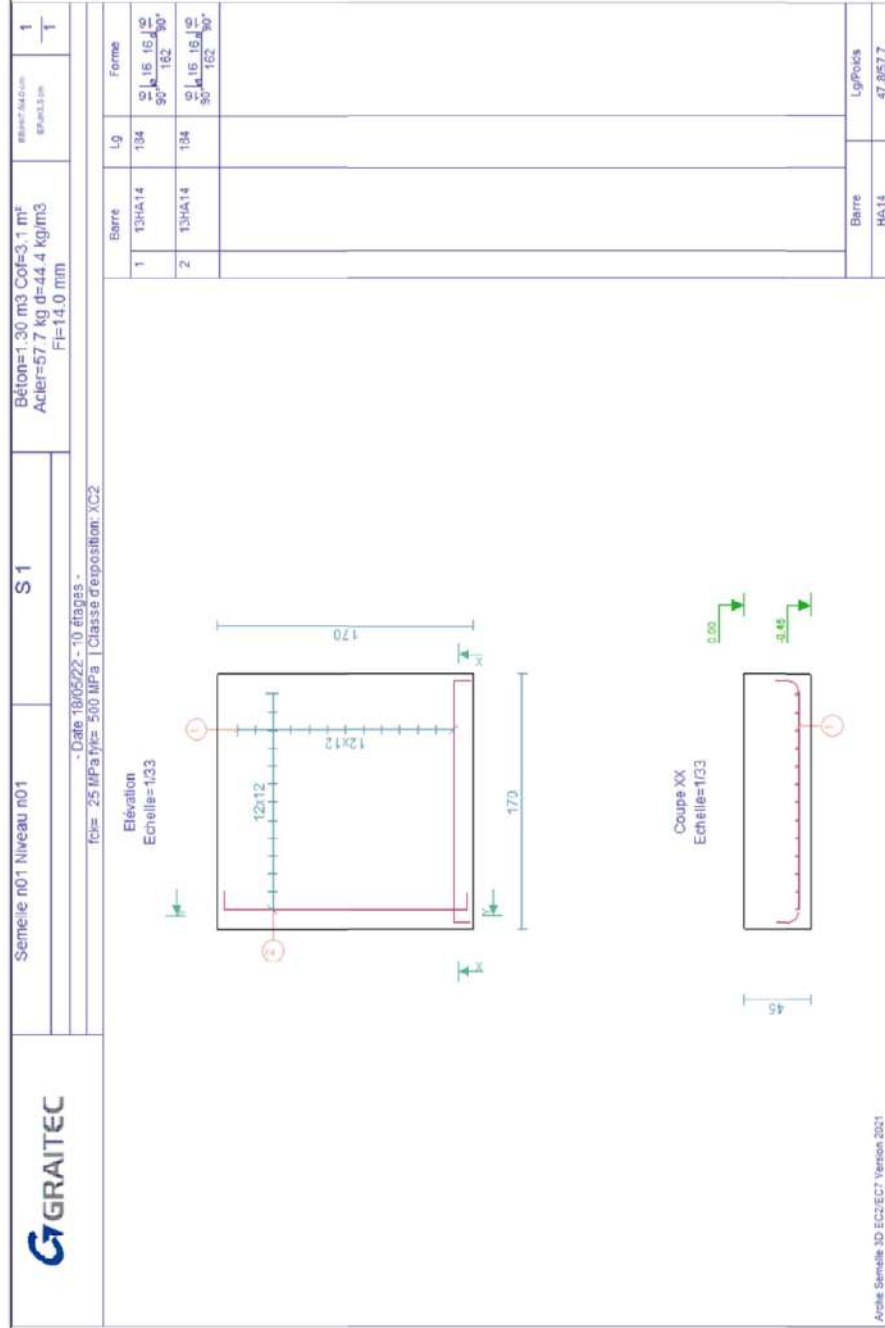
Fundação 1x1.7x0,45 :



PRMS_BRNL_EXE_21004_NDC_006
 Indice :Interna - B



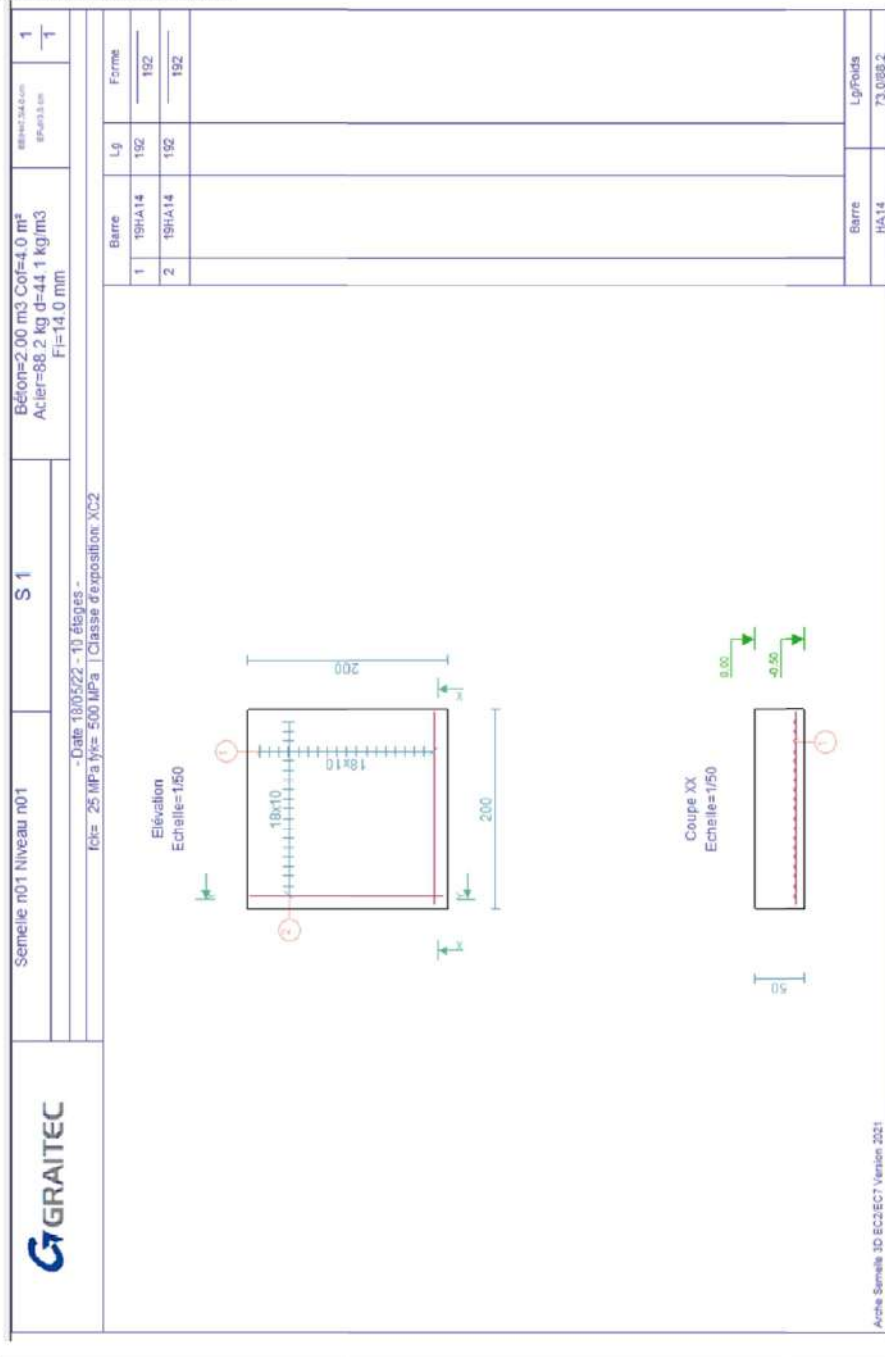
Fundação 1,7x1,7x0,45 :



PRMS_BRNL_EXE_21004_NDC_006
 Indice :Interna - B



Fundação 2,0x2,0x0,5 :



PRMS_BRNL_EXE_21004_NDC_006
 Indice :Interna - B

APÊNDICE 8 – Nota de cálculo 8: Conexões

Esta nota descreve o procedimento utilizado para o dimensionamento das conexões metálicas, Ocupando 62 páginas

Nota Técnica



ÎLE-DE-FRANCE
 NORMANDIE
 Direction Technique et du Développement
 Service Calculs et expertises
 6, rue Galilée
 78140 Guyancourt

Dossier : LILO Puteaux		Difusão	
			Cédric DUMONT
Assunto:	Conexões metálicas	Cópia :	
			Pierre KARAA Philippe PELLEVOISIN
Maitre d'Ouvrage : NEXITY SEERI 60 Avenue du Général Gaulle Puteaux (92)		Redigida por :	Bernardo COBALCHINI LASSEN
		Verificador	Ramzi HIDAR
		Aprovador(es) :	Pierre KARAA
		Email :	bernardo.cobalchinilassen@colas.com
		Data :	28 Abril 2021
		Referencia :	PRMS_BRNL_EXE_21004_NDC_004
		Indice :	C



Sumário

MODIFICAÇÕES	4
1. APRESENTAÇÃO GERAL	5
1.1. OBJETIVO DA NOTA	5
1.2. PRESENTATION DU PROJET	ERRO! INDICADOR NÃO DEFINIDO.
1.3. LOCALIZAÇÃO DO EDIFÍCIO	5
1.4. DOCUMENTOS DE REFERENCIA	6
1.5. NORMAS UTILIZADAS	7
1.6. DISPOSIÇÕES GERAIS	9
1.6.1 <i>Planimetria e altimetria</i>	9
1.6.2 <i>Paredes periféricas (SS)</i>	9
1.6.2.1 Classe do concreto	10
2. CONEXÕES	12
2.1. ESFORÇOS	12
2.2. CONEXÕES PROPOSTAS	12
2.3. SOLDAS	12
2.4. CONEXÃO PLACA-VIGA	15
2.5. ENRIUECEDOR	18
2.5.1 <i>Enrijeecedor da viga</i>	18
2.5.2 <i>Enrijeecedor das placas</i>	20
2.6. CONEXÃO VIGA-PAREDE	21
2.7. CONEXÃO ENTRE ESCORAS	21
2.8. CONEXÃO ENTRE VIGAS	22
2.8.1 <i>Proposição Placa + Parafusos</i>	22
2.8.2 <i>Lado sul</i>	23
2.8.3 <i>Lado oeste</i>	23
2.8.4 <i>Proposição Placa + Solda</i>	25
2.9. LADO DA RAMPA	26
2.9.1 <i>Conexão proposta</i>	26
2.9.2 <i>Soldas</i>	27
2.10. CONEXÕES ESCORAS-PAREDES	27



Figuras

Figura 1: Vista de satélite (extraída: Google Maps).....	5
Figura 2: Planta da operação (extraído: ANALYSE DE SITE)	6
Figura 3: Paredes periféricas existentes	10



1. APRESENTAÇÃO GERAL

1.1. Objetivo da nota

O presente documento tem por objetivo definir as conexões entre as estacas em perfil H com as vigas em perfil H para os trabalhos de demolição parcial do edifício localizado na avenue du Général de Gaulle.

1.2. Apresentação do projeto

Como parte do projeto "Résidence LLO" em Puteaux, a Nexity deseja incluir sua operação em uma abordagem ambiental e na certificação NF Habitat.

O projeto consiste na desconstrução parcial dos dois edifícios no local, R+7 e R+9, com três subsolos compartilhados para a construção de um novo edifício R+11. As paredes periféricas dos subsolos existentes serão conservadas.

1.3. Localização do edifício

O local está localizado na 60 Avenue Du General De Gaulle, em Puteaux, limitado por:

- Para o Norte: prédio vizinho
- Para o sul: Avenue du General de Gaulle
- Ao oeste: Rue Marcelin Berthelot
- Para o leste: prédio vizinho



Figura 1: Vista de satélite (extraída: Google Maps)

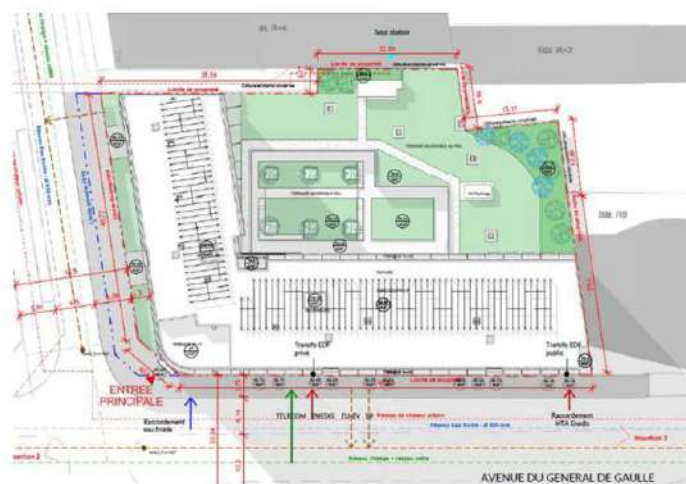


Figura 2: Planta da operação (extraído: ANALYSE DE SITE)

1.4. Documentos de referência

Os estudos serão realizados de acordo com os documentos de referência listados abaixo:

- Diagnostic Structurel - IN 21 0465 - ESIRIS IDF ING
- Rapport G2 AVP
- Carnet des plans projet
- Analyses de site - NF HABITAT HQE -QIOS
- Plans d'archives
- Rapport G2 PRO ind 0 datant du 10 sep 2021 (Entreprise ROC SOL)
- Procès-verbal d'essais ESP.END.003 vérification périodique le 20/10/2020
- Plan des Héberges indice B - Dossier : 20 0465
- Plan des fondations provisoire - MOVPI
- Diagnostic Structurel indice B- ED-STR 22.0023- ESIRIS IDF E-D

Tradução livre:

- Diagnóstico estrutural - IN 21 0465 - ESIRIS IDF ING
- Relatório geotécnico G2 AVP
- Livreto do plano do projeto
- Análise do site - NF HABITAT HQE -QIOS
- Planos de arquivo
- Relatório geotécnico G2 PRO ind 0 de 10 set 2021 (Empresa ROC SOL)
- Relatório de ensaios ESP.END.003 verificação periódica em 20/10/2020
- Plano do índice de alojamentos B - Arquivo: 20 0465
- Plano de fundação provisório - MOVPI
- Diagnóstico estrutural índice B- ED-STR 22.0023- ESIRIS IDF E-D



1.5. Normas utilizadas

As estruturas necessárias para a demolição são projetadas e dimensionadas de acordo com os regulamentos EUROCODES, conforme emendas detalhadas neste documento.

Eurocode 0 – Base de cálculo de estruturas

NF EN 1990	Eurocodes structuraux. Bases de calcul des structures (P 06-100-1)	20 mars 2003
NF P 06-100-1 et -2	Eurocodes structuraux. Bases de calcul des structures. Annexe nationale à la NF EN 1990 (P 06-100-2)	5 juillet 2006

Emenda A1 (Anexo A2 sobre o cálculo das pontes) e seu anexo nacional :

NF EN 1990/A1	Eurocodes. Bases de calcul des structures. Amendement A1 (P 06-100-1/A1)*.	5 juillet 2006
NF EN 1990/A1/NA	Eurocodes Bases de calcul des structures. Annexe nationale à la NF EN 1990/A1 (P 06-100-1/A1/NA)	14 décembre 2007

Eurocode 1 – Ações sobre as estruturas :

NF EN 1991-1-1 NF P 06111-2	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 1.1. Actions générales. Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments (P 06111-1) Annexe nationale à l'EN 1991-1-1 (P 06111-2)	20 mars 2003 5 juin 2004
NF EN 1991-1-2 NF EN 1991-1-2/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 1.2. Actions générales. Actions sur les structures exposées au feu (P 06112-1) Annexe nationale à la NF EN 1991-1-2 (P 06112-2)	5 juillet 2003 20 février 2007
NF EN 1991-1-3 NF EN 1991-1-3/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 1.3. Actions générales. Charges de neige (P 06113-1) Annexe nationale à la NF EN 1991-1-3 (P 06113-1/NA)	5 avril 2004 20 mai 2007
NF EN 1991-1-4 NF EN 1991-1-4/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 1.4. Actions générales. Actions du vent (P 06114-1) Annexe nationale à la NF EN 1991-1-4 (P 06114-1/NA).	5 novembre 2005 27 mars 2008
NF EN 1991-1-5 NF EN 1991-1-5/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 1.5. Actions générales. Actions thermiques (P 06115-1) Annexe nationale à la NF EN 1991-1-5 (P 06115-1/NA)	20 novembre 2005 25 mars 2009
NF EN 1991-1-7 NF EN 1991-1-7/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 1.7. Actions générales. Actions accidentelles (P 06117) Annexe nationale à la NF EN 1991-1-7 (P21711-1/A1)	20 février 2007 6 septembre 2008
NF EN 1991-2 NF EN 1991-2/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 2. Actions sur les ponts dues au trafic (P 06120-1) Annexe nationale à la NF EN 1991-2 (P 06120-1/NA)	5 mars 2004 13 mars 2008
NF EN 1991-3	Eurocode 1. Actions sur les structures.	20 avril 2007



NF EN 1991-3/NA	Partie 3. Actions induites par les appareils de levage et les machines (P 06130) Annexe nationale à la NF EN 1991-3 (P 06130/NA)	Janvier 2010
-----------------	---	--------------

Eurocode 2 – Calculos de estruturas em concreto

NF EN 1992-1-1 NF EN 1992-1-1/NA	Eurocode 2. Calcul des structures en béton. Partie 1.1. Règles générales et règles pour les bâtiments (P18711-1) Annexe nationale à la NF EN 1992-1-1 (P18711-1/NA)	5 octobre 2005 5 mars 2007
NF EN 1992-1-2 NF EN 1992-1-2/NA	Eurocode 2. Calcul des structures en béton. Partie 1.2. Règles générales. Calcul du comportement au feu (P18712-1) Annexe nationale à la NF EN 1992-1-2 (P18712-1/NA)	5 octobre 2005 5 octobre 2007
NF EN 1992-2 NF EN 1992-2/NA	Eurocode 2. Calcul des structures en béton. Partie 2. Ponts en béton. Calcul et dispositions constructives (P18720-1) Annexe nationale à la NF EN 1992-2 (P18720-1/NA)	20 mai 2006 20 avril 2007

As partes usadas do EUROCODE são completadas pelos seguintes documentos:

- Recommandations professionnelles pour l'application de la norme NF EN 1992-1-1 (NF P 18-711-1) et de son annexe nationale (NF P 18-711-1/NA-Eurocode 2, partie 1-1) relatives au calcul des structures en béton (version V17-3 datée de mars 2007) ;
- DTU 13-3 relatif aux dallages (Mars 2005) ;
- DTU 21 relatif à l'exécution des travaux en béton ;
- BAEL 91 révisée 99, pour les sujets non traités par les Eurocodes ;
- BPEL 99, Fascicule n° 62 - Titre I - Section II pour les sujets non traités par les Eurocodes ;

Eurocode 3 – Calculo de estruturas em aço:

NF EN 1993 1-1	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.1 : règles générales et règles pour les bâtiments (P 22-311-1) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-1 (P 22-311-1/NA)	20 octobre 2005 20 mai 2007
NF EN 1993 1-5	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.5 : Plaques planes. (P22-315) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-5 (P 22-315/NA)	20 mars 2007 26 octobre 2007
NF EN 1993 1-6	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.6 : Résistance et stabilité des structures en coques (P22-316) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-6 (P22-316/NA)	20 juillet 2007 7 mai 2010
NF EN 1993 1-8	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.8 : Calcul des assemblages (P 22-318-1) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-8 (P 22-318-1/NA)	5 décembre 2005 20 juillet 2007
NF EN 1993 1-10	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.10 : Choix des qualités d'acier (P 22-380-1) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-10 (P 22-380-1/NA)	5 décembre 2005 20 avril 2007



NF EN 1993 1-11	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.11 : Calcul de structures à câbles ou éléments tendus (P 22-381) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-11 (P 22-381/NA)	20 avril 2007 21 décembre 2007
-----------------	---	-----------------------------------

Eurocode 7 – Cálculos geotécnicos :

NF EN 1997-1	Eurocode 7. Calcul géotechnique. Partie 1. Règles générales (P94251-1)	20 juin 2005
NF EN 1997-1/NA	Annexe nationale à la NF EN 1997-1 (P94251-1/NA)	20 septembre 2006

As partes usadas do EUROCODE são completadas pelos seguintes documentos:

- Norme NF P 94-261 (Juin 2013) – Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations superficielles.
- Norme NF P 94-262 (Juillet 2012) – Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations Profondes
- Norme NF P 94-281 (Avril 2014) – Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Ouvrages de soutènement – Murs
- Norme NF P 94-282 (Mars 2009) – Calcul géotechnique – Ouvrages de soutènement – écrans
- DTU 13.11 : Fondations superficielles
- DTU 13.12 : Règles pour le calcul des fondations superficielles

1.6. Disposições gerais

1.6.1 Planimetria e altimetria

As dimensões de nivelamento estão relacionadas com o sistema NGF-IGN69-Altitudes Normais. As coordenadas que definem cada um dos pontos de dados estão no sistema Lambert 93. Todas as alturas são expressas em metros.

1.6.2 Paredes periféricas (SS)

Os 3 subsolos existentes são compostos de 2 tipos diferentes de paredes: Parede concretada in loco (verde) e Parede diafragma (vermelho). A figura abaixo mostra a localização de cada tipo de parede perimetral em planta.

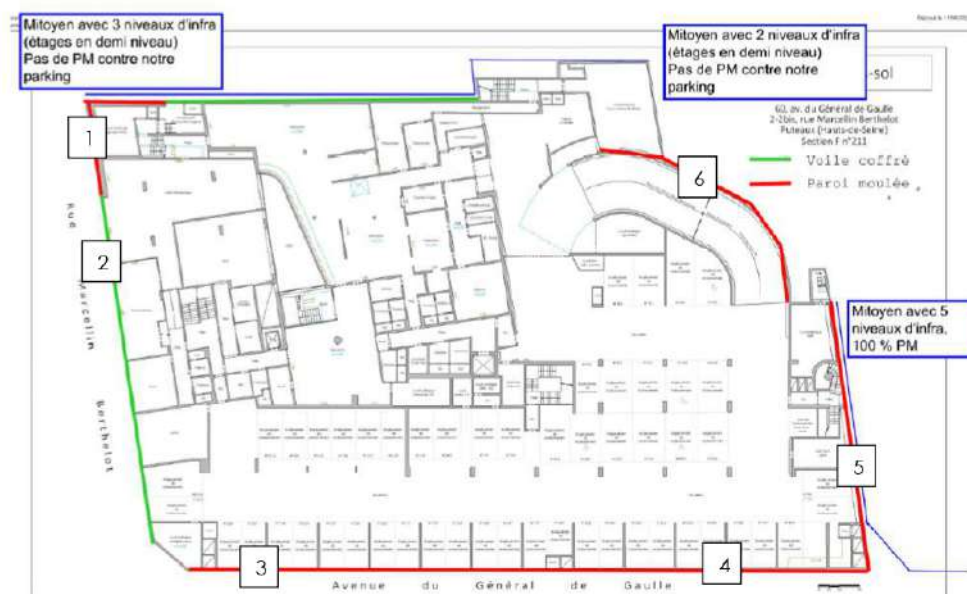


Figura 3: Paredes periféricas existentes

1.6.2.1 Classe do concreto

A classe do concreto de acordo com os testes de compressão no diagnóstico estrutural para cada tipo de parede é a seguinte:

- Parede concretada in loco: **C40/50**
- Parede diafragma: **C35/45**

As tabelas abaixo mostram os resultados dos testes para cada tipo de parede.



Tabela 1: Resultados dos testes físico-mecânicos para PAREDES DIAFRAGMAS

Réf. Carotte	Diamètre (mm)	Hauteur (mm)	Elaçamento (H/D)	Masse (g)	MV (t/m ³)	Rupture (kN)	Rc brut (MPa)	f _{c,m,IS} (MPa)	f _{ck,IS} (Mpa)	Classe*
SS1 - 1	73	146	2,00	1490	2,44	153,0	36,6	39,3	39,3	C35/45
SS1 - 2	73	146	2,00	1560	2,55	182,4	43,6			
SS1 - 3	73	146	2,00	1480	2,42	149,5	35,7			
SS2 - 1	73	146	2,00	1460	2,39	142,5	34,1			
SS3 - 1	73	146	2,00	1505	2,46	195,2	46,6			

Tabela 2: Resultados dos testes físico-mecânico para PAREDES MOLDADAS

Réf. Carotte	Diamètre (mm)	Hauteur (mm)	Elaçamento (H/D)	Masse (g)	MV (t/m ³)	Rupture (kN)	Rc brut (MPa)	f _{c,m,IS} (MPa)	f _{ck,IS} (Mpa)	Classe*
SS1 - 1	73	146	2,00	1495	2,45	198,9	47,5	43,9	43,9	C40/50
SS1 - 2	73	146	2,00	1515	2,48	201,1	48,0			
SS2 - 1	73	146	2,00	1490	2,44	178,1	42,5			
SS2 - 2	73	146	2,00	1505	2,46	186,1	44,5			
SS3 - 1	73	146	2,00	1485	2,43	154,3	36,9			
SS3 - 2	73	146	2,00	1470	2,41	171,4	40,9			

2. CONEXÕES

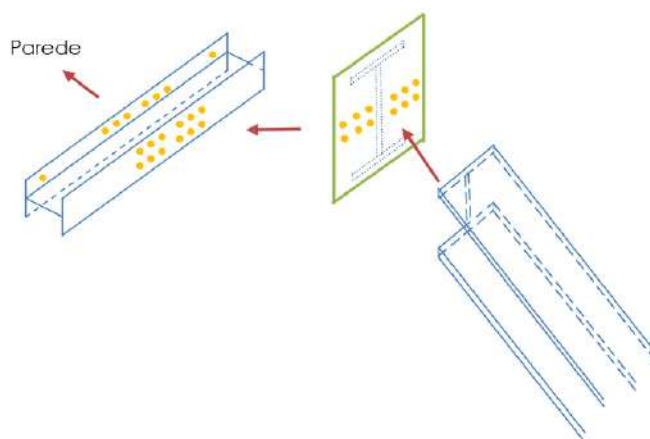
2.1. Esforços

Para analisar as tensões na conexão, trabalhamos com as forças normais das escoras decompostas perpendicularmente à alma e perpendicularmente às mesas das vigas. Estas forças são apresentadas na tabela abaixo para cada um dos lados, seja o lado oeste ou o lado sul. O ângulo destas escoras em relação à parede também é mostrado. A força perpendicular à parede (força horizontal) = $FN \cdot \sin \Phi$ e a força paralela à parede (força vertical) = $FN \cdot \cos \Phi$.

Cas	Profilsés		Effort Normal kN	Angle °	Force horizontal Nb1 (kN)	Force vertical Vb1 (kN)
	Buton	Lierne				
Côté sud						
1	HEB 400/340	HEB 200	1401.01	28	664.20	1233.56
2	HEB 400/360/300	HEB 200	1734.73	30	867.37	1502.32
3	HEB220	HEB 200	955.86	44	664.00	687.59
4	HEB 360	HEB 200	847.49	35	486.10	694.22
5	HEB 300	HEB 200	933.53	38	568.30	740.62
6	HEB 220	HEB 200	600.22	52	469.74	373.65
Côté ouest						
7	HEB 300/280	HEB 200	964.17	28	452.65	851.31
8	HEB 360	HEB 280	1662.05	30	831.03	1439.38
9	HEB 260	HEB 300	1600.00	44	1111.45	1150.94
10	HEB 280	HEB 200	386.86	36	224.65	314.95
11	HEB 360	HEB 280	976.92	39	614.80	759.21
12	HEB 260	HEB 300	1034.69	52	815.35	637.02

2.2. Conexões propostas

A montagem proposta consiste em uma placa metálica aparafusada na viga onde a escora é soldada. Assim, há uma solda entre a escora e a chapa, um conjunto de parafusos entre a chapa e a viga. E então a viga é fixada à parede com os parafusos.

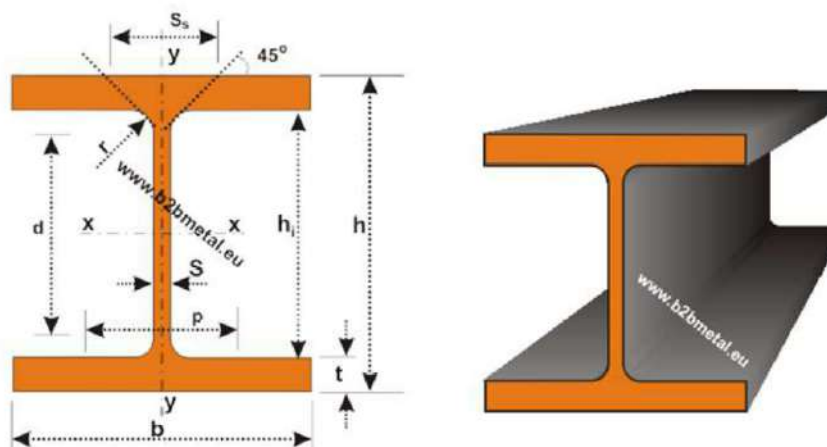


2.3. Soldas

A solda entre a escora e a chapa é feita **ao longo da alma e ao longo da mesa**. Ao calcular o comprimento da solda, deve-se levar em conta que, quando o perfil é inclinado, a altura da alma será alongada. Este alongamento é obtido calculando: $l = d \cdot (\cos \Phi + \cos^2 \Phi / \sin \Phi)$

Sendo "l" a largura do alongamento, "d" o espaço onde a solda será feita e Φ o ângulo entre a parede e a escora.

A figura abaixo mostra a largura "d" onde a solda será feita.



Como as soldas da mesa têm uma penetração parcial devido a seu ângulo agudo, presume-se que as forças serão absorvidas apenas pelas soldas da alma. As forças utilizadas para os cálculos da solda são mostradas abaixo:

$$\sigma_{\perp} = (F_h \cdot 0,5 \cdot \sin 45^\circ) / (2 \cdot a \cdot l)$$

$$\tau_{\parallel} = (F_h \cdot 0,5 \cdot \cos 45^\circ) / (2 \cdot a \cdot l)$$

$$\tau_{\perp} = F_v / (2 \cdot a \cdot l)$$

Seja l = comprimento da solda; a = garganta efetiva; F_h = força horizontal; F_v = força vertical.

Consideramos que os esforços de compressão (esforços horizontais) são transmitidos entre a superfície de contato da escora e da placa. Assim, as soldas não têm influência na retomada dos esforços horizontais. De maneira desfavorável consideramos que as soldas retomam 50% dos esforços de compressão.

Utilizamos um aço S235 para as soldas, com as seguintes características:

Acier	S235
$f_{u\max}$ (Mpa)	360
β_w	0,8
γ_{M2}	1,25

A tabela abaixo apresenta as soldas mínimas necessárias para o pior caso para cada parede. Seja a força normal máxima de uma escora e o menor perfil existente nesta linha de escoras.



Détail Aul					
Détail H 200		Détail H 300		Détail H 330	
angle	28 °	30 °	30 °	44 °	44 °
h	240 mm	300 mm	300 mm	330 mm	330 mm
d	180 mm	200 mm	200 mm	150 mm	150 mm
Longueur	ES 240 mm	ES 300 mm	ES 300 mm	ES 220 mm	ES 220 mm
IS	224,23819 mm	IS 260 mm	IS 260 mm	IS 216,16169 mm	IS 216 mm
IS	232 mm	IS 200 mm	IS 200 mm	IS 220 mm	IS 220 mm
épaisseur aile	21,5 mm	épaisseur aile 19 mm	épaisseur aile 19 mm	épaisseur aile 15 mm	épaisseur aile 15 mm
épaisseur anse (tw)	12 mm	épaisseur anse 11 mm	épaisseur anse 11 mm	épaisseur anse 9,5 mm	épaisseur anse 9,5 mm
gorge utile	9 mm	gorge utile 10 mm	gorge utile 10 mm	gorge utile 9 mm	gorge utile 9 mm
Longueur efficace	IS 124 mm > 54 & 30 vérifié	IS 244,5 mm > 80 & 30 vérifié	IS 244,5 mm > 80 & 30 vérifié	IS 105,25 mm > 54 & 30 vérifié	IS 105,25 mm > 54 & 30 vérifié
ES	127,860226 mm	ES 438 mm	ES 438 mm	ES 200,02984 mm	ES 200,02984 mm
IS	158 mm	IS 368,5 mm	IS 368,5 mm	IS 105,25 mm	IS 105,25 mm
Force Normale buton	1401,01 kN	Force Normale buton 1736,21 kN	Force Normale buton 1736,21 kN	Force Normale buton 952,89 kN	Force Normale buton 952,89 kN
e ₁	26,0953098 kN	e ₁ 18,851916 kN	e ₁ 18,851916 kN	e ₁ 50,636489 kN	e ₁ 50,636489 kN
e ₂	112,772054 kN	e ₂ 100,307038 kN	e ₂ 100,307038 kN	e ₂ 174,755065 kN	e ₂ 174,755065 kN
e ₃	24,0005094 kN	e ₃ 10,630104 kN	e ₃ 10,630104 kN	e ₃ 50,636489 kN	e ₃ 50,636489 kN
raçine de $\sqrt{f_{yk} \cdot A_{eff} \cdot \sigma_{yk}}$	333,333083 kN	raçine de $\sqrt{f_{yk} \cdot A_{eff} \cdot \sigma_{yk}}$ 341,801932	raçine de $\sqrt{f_{yk} \cdot A_{eff} \cdot \sigma_{yk}}$ 341,801932	raçine de $\sqrt{f_{yk} \cdot A_{eff} \cdot \sigma_{yk}}$ 320,021084	raçine de $\sqrt{f_{yk} \cdot A_{eff} \cdot \sigma_{yk}}$ 320,021084
f _u (Bw ² M2)	350 MPa	f _u (Bw ² M2) 360	f _u (Bw ² M2) 360	f _u (Bw ² M2) 360	f _u (Bw ² M2) 360
Vérification	vérifié	Vérification vérifié	Vérification vérifié	Vérification vérifié	Vérification vérifié
Ratio	0,6030647	Ratio 0,8920092	Ratio 0,8920092	Ratio 0,9012644	Ratio 0,9012644

Détail H 260					
Détail H 260		Détail H 300		Détail H 330	
angle	35 °	38 °	38 °	51,5 °	51,5 °
h	300 mm	h 300 mm	h 300 mm	h 330 mm	h 330 mm
d	200 mm	d 200 mm	d 200 mm	d 150 mm	d 150 mm
Longueur	ES 300 mm	ES 300 mm	ES 300 mm	ES 220 mm	ES 220 mm
IS	276,64036 mm	IS 407,28174 mm	IS 407,28174 mm	IS 202,11126 mm	IS 202,11126 mm
IS	330 mm	IS 208 mm	IS 208 mm	IS 220 mm	IS 220 mm
épaisseur aile	22,8 mm	épaisseur aile 19 mm	épaisseur aile 19 mm	épaisseur aile 15 mm	épaisseur aile 15 mm
épaisseur anse (tw)	12,5 mm	épaisseur anse 11 mm	épaisseur anse 11 mm	épaisseur anse 9,5 mm	épaisseur anse 9,5 mm
gorge utile	9 mm	gorge utile 10 mm	gorge utile 10 mm	gorge utile 8 mm	gorge utile 8 mm
Longueur efficace	IS 179,79 mm > 54 & 30 vérifié	IS 344,5 mm > 48 & 30 vérifié	IS 344,5 mm > 48 & 30 vérifié	IS 105,25 mm > 48 & 30 vérifié	IS 105,25 mm > 48 & 30 vérifié
ES	183,031608 mm	ES 337,848003 mm	ES 337,848003 mm	ES 194,221550 mm	ES 194,221550 mm
IS	179,79 mm	IS 144,5 mm	IS 144,5 mm	IS 105,25 mm	IS 105,25 mm
Force Normale buton	847,49 kN	Force Normale buton 933,53 kN	Force Normale buton 933,53 kN	Force Normale buton 600,22 kN	Force Normale buton 600,22 kN
e ₁	26,0828981 kN	e ₁ 27,848064 kN	e ₁ 27,848064 kN	e ₁ 83,632676 kN	e ₁ 83,632676 kN
e ₂	84,752324 kN	e ₂ 139,86736 kN	e ₂ 139,86736 kN	e ₂ 120,227467 kN	e ₂ 120,227467 kN
e ₃	20,082494 kN	e ₃ 37,50304 kN	e ₃ 37,50304 kN	e ₃ 50,636489 kN	e ₃ 50,636489 kN
raçine de $\sqrt{f_{yk} \cdot A_{eff} \cdot \sigma_{yk}}$	350 MPa	raçine de $\sqrt{f_{yk} \cdot A_{eff} \cdot \sigma_{yk}}$ 360	raçine de $\sqrt{f_{yk} \cdot A_{eff} \cdot \sigma_{yk}}$ 360	raçine de $\sqrt{f_{yk} \cdot A_{eff} \cdot \sigma_{yk}}$ 360	raçine de $\sqrt{f_{yk} \cdot A_{eff} \cdot \sigma_{yk}}$ 360
f _u (Bw ² M2)	350 MPa	f _u (Bw ² M2) 360	f _u (Bw ² M2) 360	f _u (Bw ² M2) 360	f _u (Bw ² M2) 360
Vérification	vérifié	Vérification vérifié	Vérification vérifié	Vérification vérifié	Vérification vérifié
Ratio	0,40412314	Ratio 0,68725349	Ratio 0,68725349	Ratio 0,8062371	Ratio 0,8062371

Détail H 260					
Détail H 260		Détail H 300		Détail H 330	
angle	35 °	38 °	38 °	48 °	48 °
h	280 mm	h 300 mm	h 300 mm	h 300 mm	h 300 mm
d	120 mm	d 200 mm	d 200 mm	d 212 mm	d 212 mm
Longueur	ES 280 mm	ES 300 mm	ES 300 mm	ES 260 mm	ES 260 mm
IS	256,43151 mm	IS 286 mm	IS 286 mm	IS 334,2647 mm	IS 334,2647 mm
IS	280 mm	IS 360 mm	IS 360 mm	IS 260 mm	IS 260 mm
épaisseur aile	18 mm	épaisseur aile 22,5 mm	épaisseur aile 22,5 mm	épaisseur aile 17,5 mm	épaisseur aile 17,5 mm
épaisseur anse (tw)	10,5 mm	épaisseur anse 12,5 mm	épaisseur anse 12,5 mm	épaisseur anse 10 mm	épaisseur anse 10 mm
gorge utile	9 mm	gorge utile 10 mm	gorge utile 10 mm	gorge utile 10 mm	gorge utile 10 mm
Longueur efficace	ES 134,75 mm > 54 & 30 vérifié	ES 179,75 mm > 60 & 30 vérifié	ES 179,75 mm > 60 & 30 vérifié	ES 125 mm > 60 & 30 vérifié	ES 125 mm > 60 & 30 vérifié
IS	142,658976 mm	IS 542 mm	IS 542 mm	IS 205,85989 mm	IS 205,85989 mm
IS	134,75 mm	IS 179,75 mm	IS 179,75 mm	IS 125 mm	IS 125 mm
Force Normale buton	394,17 kN	Force Normale buton 468,20 kN	Force Normale buton 468,20 kN	Force Normale buton 280 kN	Force Normale buton 280 kN
e ₁	21,289058 kN	e ₁ 28,148888 kN	e ₁ 28,148888 kN	e ₁ 94,90364 kN	e ₁ 94,90364 kN
e ₂	113,284177 kN	e ₂ 137,87341 kN	e ₂ 137,87341 kN	e ₂ 188,966807 kN	e ₂ 188,966807 kN
e ₃	20,0506038 kN	e ₃ 28,3480056 kN	e ₃ 28,3480056 kN	e ₃ 24,3083648 kN	e ₃ 24,3083648 kN
raçine de $\sqrt{f_{yk} \cdot A_{eff} \cdot \sigma_{yk}}$	208,78146 kN	raçine de $\sqrt{f_{yk} \cdot A_{eff} \cdot \sigma_{yk}}$ 240,348973	raçine de $\sqrt{f_{yk} \cdot A_{eff} \cdot \sigma_{yk}}$ 240,348973	raçine de $\sqrt{f_{yk} \cdot A_{eff} \cdot \sigma_{yk}}$ 331,067921	raçine de $\sqrt{f_{yk} \cdot A_{eff} \cdot \sigma_{yk}}$ 331,067921
f _u (Bw ² M2)	350 MPa	f _u (Bw ² M2) 360	f _u (Bw ² M2) 360	f _u (Bw ² M2) 360	f _u (Bw ² M2) 360
Vérification	vérifié	Vérification vérifié	Vérification vérifié	Vérification vérifié	Vérification vérifié
Ratio	0,53773133	Ratio 0,68151303	Ratio 0,68151303	Ratio 0,97931867	Ratio 0,97931867

Détail H 260					
Détail H 260		Détail H 300		Détail H 330	
angle	38 °	40 °	40 °	51 °	51 °
h	280 mm	h 300 mm	h 300 mm	h 280 mm	h 280 mm
d	190 mm	d 200 mm	d 200 mm	d 175 mm	d 175 mm
Longueur	ES 280 mm	ES 300 mm	ES 300 mm	ES 260 mm	ES 260 mm
IS	260,721692 mm	IS 340,09076 mm	IS 340,09076 mm	IS 244,50487 mm	IS 244,50487 mm
IS	280 mm	IS 360 mm	IS 360 mm	IS 260 mm	IS 260 mm
épaisseur aile	18 mm	épaisseur aile 22,5 mm	épaisseur aile 22,5 mm	épaisseur aile 17,5 mm	épaisseur aile 17,5 mm
épaisseur anse (tw)	10,5 mm	épaisseur anse 12,5 mm	épaisseur anse 12,5 mm	épaisseur anse 10 mm	épaisseur anse 10 mm
gorge utile	9 mm	gorge utile 10 mm	gorge utile 10 mm	gorge utile 9 mm	gorge utile 9 mm
Longueur efficace	ES 134,75 mm > 54 & 30 vérifié	ES 179,75 mm > 60 & 30 vérifié	ES 179,75 mm > 60 & 30 vérifié	ES 125 mm > 54 & 30 vérifié	ES 125 mm > 54 & 30 vérifié
IS	142,658976 mm	IS 405,03918 mm	IS 405,03918 mm	IS 237,95044 mm	IS 237,95044 mm
IS	134,75 mm	IS 179,75 mm	IS 179,75 mm	IS 125 mm	IS 125 mm
Force Normale buton	386,96 kN	Force Normale buton 576,92 kN	Force Normale buton 576,92 kN	Force Normale buton 361,49 kN	Force Normale buton 361,49 kN
e ₁	17,322817 kN	e ₁ 27,3317407 kN	e ₁ 27,3317407 kN	e ₁ 61,146205 kN	e ₁ 61,146205 kN
e ₂	50,2347996 kN	e ₂ 92,1530202 kN	e ₂ 92,1530202 kN	e ₂ 155,62312 kN	e ₂ 155,62312 kN
e ₃	12,1228179 kN	e ₃ 27,338962 kN	e ₃ 27,338962 kN	e ₃ 24,3083648 kN	e ₃ 24,3083648 kN
raçine de $\sqrt{f_{yk} \cdot A_{eff} \cdot \sigma_{yk}}$	209,26882 kN	raçine de $\sqrt{f_{yk} \cdot A_{eff} \cdot \sigma_{yk}}$ 189,749942	raçine de $\sqrt{f_{yk} \cdot A_{eff} \cdot \sigma_{yk}}$ 189,749942	raçine de $\sqrt{f_{yk} \cdot A_{eff} \cdot \sigma_{yk}}$ 236,085073	raçine de $\sqrt{f_{yk} \cdot A_{eff} \cdot \sigma_{yk}}$ 236,085073
f _u (Bw ² M2)	350 MPa	f _u (Bw ² M2) 360	f _u (Bw ² M2) 360	f _u (Bw ² M2) 360	f _u (Bw ² M2) 360
Vérification	vérifié	Vérification vérifié	Vérification vérifié	Vérification vérifié	Vérification vérifié
Ratio	0,2586247	Ratio 0,48886428	Ratio 0,48886428	Ratio 0,85580294	Ratio 0,85580294

As soldas são padronizadas por andar, portanto, há uma solda no andar superior de 9 mm, uma solda no andar médio de 10 mm e uma solda no andar inferior de 10 mm.
 Note: Para as soldas no piso inferior HEB 260 (lado oeste), uma solda nos lados das mesas foi considerada. Assim, o valor do comprimento efetivo considerado é de 212 mm (177+17,5*2 mm). Deve-se tomar cuidado para garantir que a solda seja feita com a mesma garganta efetiva ao longo de todo o comprimento das soldas, a fim de garantir a resistência necessária.



2.4. Conexão placa-viga

Para o cálculo da conexão entre o parafuso e a viga, é considerada uma força compressiva na viga e uma força de corte aplicada na conexão. Assim, os parafusos utilizados devem resistir às tensões aplicadas a eles.

Consideremos um parafuso M20 classe 8,8 com cabeça de 37 mm (medida C na figura abaixo).

Screw Nominal	H		B		C		S	
	Reference Dimensions	Tolerance	Reference Dimensions	Tolerance	Approx.	Reference Dimensions	Tolerance	
M12	8	±0.8	22	0	25.4	25	+5	
M16	10	±0.8	27	-0.8	31.2	30	0	
M20	13	±0.9	32	0	37	35	+6	
M22	14	±0.9	36	-1	41.6	40	0	
M24	15	±0.9	41	-1	47.3	45	0	

Boulons	
Classe	8.8
fub (kN/mm)	0.8
YM2	1.25
av	0.6
Diam max	20

Assim, considerando um espaçamento mínimo de 2 cm entre cada cabeça de parafuso, a distância entre os eixos deve ser de pelo menos 5,7cm.

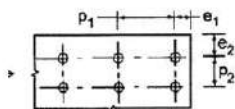
O cálculo da seção transversal mínima de um parafuso é realizado de acordo com EC3 1-8 3.6.1, ou seja:

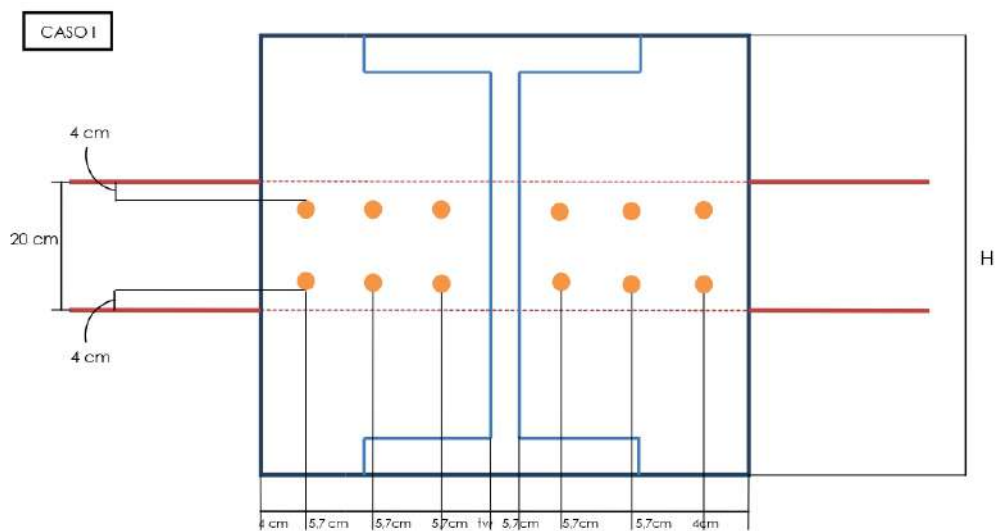
Mode de ruine	Boulons
Résistance au cisaillement par plan de cisaillement	$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_u A}{\gamma_{M2}}$ <p>— lorsque le plan de cisaillement passe par la partie filetée du boulon (A est l'aire de la section résistante en traction du boulon A_s):</p> <ul style="list-style-type: none"> pour les classes 4.6, 5.0 et 8.8: $\alpha_v = 0.6$ pour les classes 4.8, 5.8, 6.8 et 10.9: $\alpha_v = 0.5$ <p>— lorsque le plan de cisaillement passe par la partie non filetée du boulon (A est l'aire de la section brute du boulon): $\alpha_v = 0.0$</p>

A tabela abaixo verifica a quantidade de parafusos necessários para cada andar de escoras e o tamanho relativo das placas, **considerando uma categoria de fixação aparafusada A.**



COTE SUD					
Cas 1		Cas 2		Cas 3	
Efforts de cisaillement (kN)	1233.56	Efforts de cisaillement (kN)	1502.32	Efforts de cisaillement (kN)	687.59
Boulons quantité	12	Boulons quantité	14	Boulons quantité	14
Efforts de cisaillement par boulon (kN)	102.80	Efforts de cisaillement par boulon (kN)	107.31	Efforts de cisaillement par boulon (kN)	49.11
Surface du boulon (mm ²)	267.70	Surface du boulon (mm ²)	279.45	Surface du boulon (mm ²)	127.90
Diamètre (mm)	18.46	Diamètre (mm)	18.86	Diamètre (mm)	12.76
e1 (mm)	22.15	e1 (mm)	22.15	e1 (mm)	22.15
e2 (mm)	22.15	e2 (mm)	22.15	e2 (mm)	22.15
p1 (mm)	40.62	p1 (mm)	40.62	p1 (mm)	40.62
p2 (mm)	44.31	p2 (mm)	44.31	p2 (mm)	44.31
platine min. (m ²)	13679.17	platine min. (m ²)	0.02	platine min. (m ²)	0.02
Largeur platine (mm)	406.31	Largeur platine (mm)	463.31	Largeur platine (mm)	463.31
Ratio	0.92	Ratio	0.94	Ratio	0.64
COTE OUEST					
Cas 7		Cas 8		Cas 9	
Efforts de cisaillement (kN)	851.31	Efforts de cisaillement (kN)	1439.38	Efforts de cisaillement (kN)	1150.94
Boulons quantité	12	Boulons quantité	14	Boulons quantité	14
Efforts de cisaillement par boulon (kN)	70.94	Efforts de cisaillement par boulon (kN)	102.81	Efforts de cisaillement par boulon (kN)	82.21
Surface du boulon (mm ²)	184.75	Surface du boulon (mm ²)	267.74	Surface du boulon (mm ²)	214.09
Diamètre (mm)	15.34	Diamètre (mm)	18.10	Diamètre (mm)	16.51
e1 (mm)	22.15	e1 (mm)	22.15	e1 (mm)	22.15
e2 (mm)	22.15	e2 (mm)	22.15	e2 (mm)	22.15
p1 (mm)	40.62	p1 (mm)	40.62	p1 (mm)	40.62
p2 (mm)	44.31	p2 (mm)	44.31	p2 (mm)	44.31
platine min. (m ²)	0.02	platine min. (m ²)	0.02	platine min. (m ²)	0.02
Largeur platine (mm)	406.31	Largeur platine (mm)	463.31	Largeur platine (mm)	463.31
Ratio	0.77	Ratio	0.92	Ratio	0.83

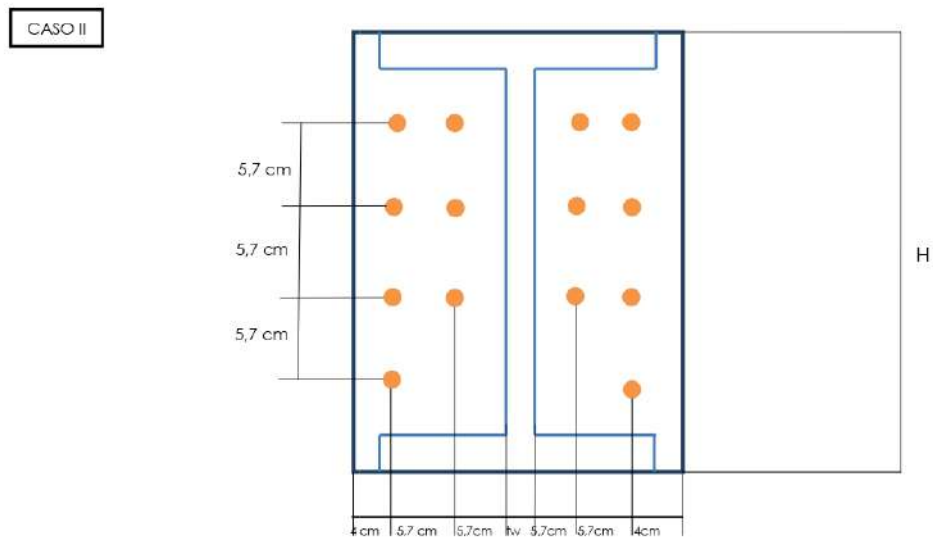




CAS I	tw (mm)	H(mm)
A HEB 400	13,5	862
B HEB 340	12	734
C HEB 360	12,5	638
D HEB 300	11	650
E HEB 280	10,5	607

O caso II apresentado abaixo não leva em conta a presença de uma viga.

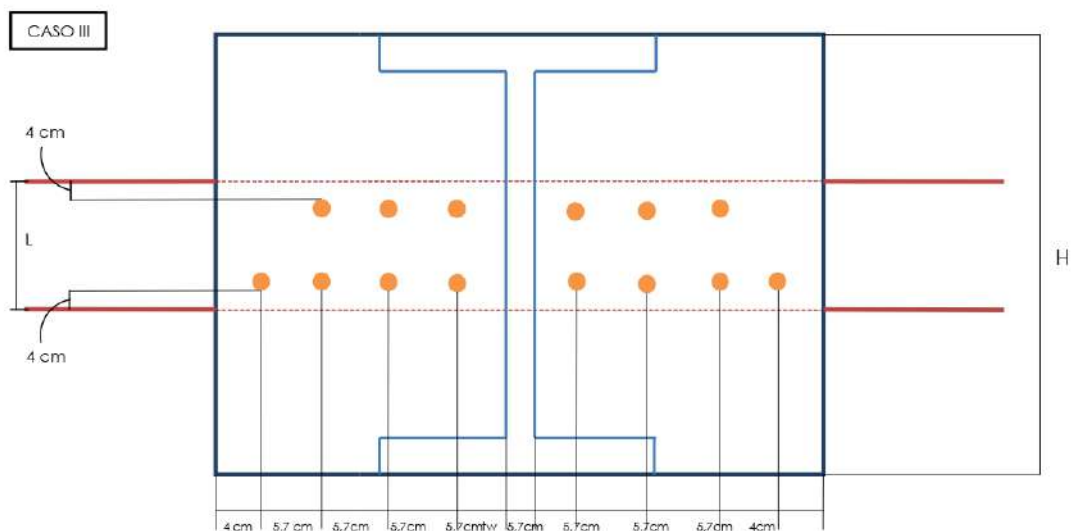
Os espaçamentos de 57 mm podem mudar dependendo do selante escolhido.



CAS II	tw (mm)	H(mm)
A HEB 360	12,5	730
B HEB 300	11	610

PRMS_BRNL_EXE_21004_NDC_004
 Ni copie, ni diffusion sans autorisation de la Direction Technique de Colas Idfn

Indice :C
 Page : 17/62



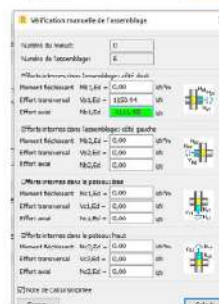
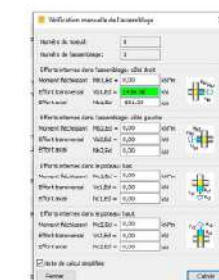
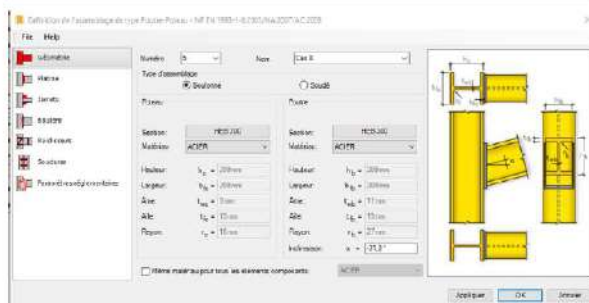
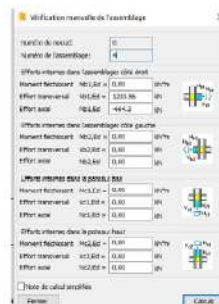
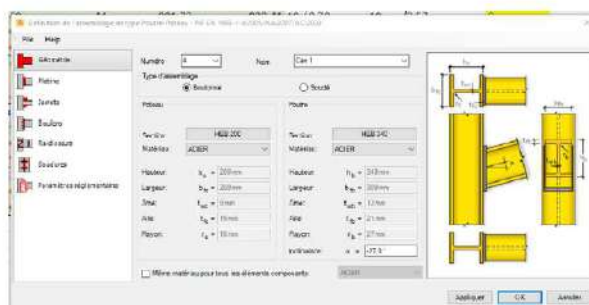
CAS III	tw (mm)	H (mm)	L (mm)
A HEB 220	9,5	330	200
B HEB 260	10	384	300

2.5. Enrijecedor

2.5.1 Enrijecedor da viga

As vigas não resistem às forças de cisalhamento na alma, portanto, o uso de um enrijecedor está previsto. Para seu dimensionamento, é utilizado o software Robot.

Os casos mais desfavoráveis considerados são apresentados abaixo.



Verifica-se que o uso de um enrijecedor de 10 mm é suficiente para absorver os esforços cisalhantes.

Caso 1

RÉSISTANCES DU POTEAU

$V_{Ed,Ed}^*$	0,00	[00]	Panneau d'âme en ossature		(5,33)
$V_{Ed,Ed}^*$	329,75	[00]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement		(5,26.1)
$V_{Ed,Ed}^*/F_{t,Ed,Ed}^* < 1,0$				$0,50 < 1,50$	OK
$F_{t,Ed,Ed}^*$	741,02	[00]	Adhérence de l'âme du poteau		(5,29)
$N_{Ed}^*/F_{c,Ed,Ed}^* < 1,0$				$0,42 < 1,50$	OK
$F_{c,Ed,Ed}^*$	134,78	[00]	Résistance de l'âme du poteau		(5,29.2.1)
$N_{Ed}^*/F_{c,Ed,Ed}^* < 1,0$				$0,42 < 1,50$	OK

Caso 8

RÉSISTANCES DU POTEAU

$V_{Ed,Ed}^*$	0,00	[00]	Panneau d'âme en ossature		(5,41)
$V_{Ed,Ed}^*$	329,66	[00]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement		(5,26.1)
$V_{Ed,Ed}^*/F_{t,Ed,Ed}^* < 1,0$				$0,60 < 1,50$	OK
$F_{t,Ed,Ed}^*$	194,00	[00]	Résistance de l'âme du poteau		(5,29.2.1)
$N_{Ed}^*/F_{c,Ed,Ed}^* < 1,0$				$0,52 < 1,50$	OK
$F_{c,Ed,Ed}^*$	142,99	[00]	Résistance de l'âme du poteau		(5,29.2.1)
$N_{Ed}^*/F_{c,Ed,Ed}^* < 1,0$				$0,52 < 1,50$	OK

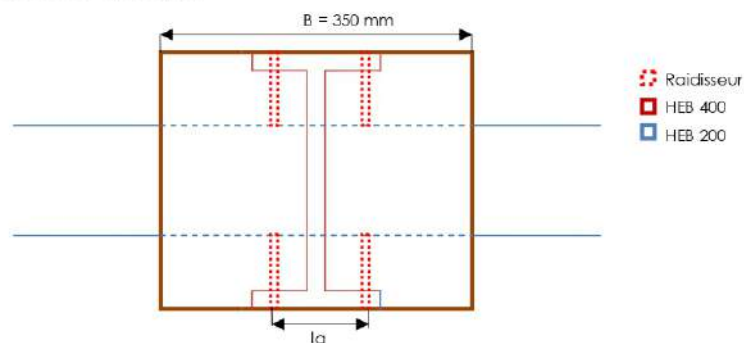
Caso 9

RÉSISTANCES DU POTEAU

$V_{Ed,Ed}^*$	0,00	[00]	Panneau d'âme en ossature		(5,41)
$V_{Ed,Ed}^*$	429,42	[00]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement		(5,26.1)
$V_{Ed,Ed}^*/F_{t,Ed,Ed}^* < 1,0$				$0,50 < 1,50$	OK
$F_{t,Ed,Ed}^*$	119,98	[00]	Adhérence de l'âme du poteau		(5,29.2.1)
$N_{Ed}^*/F_{c,Ed,Ed}^* < 1,0$				$0,42 < 1,50$	OK
$F_{c,Ed,Ed}^*$	110,85	[00]	Résistance de l'âme du poteau		(5,29.2.1)
$N_{Ed}^*/F_{c,Ed,Ed}^* < 1,0$				$0,42 < 1,50$	OK

2.5.2 Enrijecedor das placas

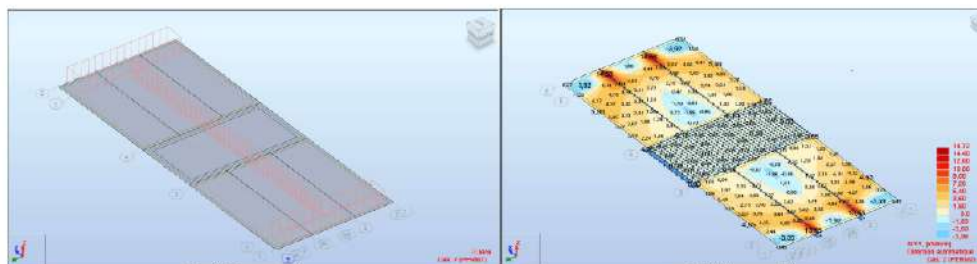
Para evitar a flexão das placas, são acrescentados reforços entre a placa e a parede. Consideramos o caso mais desfavorável para o dimensionamento, sendo uma escora HEB 400 conectado a uma viga HEB 200 e uma força horizontal aplicada de 1111,45kN.



Utilizando uma placa de 20 mm de espessura, constatamos que ela pode resistir a um momento máximo de 5,48 kNm.

$$M_{max} = \frac{e^2 * 235000 * b}{6}; e = 0,02 \text{ m et } M_{max} = 5,48 \text{ kNm}$$

Assim, utilizando um modelo Robot, observamos os efeitos da aplicação de uma força de 1103kN uniformemente distribuída sobre a placa no formato de uma escora HEB 400. Usamos um espaçamento de la = 130 mm.



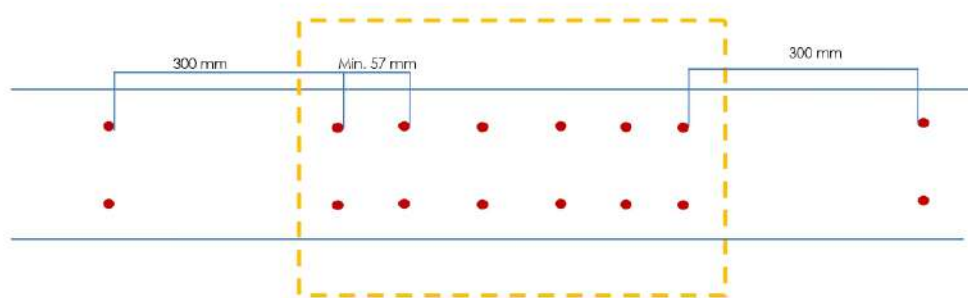
Verifica-se que as placas com um enrijecedor de 10 mm de espessura resistem aos esforços aplicados sobre ela.

2.6. Conexão viga-parede

Para a conexão entre a viga e a parede, deve-se utilizar a mesma quantidade de parafusos que para a conexão placa-viga a fim de absorver os esforços de cisalhamento. Além destes parafusos, é previsto a utilização de 2 parafusos todos os 30 cm de distância. A imagem abaixo ilustra o caso 1 estudado precedentemente.

Caso 1:

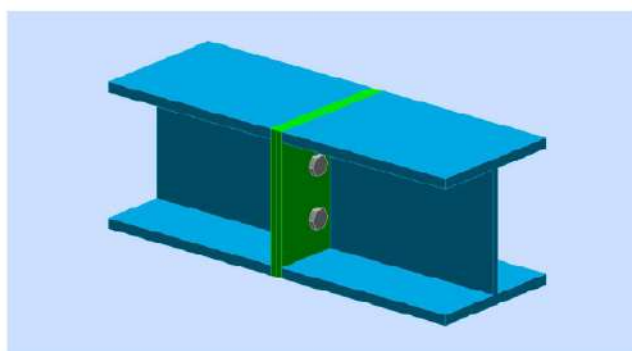
Número de parafusos = 12 parafusos M20 classe 8.8.



O espaçamento de 57 mm pode mudar conforme o selante escolhido.

2.7. Conexão entre escoras

Para as conexões entre as escoras, prevemos uma placa soldada a cada escora e parafusada entre si, como mostra na figura abaixo.

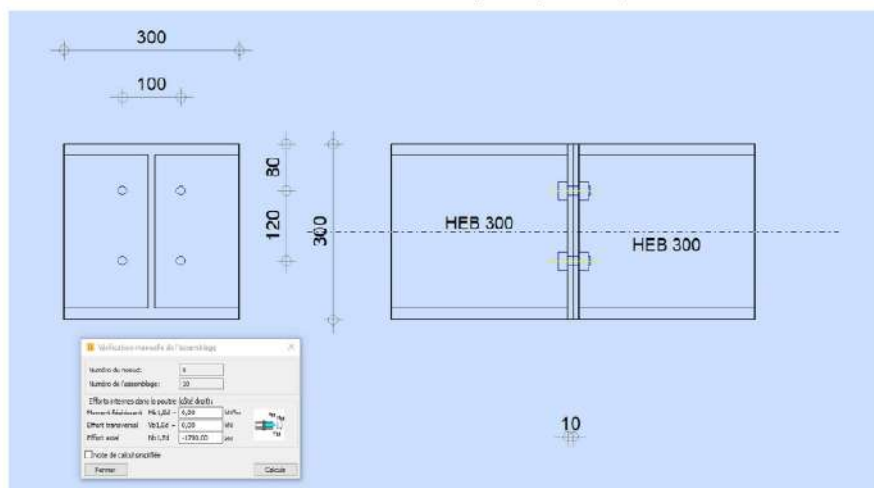


A conexão destas escoras será utilizado para as escoras cuja comprimento da escora prevista é superior a 6 metros.



As barras submetidas a este tipo de conexão são as barras da segunda e da terceira linha de escoras, assim como as 9 escoras do lado sudoeste.

Para o dimensionamento, utilizamos o caso mais desfavorável (caso 2) como apresentado abaixo.



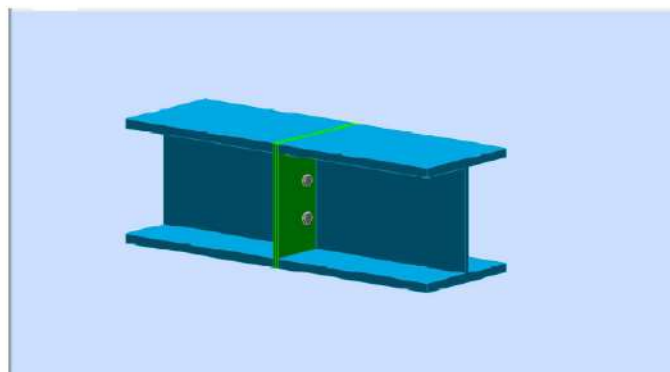
É proposta a utilização de placas de 10 mm de espessura, 4 parafusos M16 e uma solda com uma garganta de 8 mm.

Os detalhes do cálculo podem ser encontrados no apêndice.

2.8. Conexão entre vigas

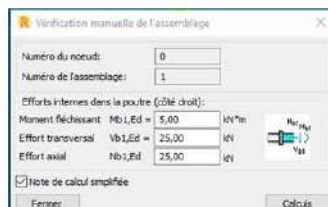
2.8.1 Proposição Placa + Parafusos

Para as conexões entre vigas, pre vemos uma placa soldada a uma viga e parafusada a outra placa, também soldada a outra viga. A figura abaixo ilustra este tipo de conexão.



2.8.2 Lado sul

No lado sul, somente as vigas HEB200 estão previstas. Como as tensões existentes na conexão são muito baixas, a conexão é projetada para suportar pelo menos as tensões mostradas abaixo.



Vérification manuelle de l'assemblage

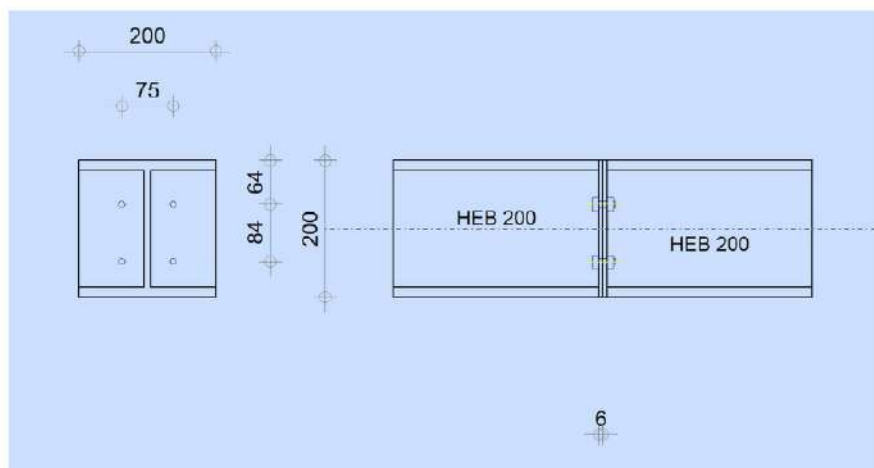
Numéro du noeud: 0
Numéro de l'assemblage: 1

Efforts internes dans la poutre (côté droit):
Moment fléchissant Mb1,Ed = 5,00 kN/m
Effort transversal Vb1,Ed = 25,00 kN
Effort axial Nb1,Ed = 25,00 kN

Note de calcul simplifiée

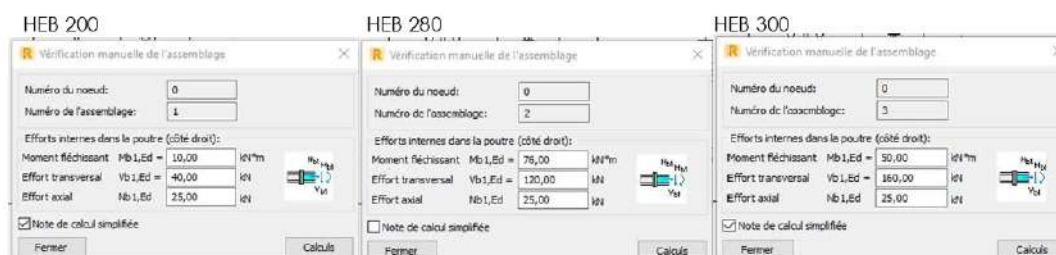
Fermer Calculs

A conexão proposta consiste em 4 parafusos (M10 classe 8.8), uma solda de 5 mm de garganta e placas de 6 mm. Os detalhes do cálculo encontram-se em anexo.



2.8.3 Lado oeste

No lado oeste, 3 tipos diferentes de vigas estão prevista (HEB 200, HEB 280, HEB 300). As forças aplicadas são mostradas abaixo. Observa-se que as forças aplicadas abaixo para o projeto foram estimadas como sendo maiores do que os resultados do modelo Robot devido a possíveis falhas de instalação.



HEB 200	HEB 280	HEB 300
Numéro du noeud: 0 Numéro de l'assemblage: 1	Numéro du noeud: 0 Numéro de l'assemblage: 2	Numéro du noeud: 0 Numéro de l'assemblage: 3
Moment fléchissant Mb1,Ed = 10,00 kN/m Effort transversal Vb1,Ed = 40,00 kN Effort axial Nb1,Ed = 25,00 kN	Moment fléchissant Mb1,Ed = 75,00 kN/m Effort transversal Vb1,Ed = 120,00 kN Effort axial Nb1,Ed = 25,00 kN	Moment fléchissant Mb1,Ed = 50,00 kN/m Effort transversal Vb1,Ed = 160,00 kN Effort axial Nb1,Ed = 25,00 kN
<input checked="" type="checkbox"/> Note de calcul simplifiée	<input type="checkbox"/> Note de calcul simplifiée	<input checked="" type="checkbox"/> Note de calcul simplifiée

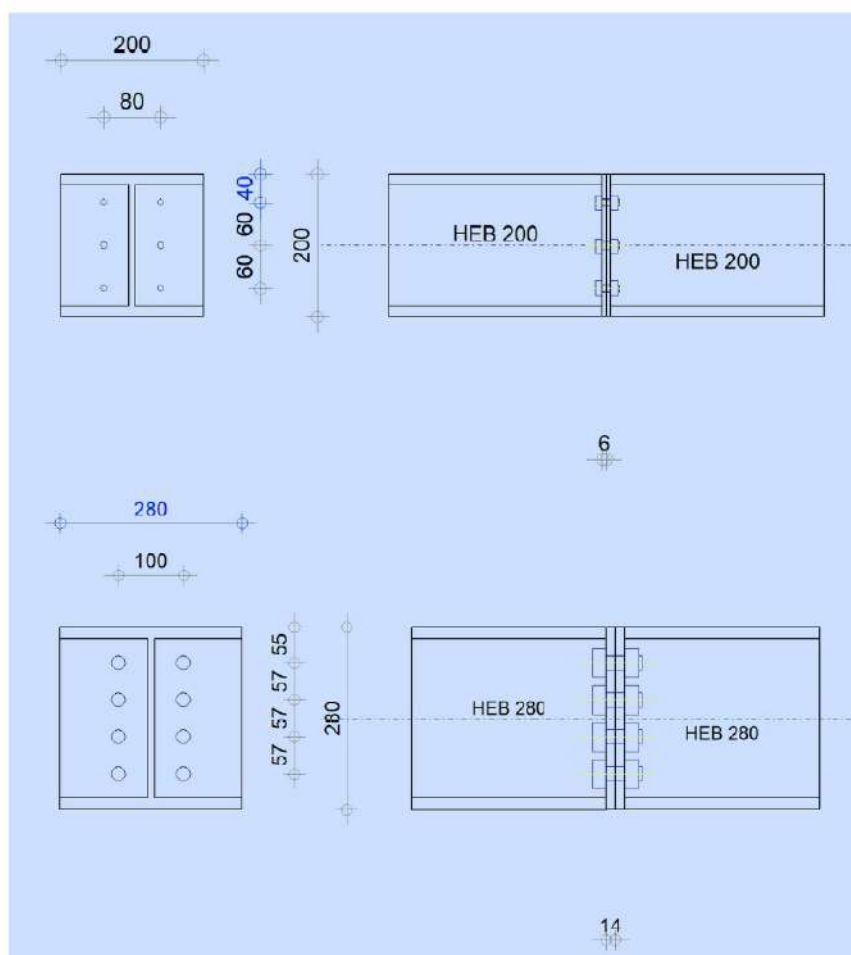
As conexões propostas consistem em:

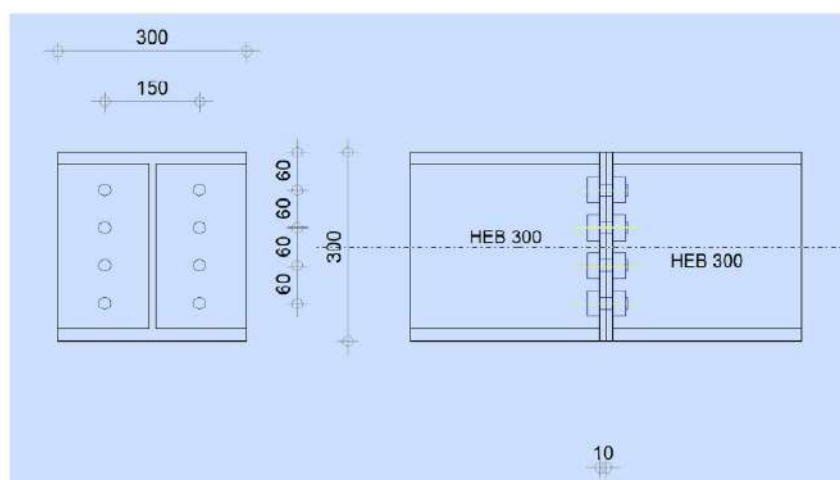
Viga HEB 200: 6 parafusos (M10 classe 8.8), uma solda de 5 mm de garganta e placas de 6 mm.

Viga HEB 280: 8 parafusos (M22 classe 8.8), uma solda de garganta de 8 mm e placas de 14 mm.

Viga HEB 300: 8 parafusos (M10 classe 8.8), uma solda de garganta de 8 mm e placas de 10 mm.

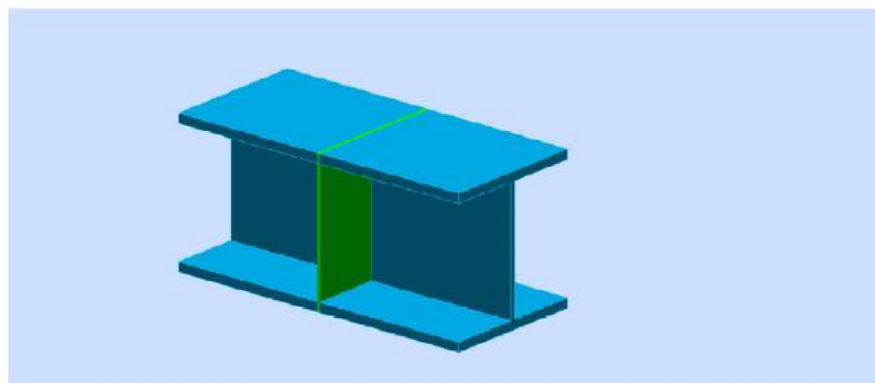
Os detalhes dos cálculos podem ser encontrados em anexo.





2.8.4 Proposição Placa + Solda

É proposto uma conexão utilizando somente uma placa onde as duas vigas serão soldadas, como mostra na figura abaixo.



Assim, as conexões propostas consistem em:

Viga HEB 200: placa 5 mm + solda 6 mm

Viga HEB 280: placa 5 mm + solda 6 mm

Viga HEB 300: placa 5 mm + solda 6 mm

A escolha das conexões será feita em função da facilidade de execução.

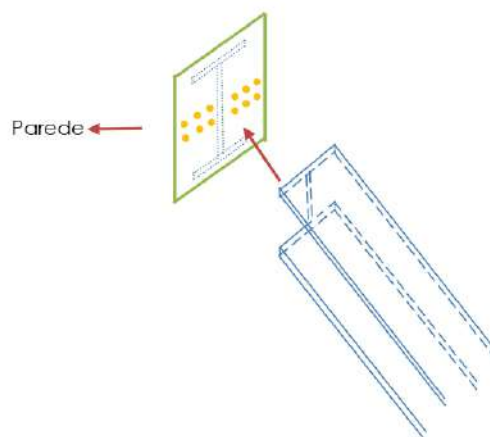
2.9. Lado da rampa

Para analisar as tensões na conexão, trabalhamos com as forças normais das escoras projetadas perpendicularmente à alma e perpendicularmente a mesa das vigas. Estas forças são apresentadas na tabela abaixo.

Cas	Profils Buton	Effort Normal kN	Angle °	Force horizontal Nb1 (kN)	Force vertical Vb1 (kN)
Côté Rampe					
1	HEB 220	499,58	27	226,80	445,13
2	HEB 220	391,05	31,5	204,32	333,42
3	HEB 220	701,29	35	402,24	574,46
4	HEB 220	551,96	44	383,42	397,05

2.9.1 Conexão proposta

A conexão proposta consiste em uma placa metálica aparafusada à parede.





2.9.2 Soldas

A solda entre a escora e a placa deve ser feita ao longo da alma e ao longo da asa.

A tabela abaixo mostra as soldaduras mínimas necessárias para o pior caso de cada parede. Seja a força normal máxima de uma escora e o menor perfil existente nesta linha de escoras.

Côté Rampe		Côté Rampe	
Profilé H 220		Profilé H 220	
angle	27 °	angle	31,5 °
h	220 mm	h	220 mm
d	152 mm	d	152 mm
Longueur I3	220 mm	Longueur I3	220 mm
I4	494,5916 mm	I4	421,8538 mm
I5	220 mm	I5	220 mm
épaisseur aille	16 mm	épaisseur aille	16 mm
épaisseur âme	9,5 mm	épaisseur âme	9,5 mm
gorge utile	7 mm	gorge utile	7 mm
Longueur I3	105,25 mm > 42 & 30 vérifié	Longueur I3	105,25 mm > 42 & 30 vérifié
efficace I4	334,8068 mm	efficace I4	250,9059 mm
I5	105,25 mm	I5	105,25 mm
Force Normal bouton	499,58 kN	Force Normal bouton	391,05 kN
$\sigma_{ }$	17,10732 kN	$\sigma_{ }$	17,73723 kN
$\tau_{ }$	94,96445 kN	$\tau_{ }$	81,86751 kN
τ_{\perp}	17,10732 kN	τ_{\perp}	17,73723 kN
racine($\sigma_{ }^2 + 3*\tau_{ }^2$)	168,0041	racine($\sigma_{ }^2 + 3*\tau_{ }^2$)	146,1687
$f_u / (Dw * yM2)$	360	$f_u / (Dw * yM2)$	360
Verification	vérifié	Verification	vérifié
Ratio	0,406678	Ratio	0,406024

Côté Rampe		Côté Rampe	
Profilé H 220		Profilé H 220	
angle	44 °	angle	35 °
h	220 mm	h	220 mm
d	152 mm	d	152 mm
Longueur I3	220 mm	Longueur I3	220 mm
I4	316,7024 mm	I4	383,5563 mm
I5	220 mm	I5	220 mm
épaisseur aille	16 mm	épaisseur aille	16 mm
épaisseur âme	9,5 mm	épaisseur âme	9,5 mm
gorge utile	7 mm	gorge utile	7 mm
Longueur I3	105,25 mm > 42 & 30 vérifié	Longueur I3	105,25 mm > 42 & 30 vérifié
efficace I4	238,8126 mm	efficace I4	265,8039 mm
I5	105,25 mm	I5	105,25 mm
Force Normal bouton	551,96 kN	Force Normal bouton	701,29 kN
$\sigma_{ }$	44,25206 kN	$\sigma_{ }$	38,33219 kN
$\tau_{ }$	129,6108 kN	$\tau_{ }$	154,8395 kN
τ_{\perp}	44,25206 kN	τ_{\perp}	38,33219 kN
racine($\sigma_{ }^2 + 3*\tau_{ }^2$)	241,3087	racine($\sigma_{ }^2 + 3*\tau_{ }^2$)	278,9324
$f_u / (Dw * yM2)$	360	$f_u / (Dw * yM2)$	360
Verification	vérifié	Verification	vérifié
Ratio	0,970902	Ratio	0,774912

As soldas de 7 mm são padronizadas para todas as escoras.

2.10. Conexões escoras-paredes

A conexão entre a placa e a parede será realizada com parafusos. A tabela abaixo verifica a quantidade de parafusos necessárias para cada andar de escoramento e o tamanho relativo de cada platina.

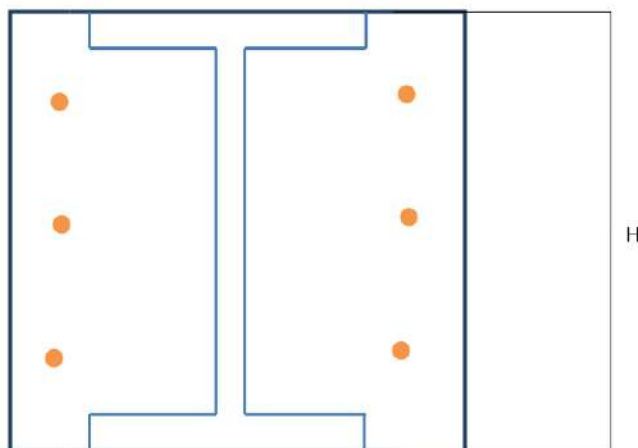
CÔTE RAMPE							
Cas 1		Cas 2		Cas 3		Cas 4	
Efforts de cisaillement (kN)	845,13	Efforts de cisaillement (kN)	828,42	Efforts de cisaillement (kN)	574,46	Efforts de cisaillement (kN)	297,05
Boulons quantité	6	Boulons quantité	6	Boulons quantité	6	Boulons quantité	6
Efforts de cisaillement par boulon (kN)	74,19	Efforts de cisaillement par boulon (kN)	55,57	Efforts de cisaillement par boulon (kN)	95,74	Efforts de cisaillement par boulon (kN)	68,17
Surface du boulon (mm ²)	193,70	Surface du boulon (mm ²)	144,72	Surface du boulon (mm ²)	249,33	Surface du boulon (mm ²)	173,33
Diamètre (mm)	15,88	Diamètre (mm)	15,57	Diamètre (mm)	17,82	Diamètre (mm)	14,83
e1 (mm)	19,82	e1 (mm)	19,82	e1 (mm)	19,82	e1 (mm)	19,82
e2 (mm)	18,82	e2 (mm)	18,82	e2 (mm)	18,82	e2 (mm)	18,82
p1 (mm)	34,50	p1 (mm)	34,50	p1 (mm)	34,50	p1 (mm)	34,50
p2 (mm)	37,64	p2 (mm)	37,64	p2 (mm)	37,64	p2 (mm)	37,64
I1 (mm)	106,65	I1 (mm)	106,65	I1 (mm)	106,65	I1 (mm)	106,65
I2 (mm)	113,92	I2 (mm)	113,92	I2 (mm)	113,92	I2 (mm)	113,92
platine min. (m ²)	4201,39	platine min. (m ²)	0,01	platine min. (m ²)	0,01	platine min. (m ²)	0,01
Largeur platine (mm)	228,64	Largeur platine (mm)	228,64	Largeur platine (mm)	228,64	Largeur platine (mm)	228,64
Ratio	0,78	Ratio	0,88	Ratio	0,89	Ratio	0,74

Os espaçamentos serão definidos em função da ficha técnica do tipo de selante escolhido.



r

CASO IV



CAS IV	Angle	H(mm)
A	27	525
B	31,5	461
C	44	357
D	35	424

O espaçamento entre os parafusos podem mudar em função dos selantes escolhidos, ver a ficha técnica.



$N_{low} = -850,00$ [kN] Effort axial dans la membrure inférieure de la poutre

Résistance des soudures

$A_w =$	66,72	[cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$A_{wY} =$	37,60	[cm ²]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wZ} =$	29,12	[cm ²]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	7116,38	[cm ⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} =$	-180,17	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	-180,17	[MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} =$	0,00	[MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,80		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]
$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}]^2 + 3 * [\tau_{\perp,max}]^2} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	360,34	<	365,00	vérifié (0,99)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}]^2 + 3 * [\tau_{\perp}]^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	360,34	<	365,00	vérifié (0,99)
$\sigma_{\perp} \leq 0,9 * f_u / \gamma_{M2}$	180,17	<	262,80	vérifié (0,69)

Rigidité de l'assemblage

Pas d'efforts axiaux ou de moments dans l'assemblage. Dans ce cas, le logiciel ne calcule pas de rigidités d'assemblage.

Composant le plus faible:

SOUDES

Remarques

Pince du boulon trop grande. 100 [mm] > 80 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,99

APÊNDICE 9 – Nota de cálculo 9: Selante para parafusos das vigas

Esta nota descreve o processo de escolha da resina química (selante) a ser utilizado nos parafusos para conectá-los a parede, Ocupando 21 páginas

Nota Técnica



ÎLE-DE-FRANCE
 NORMANDIE
 Direction Technique et du Développement
 Service Calculs et expertises
 6, rue Galilée
 78140 Guyancourt

Dossier : LILO Puteaux		Difusão	
			Cédric DUMONT
Assunto :	Selante para os parafusos das vigas	Cópia :	
			Pierre KARAA
			Philippe PELLEVOISIN
Maitre d'Ouvrage : NEXITY SEERI 60 Avenue du Général Gaulle Puteaux (92)		Redigida por :	Bernardo COBALCHINI LASSEN
		Verificador	Ramzi HIDAR
		Aprovador(es) :	Pierre KARAA
		Email :	bernardo.cobalchinilassen@colas.com
		Data :	19 mai 2021
		Referencia :	PRMS_BRNL_EXE_21004_NDC_007
		Indice :	A



Sumário

MODIFICAÇÕES	4
1. APRESENTAÇÃO GERAL	5
1.1. OBJETIVO DA NOTA	5
1.2. APRESENTAÇÃO DO PROJETO	5
1.3. LOCALIZAÇÃO DO EDIFÍCIO	5
1.4. DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA	6
1.5. NORMAS UTILIZADAS	7
1.6. DISPOSIÇÕES GERAIS	9
1.6.1 <i>Planimetria e altimetria</i>	9
1.6.2 <i>Paredes periféricas (SS)</i>	9
1.6.2.1 Classe do concreto	10
2. SELANTE	12
2.1. ESFORÇOS	12
2.1.1 <i>Cisalhamento</i>	12
2.1.2 <i>Tração</i>	12
2.2. SELANTE QUÍMICO HIT-HY 200-A/HAS-U	12
2.3. DETALHES DE POSICIONAMENTO	12



Selante para os parafusos das vigas

Figuras

Figura 1 : Vista de satélite (extraída: Google Maps).....	5
Figura 2: Planta da operação (extraído: ANALYSE DE SITE)	6
Figura 3 : Paredes periféricas existentes	10



Selante para os parafusos das vigas

1. APRESENTAÇÃO GERAL

1.1. Objetivo da nota

O presente documento tem por objetivo definir as conexões entre a viga e as escoras para os trabalhos de demolição parcial do edifício localizado na avenue du Général de Gaulle.

1.2. Apresentação do projeto

Como parte do projeto "Résidence LLO" em Puteaux, a Nexity deseja incluir sua operação em uma abordagem ambiental e na certificação NF Habitat.

O projeto consiste na desconstrução parcial dos dois edifícios no local, R+7 e R+9, com 3 subsolos compartilhados para a construção de um novo edifício R+11. As paredes periféricas dos subsolos existentes serão conservadas.

1.3. Localização do edifício

O local está localizado na 60 Avenue Du General De Gaulle, em Puteaux, limitado por:

- Para o Norte: prédio vizinho
- Para o sul: Avenue du General de Gaulle
- Ao oeste: Rue Marcelin Berthelot
- Para o leste: prédio vizinho



Figura 1 : Vista de satélite (extraída: Google Maps)



Selante para os parafusos das vigas

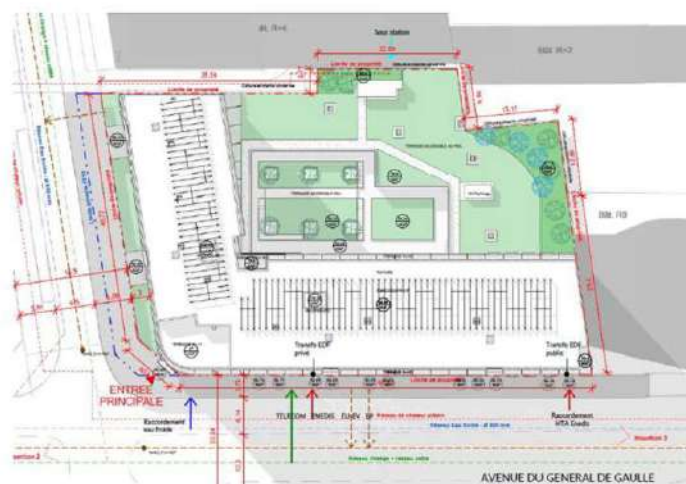


Figura 2: Planta da operação (extraído: ANALYSE DE SITE)

1.4. Documentos de referência

Os estudos serão realizados de acordo com os documentos de referência listados abaixo:

- Diagnostic Structural - IN 21 0465 - ESIRIS IDF ING
- Rapport G2 AVP
- Carnet des plans projet
- Analyses de site - NF HABITAT HQE -QIOS
- Plans d'archives
- Rapport G2 PRO ind 0 datant du 10 sep 2021 (Entreprise ROC SOL)
- Procès-verbal d'essais ESP.END.003 vérification périodique le 20/10/2020
- Plan des Héberges indice B - Dossier : 20 0465
- Plan des fondations provisoire - MOVPI
- Diagnostic Structurel indice B- ED-STR 22.0023- ESIRIS IDF E-D

Tradução livre:

- Diagnóstico estrutural - IN 21 0465 - ESIRIS IDF ING
- Relatório geotécnico G2 AVP
- Livreto do plano do projeto
- Análise do site - NF HABITAT HQE -QIOS
- Planos de arquivo
- Relatório geotécnico G2 PRO ind 0 de 10 set 2021 (Empresa ROC SOL)
- Relatório de ensaios ESP.END.003 verificação periódica em 20/10/2020
- Plano do índice de alojamentos B - Arquivo: 20 0465
- Plano de fundação provisório - MOVPI
- Diagnóstico estrutural índice B- ED-STR 22.0023- ESIRIS IDF E-D



Selante para os parafusos das vigas

1.5. Normas utilizadas

As estruturas necessárias para a demolição são projetadas e dimensionadas de acordo com os regulamentos EUROCODES, conforme emendas detalhadas neste documento.

Eurocode 0 – Base de cálculo de estruturas

NF EN 1990	Eurocodes structuraux. Bases de calcul des structures (P 06-100-1)	20 mars 2003
NF P 06-100-1 et -2	Eurocodes structuraux. Bases de calcul des structures. Annexe nationale à la NF EN 1990 (P 06-100-2)	5 juillet 2006

Emenda A1 (Anexo A2 sobre o cálculo das pontes) e seu anexo nacional:

NF EN 1990/A1	Eurocodes. Bases de calcul des structures. Amendement A1 (P 06-100-1/A1)*.	5 juillet 2006
NF EN 1990/A1/NA	Eurocodes Bases de calcul des structures. Annexe nationale à la NF EN 1990/A1 (P 06-100-1/A1/NA)	14 décembre 2007

Eurocode 1 – Ações sobre as estruturas:

NF EN 1991-1-1 NF P 06111-2	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 1.1. Actions générales. Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments (P 06111-1) Annexe nationale à l'EN 1991-1-1 (P 06111-2)	20 mars 2003 5 juin 2004
NF EN 1991-1-2 NF EN 1991-1-2/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 1.2. Actions générales. Actions sur les structures exposées au feu (P 06112-1) Annexe nationale à la NF EN 1991-1-2 (P 06112-2)	5 juillet 2003 20 février 2007
NF EN 1991-1-3 NF EN 1991-1-3/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 1.3. Actions générales. Charges de neige (P 06113-1) Annexe nationale à la NF EN 1991-1-3 (P 06113-1/NA)	5 avril 2004 20 mai 2007
NF EN 1991-1-4 NF EN 1991-1-4/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 1.4. Actions générales. Actions du vent (P 06114-1) Annexe nationale à la NF EN 1991-1-4 (P 06114-1/NA).	5 novembre 2005 27 mars 2008
NF EN 1991-1-5 NF EN 1991-1-5/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 1.5. Actions générales. Actions thermiques (P 06115-1) Annexe nationale à la NF EN 1991-1-5 (P 06115-1/NA)	20 novembre 2005 25 mars 2009
NF EN 1991-1-7 NF EN 1991-1-7/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 1.7. Actions générales. Actions accidentelles (P 06117) Annexe nationale à la NF EN 1991-1-7 (P21711-1/A1)	20 février 2007 6 septembre 2008
NF EN 1991-2 NF EN 1991-2/NA	Eurocode 1. Actions sur les structures. Partie 2. Actions sur les ponts dues au trafic (P 06120-1) Annexe nationale à la NF EN 1991-2 (P 06120-1/NA)	5 mars 2004 13 mars 2008
NF EN 1991-3	Eurocode 1. Actions sur les structures.	20 avril 2007



Selante para os parafusos das vigas

NF EN 1991-3/NA	Partie 3. Actions induites par les appareils de levage et les machines (P 06130) Annexe nationale à la NF EN 1991-3 (P 06130/NA)	Janvier 2010
-----------------	---	--------------

Eurocode 2 – Cálculos de estruturas em concreto

NF EN 1992-1-1 NF EN 1992-1-1/NA	Eurocode 2. Calcul des structures en béton. Partie 1.1. Règles générales et règles pour les bâtiments (P18711-1) Annexe nationale à la NF EN 1992-1-1 (P18711-1/NA)	5 octobre 2005 5 mars 2007
NF EN 1992-1-2 NF EN 1992-1-2/NA	Eurocode 2. Calcul des structures en béton. Partie 1.2. Règles générales. Calcul du comportement au feu (P18712-1) Annexe nationale à la NF EN 1992-1-2 (P18712-1/NA)	5 octobre 2005 5 octobre 2007
NF EN 1992-2 NF EN 1992-2/NA	Eurocode 2. Calcul des structures en béton. Partie 2. Ponts en béton. Calcul et dispositions constructives (P18720-1) Annexe nationale à la NF EN 1992-2 (P18720-1/NA)	20 mai 2006 20 avril 2007

As partes usadas do EUROCODE são completadas pelos seguintes documentos:

- Recommandations professionnelles pour l'application de la norme NF EN 1992-1-1 (NF P 18-711-1) et de son annexe nationale (NF P 18-711-1/NA-Eurocode 2, partie 1-1) relatives au calcul des structures en béton (version V17-3 datée de mars 2007) ;
- DTU 13-3 relatif aux dallages (Mars 2005) ;
- DTU 21 relatif à l'exécution des travaux en béton ;
- BAEL 91 révisée 99, pour les sujets non traités par les Eurocodes ;
- BPEL 99, Fascicule n° 62 - Titre I - Section II pour les sujets non traités par les Eurocodes ;

Eurocode 3 – Calculo de estruturas em aço:

NF EN 1993 1-1	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.1 : règles générales et règles pour les bâtiments (P 22-311-1) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-1 (P 22-311-1/NA)	20 octobre 2005 20 mai 2007
NF EN 1993 1-5	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.5 : Plaques planes. (P22-315) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-5 (P 22-315/NA)	20 mars 2007 26 octobre 2007
NF EN 1993 1-6	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.6 : Résistance et stabilité des structures en coques (P22-316) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-6 (P22-316/NA)	20 juillet 2007 7 mai 2010
NF EN 1993 1-8	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.8 : Calcul des assemblages (P 22-318-1) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-8 (P 22-318-1/NA)	5 décembre 2005 20 juillet 2007
NF EN 1993 1-10	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.10 : Choix des qualités d'acier (P 22-380-1) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-10 (P 22-380-1/NA)	5 décembre 2005 20 avril 2007



Selante para os parafusos das vigas

NF EN 1993 1-11	Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Partie 1.11 : Calcul de structures à câbles ou éléments tendus (P 22-381) Annexe nationale à la NF EN 1993 1-11 (P 22-381/NA)	20 avril 2007 21 décembre 2007
-----------------	---	-----------------------------------

Eurocode 7 – Cálculos geotécnicos :

NF EN 1997-1	Eurocode 7. Calcul géotechnique. Partie 1. Règles générales (P94251-1)	20 juin 2005
NF EN 1997-1/NA	Annexe nationale à la NF EN 1997-1 (P94251-1/NA)	20 septembre 2006

As partes usadas do EUROCODE são completadas pelos seguintes documentos:

- Norme NF P 94-261 (Juin 2013) – Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations superficielles.
- Norme NF P 94-262 (Juillet 2012) – Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations Profondes
- Norme NF P 94-281 (Avril 2014) – Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Ouvrages de soutènement – Murs
- Norme NF P 94-282 (Mars 2009) – Calcul géotechnique – Ouvrages de soutènement – écrans
- DTU 13.11 : Fondations superficielles
- DTU 13.12 : Règles pour le calcul des fondations superficielles

1.6. Disposições gerais**1.6.1 Planimetria e altimetria**

As dimensões de nivelamento estão relacionadas com o sistema NGF-IGN69-Altitudes Normais. As coordenadas que definem cada um dos pontos de dados estão no sistema Lambert 93. Todas as alturas são expressas em metros.

1.6.2 Paredes periféricas (SS)

Os 3 subsolos existentes são compostos de 2 tipos diferentes de paredes: Parede concretada in loco (verde) e Parede diafragma (vermelho). A figura abaixo mostra a localização de cada tipo de parede perimetral em planta.

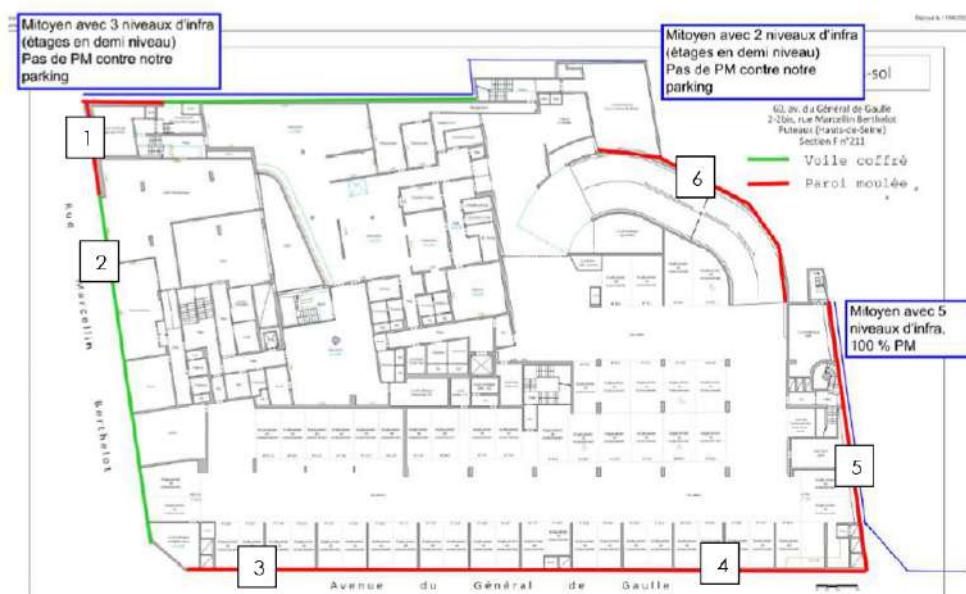


Figura 3 : Paredes periféricas existentes

1.6.2.1 Classe do concreto

A classe do concreto de acordo com os testes de compressão no diagnóstico estrutural para cada tipo de parede é a seguinte:

- Parede concretada in loco: **C40/50**
- Parede diafragma: **C35/45**

As tabelas abaixo mostram os resultados dos testes para cada tipo de parede.



Selante para os parafusos das vigas

Tabela 1 : Resultados dos testes físicos-mecânicos para PAREDES DIAFRAGMAS

Réf. Carotte	Diamètre (mm)	Hauteur (mm)	Elaçamento (H/D)	Masse (g)	MV (t/m ³)	Rupture (kN)	Rc brut (MPa)	f _{c,m,IS} (MPa)	f _{ck,IS} (Mpa)	Classe*
SS1 - 1	73	146	2,00	1490	2,44	153,0	36,6	39,3	39,3	C35/45
SS1 - 2	73	146	2,00	1560	2,55	182,4	43,6			
SS1 - 3	73	146	2,00	1480	2,42	149,5	35,7			
SS2 - 1	73	146	2,00	1460	2,39	142,5	34,1			
SS3 - 1	73	146	2,00	1505	2,46	195,2	46,6			

Tabela 2 : Resultados dos testes físicos-mecânicos para PAREDES MOLDADAS

Réf. Carotte	Diamètre (mm)	Hauteur (mm)	Elaçamento (H/D)	Masse (g)	MV (t/m ³)	Rupture (kN)	Rc brut (MPa)	f _{c,m,IS} (MPa)	f _{ck,IS} (Mpa)	Classe*
SS1 - 1	73	146	2,00	1495	2,45	198,9	47,5	43,9	43,9	C40/50
SS1 - 2	73	146	2,00	1515	2,48	201,1	48,0			
SS2 - 1	73	146	2,00	1490	2,44	178,1	42,5			
SS2 - 2	73	146	2,00	1505	2,46	186,1	44,5			
SS3 - 1	73	146	2,00	1485	2,43	154,3	36,9			
SS3 - 2	73	146	2,00	1470	2,41	171,4	40,9			



2. SELANTE

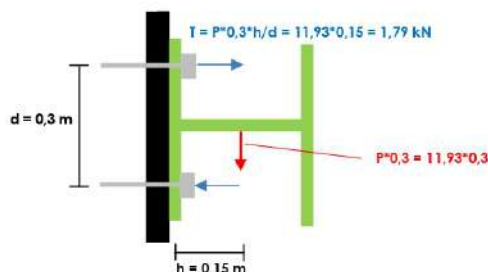
2.1. Esforços

2.1.1 Cisalhamento

O selante proposto entre as vigas e as paredes a cada 30cm serve à transmitir o peso próprio das vigas à parede. Para definir o tipo de selante, leva-se em conta a viga mais pesada com parafusos à cada 30cm. Assim, cada parafuso transmite os esforços relativos ao peso próprio equivalente de 30cm de viga. Seja a viga mais pesada o perfil HEB300 com um peso próprio de 119,26kg/ml. Constatamos que cada parafuso recebe uma carga de 3,58kN.

2.1.2 Tração

Considera-se que o momento gerado pelo peso próprio da viga gera uma tração aos parafusos, de modo que estas forças podem ser deduzidas como mostrado abaixo.



Caso as vigas não estejam em contato com a parede, um espaçamento máximo de 1 metro pode ser admitido utilizando parafusos do tipo M16.

Assim $h' = 0,15 + 1,04 = 1,19$ m e $T = 14,19$.

2.2. Selante químico HIT-HY 200-A/HAS-U

Levamos em conta o caso de um concreto fissurado, a uma distância da borda mínima e uma espessura de suporte padrão. A distância a borda mínima é considerada devido as juntas presentes na parede diafragma.

Assim, conforme o catálogo HILTI, verificamos que os parafusos citados abaixo com a resina HIT-HY 200-A/HAS-U suportam o peso próprio das vigas.

A la distance au bord mini - Béton fissuré - h_{ef} standard - Version zinguée (5.8/8.8) et inox M8, M10, M12, M16, M20, M24, M27 et M30 (en kN)

Une cheville isolée, béton C20/25 non ferrillé, fissuré, au bord mini $c_{(R)}$ (sans influence d'entraxe)

h_{ef} (mm)	h_{min} (mm)	c_{min} (mm)	Traction (kN)			Cisaillement (kN)			
			Résistance de calcul ultime N_{td}			Résistance de calcul ultime V_{td}			
			(GAC) HAS-U 5.8	(GAC) HAS-U 8.8	HAS-U A4	(GAC) HAS-U 5.8	(GAC) HAS-U 8.8	HAS-U A4	
M8	80	110	40	4,70	4,70	4,70	2,30	2,30	2,30
M10	90	120	45	6,60	6,60	6,60	2,90	2,90	2,90
M12	110	140	45	10,40	10,40	10,40	3,20	3,20	3,20
M16	125	161	60	14,20	14,20	14,20	4,00	4,00	4,00
M20	170	214	55	21,40	21,40	21,40	5,30	5,30	5,30
M24	210	266	60	29,00	29,00	29,00	6,60	6,60	6,60
M27	240	300	75	36,00	36,00	36,00	9,20	9,20	9,20
M30	270	340	60	42,50	42,50	42,50	10,70	10,70	10,70



2.3. Detalhes de posicionamento

Deve-se respeitar os detalhes de colocação seguintes :



Selante para os parafusos das vigas

DONNÉES DE POSE HIT-HY 200-A ET HAS-U

	Diamètre de l'élément		Diamètre nominal mèche			Profondeur d'ancrage			Diamètre trou de passage	Épaisseur mini du support	Couple de serrage	Entraxe mini	Distance au bord mini
	d_{nom} (mm)	d_e (mm)	Mini h_{classe} (mm)	Standard h_{classe} (mm)	Maxi h_{classe} (mm)	d_i (mm)	h_{min} (mm)	T_{est} (N.m)	S_{min} (mm)	C_{min} (mm)			
M8	8	10	60	80	160	9	$h_{cl} + 30 \geq 100$	10	40	40			
M10	10	12	60	90	200	12	$h_{cl} + 30 \geq 100$	20	50	45			
M12	12	14	70	110	240	14	$h_{cl} + 30 \geq 100$	40	60	45			
M16	16	18	80	126	320	18	$h_{cl} + 2 \times d_e$	80	76	60			
M20	20	22	90	170	400	22	$h_{cl} + 2 \times d_e$	150	90	65			
M24	24	28	96	210	480	26	$h_{cl} + 2 \times d_e$	200	116	60			
M27	27	30	100	240	540	30	$h_{cl} + 2 \times d_e$	270	120	75			
M30	30	35	120	270	600	33	$h_{cl} + 2 \times d_e$	300	140	80			

PLAGE DE TEMPÉRATURE DE SERVICE

Plage de température	Température du matériau support	Température max à long terme dans le matériau support	Température max à court terme dans le matériau support
Plage de température I	-40 °C à +40 °C	+24 °C	+40 °C
Plage de température II	-40 °C à +80 °C	+50 °C	+80 °C
Plage de température III	-40 °C à +120 °C	+72 °C	+120 °C

Os demais detalhes de posicionamento se encontram nos anexos.



Selante para os parafusos das vigas

Annexe 1 : Resina HIT-HY 200-A

HILTI

RÉSINE HIT-HY 200-A

Résine d'injection Hilti
HIT-HY 200-A avec
tige HAS-U



PRMS_BRNL_EXE_21004_NDC_007
Ni copie, ni diffusion sans autorisation de la Direction Technique de Colas Idfn

Indice :A
Page : 14/21



Selante para os parafusos das vigas

HIT-HY 200-A / HAS-U

RÉSINE D'INJECTION HIT-HY 200-A AVEC TIGE HAS-U POUR ANCRAGE DANS LE BÉTON NON FISSURÉ ET FISSURÉ

Versions de tige

- HAS-U version acier au carbone
- GAC HAS-U version acier galvanisé à chaud
- HAS-U A4 version acier inoxydable
- HAS-U-HCR version haute résistante à la corrosion (HCR)

Homologations

ETE ETE-11/0493

Résistance au feu IBMB 30/01/676/12

Les homologations et protocoles-verbaux d'essais ne peuvent s'appliquer qu'aux produits sélectionnés uniquement ; reportez-vous aux documents pour plus de détails.



Caractéristiques		M8	M10	M12	M16	M20	M24	M27	M30
$f_{t,d}$ (N/mm ²)	Résistance nominale à la traction du filetage	GAC HAS-U 5.8	500	500	500	500	500	500	500
		GAC HAS-U 8.8	600	800	800	800	800	800	800
		HAS-U A4	700	700	700	700	700	700	500
		HAS-U-HCR	800	800	800	800	800	700	700
$f_{t,d}$ (N/mm ²)	Limite d'élasticité du filetage	GAC HAS-U 5.8	400	400	400	400	400	400	400
		GAC HAS-U 8.8	640	640	640	640	640	640	640
		HAS-U A4	450	450	450	450	450	210	210
		HAS-U-HCR	640	640	640	640	640	400	400
A_s (mm ²)	Section résistante		36,6	58	84,3	157	245	353	459
W (mm ³)	Moment de résistance		31,2	62,3	109	277	541	935	1387
$M_{f,ad}$ (N.m)	Moment de flexion admissible (ELU)	GAC HAS-U 5.8	15	30	52	133	260	449	666
		GAC HAS-U 8.8	24	48	84	213	415	718	1065
		HAS-U A4	17	34	59	150	292	505	350
		HAS-U-HCR	24	48	84	213	415	449	666

CODES ARTICLES TIGES ET DIMENSIONS

Tige fileté	HAS-U 5.8	HAS-U 5.8 HCR	HAS-U 8.8	HAS-U 8.8 HCR	HAS-U A4
M8x80	2223852	2223856	-	-	2223864
M8x110	2223853	2223857	2223901	-	2223865
M8x150	2223854	2223858	2223855	2223947	2223866
M10x95	2223706	2223859	-	-	2223838
M10x115	2223706	2223860	22237082	-	2223837
M10x130	2223707	2223861	22237083	-	2223839
M10x190	2223820	2223863	2223833	2223947	2223840
M12x110	2223821	2223937	-	-	2223842
M12x160	2223824	2223939	22237086	-	2223844
M12x200	2223826	2223941	22237087	-	2223846
M12x260	2223867	2223896	-	-	2223847
M12x300	2223868	2223896	2223883	2223910	2223920
M16x150	2223828	2223943	22237088	-	2223848
M16x260	2223869	2223897	22237090	-	2223921
M16x300	2223870	2223898	2223884	2223911	2223922
M16x350	2223871	2223899	-	-	2223923
M20x180	2223873	2223901	2223886	2223913	2223925
M20x260	2223876	2223903	2223887	2223914	2223927
M20x350	2223878	2223905	22237080	-	2223929
M20x480	2223880	2223907	-	-	2223931
M24x300	2223881	2223908	2223889	2223916	2223932
M24x450	2223882	2223909	22237081	-	2223933

La tige HAS-U-HCR et les autres tiges d'un diamètre supérieur à 24 mm sont disponibles uniquement sur commande.

CODES ARTICLES RÉSINE

Cartouche	330 ml	500 ml
Cartouche unitaire	2022696	2022697
Kit 10 cartouches	3575917	3575918
Kit 20 cartouches	2046742	3575927
Kit 20 cartouches + HIT-CR 500	3575928	3575929
Kit 20 cartouches + HDM	-	3575930
Kit 40 cartouches	-	3575919
Kit 40 cartouches + HDE	-	3593987
Kit 40 cartouches + HDM + Set	-	3549589
Kit 100 cartouches	-	3510920
Kit 100 cartouches + HDE + Set	-	3593988
Kit 320 cartouches	-	3510922

MATIÈRE

Type	Matière	Protection
HAS-U 5.8	Acier au carbone	électro-zinc
GAC HAS-U 5.8	Acier au carbone	galvanisé à chaud
HAS-U 8.8	Acier au carbone	électro-zinc
GAC HAS-U 8.8	Acier au carbone	galvanisé à chaud
HAS-U A4	Acier inoxydable A4*	
HAS-U-HCR	Acier HCR	
Rondelle	Classe de résistance adaptée à la résistance de la tige	Setite
Erou	Classe de résistance adaptée à la résistance de la tige	Setite

* Pour ≤ M24, classe de résistance 70 et ≥ M24, classe de résistance 50

2/8



Selante para os parafusos das vigas

HIT-HY 200-A / HAS-U

DONNÉES DE POSE HIT-HY 200-A ET HAS-U

Diamètre de l'élément	Diamètre nominal mèche	Profondeur d'ancrage			Diamètre trou de passage	Epaisseur mini du support	Couple de serrage	Entraxe mini	Distance au bord mini	
		Mini	Standard	Maxi						
d_{nom} (mm)	d_s (mm)	$h_{e,mini}$ (mm)	$h_{e,sta}$ (mm)	$h_{e,max}$ (mm)	d_f (mm)	h_{min} (mm)	T_{ser} (N.m)	s_{min} (mm)	e_{min} (mm)	
M8	8	10	60	80	160	9	$h_{ef} + 30 \geq 100$	10	40	40
M10	10	12	60	90	200	12	$h_{ef} + 30 \geq 100$	20	50	45
M12	12	14	70	110	240	14	$h_{ef} + 30 \geq 100$	40	60	45
M16	16	18	80	125	320	18	$h_{ef} + 2 \times d_e$	80	75	50
M20	20	22	90	170	400	22	$h_{ef} + 2 \times d_e$	150	90	55
M24	24	26	96	210	480	26	$h_{ef} + 2 \times d_e$	200	115	60
M27	27	30	108	240	540	30	$h_{ef} + 2 \times d_e$	270	120	75
M30	30	35	120	270	600	33	$h_{ef} + 2 \times d_e$	300	140	80

PLAGE DE TEMPÉRATURE DE SERVICE

Plage de température	température du matériau support	température max à long terme dans le matériau support	température max à court terme dans le matériau support
Plage de température I	-40 °C à +40 °C	+24 °C	+40 °C
Plage de température II	-40 °C à +80 °C	+50 °C	+80 °C
Plage de température III	-40 °C à +120 °C	+72 °C	+120 °C

TECHNIQUE DE POSE

HAS-U	Diamètre de la mèche		Installation	
	Perforateur		Brosse HIT-RB	Bouchon HIT-SZ
	Rotation percussion	Mèche creuse		
M8	10	-	10	-
M10	12	12 ¹⁾	12	12
M12	14	14 ¹⁾	14	14
M16	18	18	18	18
M20	22	22	22	22
M24	28	28	28	28
M27	30	-	30	30
M30	35	35	35	35

¹⁾ A utiliser avec l'espérateur I Hit d'un volume d'aspiration ≥ 61 l/s (VC 20/40 -Y en mode filaire uniquement).

TEMPS DE DURCISSEMENT

Température du matériau support T^0 (en °C)	Durée pratique d'installation t_{prk}	Temps de durcissement maximal t_{cure}
-10 °C à -5 °C	1,5 h	7 h
> -5 °C à 0 °C	50 min	4 h
> 0 °C à 5 °C	25 min	2 h
> 5 °C à 10 °C	15 min	1 h
> 10 °C à 20 °C	7 min	30 min
> 20 °C à 30 °C	4 min	30 min
> 30 °C à 40 °C	3 min	30 min

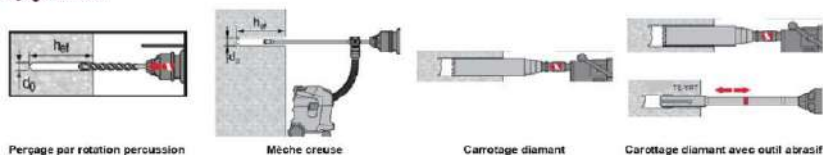
Fichier produit HIT-HY 200-A / HAS-U (Fichier 2022) (RDU)_f

3/8

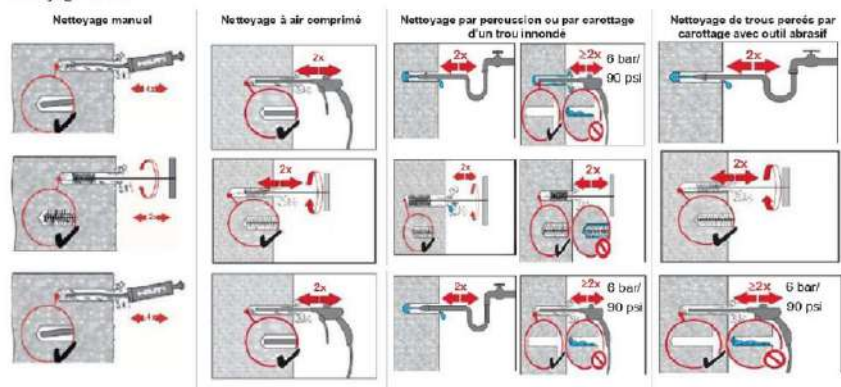
HIT-HY 200-A / HAS-U

INSTRUCTIONS DE POSE

Perçage du trou



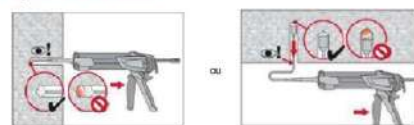
Nettoyage du trou



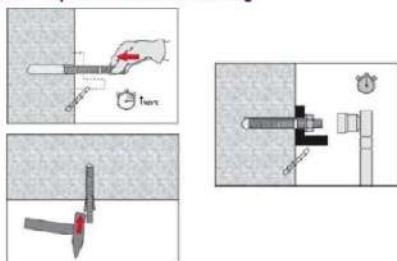
Préparation de l'injection



Injection de la résine



Mise en place de l'élément d'ancrage





Selante para os parafusos das vigas

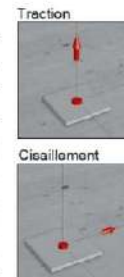
HIT-HY 200-A / HAS-U

VALEURS PRÉCALCULÉES | CHARGES STATIQUES

Pleine masse • Béton non fissuré • h_{ef} minimum • Version zinguée (5.8/8.8) et inox M8, M10, M12, M16, M20, M24, M27 et M30 (en kN)

Une cheville isolée, pleine masse, béton C20/25 non ferrailé, non fissuré (sans influence de bord et d'entraxe)

	$h_{ef,min}$ (mm)	h_{min} (mm)	Traction (kN)			Cisaillement (kN)		
			Résistance de calcul ultime N_{rd}			Résistance de calcul ultime V_{rd}		
			(GAC) U 5.8	(GAC) HAS-U 8.8	HAS-U A4	(GAC) U 5.8	(GAC) HAS-U 8.8	HAS-U A4
M8	60	100	12,20	15,20	13,60	7,30	11,90	8,20
M10	60	100	15,20	15,20	15,20	11,50	18,40	13,00
M12	70	100	19,20	19,20	19,20	16,50	26,50	18,50
M16	80	116	23,40	23,40	23,40	31,00	46,00	35,00
M20	90	134	28,00	28,00	28,00	49,00	56,00	55,00
M24	96	152	30,80	30,80	30,80	61,50	61,50	61,50
M27	108	168	36,80	36,80	36,80	73,00	73,00	48,00
M30	120	100	43,10	43,10	43,10	86,00	86,00	58,50



A la distance au bord mini - Béton non fissuré - h_{ef} minimum • Version zinguée (5.8/8.8) et inox M8, M10, M12, M16, M20, M24, M27 et M30 (en kN)

Une cheville isolée, béton C20/25 non ferrailé, non fissuré, au bord mini c_{min} (sans influence d'entraxe)

	$h_{ef,min}$ (mm)	h_{min} (mm)	c_{min} (mm)	Traction (kN)			Cisaillement (kN)		
				Résistance de calcul ultime N_{rd}			Résistance de calcul ultime V_{rd}		
				(GAC) 5.8	(GAC) HAS-U 8.8	HAS-U A4	(GAC) 5.8	(GAC) HAS-U 8.8	HAS-U A4
M8	60	100	40	9,00	9,00	9,00	3,10	3,10	3,10
M10	60	100	45	9,60	9,60	9,60	3,80	3,80	3,80
M12	70	100	45	10,00	10,00	10,00	4,00	4,00	4,00
M16	80	116	50	12,20	12,20	12,20	5,00	5,00	5,00
M20	90	134	55	14,60	14,60	14,60	6,10	6,10	6,10
M24	96	152	60	16,80	16,80	16,80	7,20	7,20	7,20
M27	108	168	75	20,80	20,80	20,80	10,10	10,10	10,10
M30	120	190	80	24,00	24,00	24,00	11,50	11,50	11,50



A l'entraxe mini - Béton non fissuré - h_{ef} minimum • Version zinguée (5.8/8.8) et inox M8, M10, M12, M16, M20, M24, M27 et M30 (en kN)

Valeur pour une cheville, béton C20/25 non ferrailé, non fissuré, à l'entraxe mini s_{min} (sans influence de bord)

	$h_{ef,min}$ (mm)	h_{min} (mm)	s_{min} (mm)	Traction (kN)			Cisaillement (kN)		
				Résistance de calcul ultime N_{rd}			Résistance de calcul ultime V_{rd}		
				(GAC) 5.8	(GAC) HAS-U 8.8	HAS-U A4	(GAC) 5.8	(GAC) HAS-U 8.8	HAS-U A4
M8	60	100	40	9,25	9,25	9,25	7,30	11,60	8,20
M10	60	100	50	9,70	9,70	9,70	11,50	18,50	13,00
M12	70	100	80	12,25	12,25	12,25	16,75	24,50	18,75
M16	80	116	75	15,30	15,30	15,30	30,50	30,50	30,50
M20	90	134	90	18,50	18,50	18,50	37,00	37,00	37,00
M24	96	152	115	21,5	21,5	21,5	43,00	43,00	43,00
M27	108	168	120	25,00	25,00	25,00	50,00	50,00	48,00
M30	120	190	140	29,80	29,80	29,80	59,50	59,50	58,50



Les valeurs précalculées sont basées sur les tableaux correspondants de l'Évaluation Technique Européenne de la résine HIT-HY 200-A avec l'ige HAS-U (ETE-11/0493 du 14/12/2020). Celui-ci est disponible en téléchargement gratuit sur www.hiti.fr. Ces valeurs s'entendent pour un perçage au perforateur et une mise en œuvre à la plage de température 1.

Pour un dimensionnement adapté à votre application, l'utilisation du logiciel PROFIS Engineering est recommandée.

5/8

Fiche produit HIT-HY 200-A / HAS-U (Paris 2022) 14033_3



Selante para os parafusos das vigas

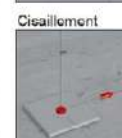
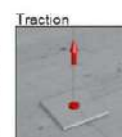
HIT-HY 200-A / HAS-U

VALEURS PRÉCALCULÉES | CHARGES STATIQUES

Plaine masse - Béton non fissuré - h_{ef} standard - Version zinguée (5.8/8.8) et inox M8, M10, M12, M16, M20, M24, M27 et M30 (en kN)

Une cheville isolée, pleine masse, béton C20/25 non ferrillé, non fissuré (sans influence de bord et d'entraxe)

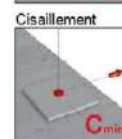
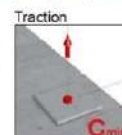
	h_{ef} (mm)	h_{min} (mm)	Traction (kN)			Cisaillement (kN)		
			Résistance de calcul ultime N_{Rd}			Résistance de calcul ultime V_{Rd}		
			(GAC) HAS-U 5.8	(GAC) HAS-U 8.8	HAS-U A4	(GAC) HAS-U 5.8	(GAC) HAS-U 8.8	HAS-U A4
M8	80	110	12,00	19,30	13,00	7,20	11,60	8,10
M10	90	120	19,30	28,00	21,50	11,50	18,40	8,20
M12	110	140	28,00	37,50	31,55	16,80	26,80	18,80
M16	125	161	45,50	45,50	45,50	31,20	50,00	35,00
M20	170	214	72,00	72,00	72,00	48,30	78,00	55,00
M24	210	266	99,00	99,00	99,00	70,40	112,80	79,20
M27	240	300	121,00	121,00	80,00	91,50	146,50	48,00
M30	270	340	145,00	145,00	96,00	112,00	179,20	58,82



A la distance au bord mini - Béton non fissuré - h_{ef} standard - Version zinguée (5.8/8.8) et Inox M8, M10, M12, M16, M20, M24, M27 et M30 (en kN)

Une cheville isolée, béton C20/25 non ferrillé, non fissuré, au bord mini c_{min} (sans influence d'entraxe)

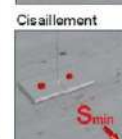
	h_{ef} (mm)	h_{min} (mm)	c_{min} (mm)	Traction (kN)			Cisaillement (kN)		
				Résistance de calcul ultime N_{Rd}			Résistance de calcul ultime V_{Rd}		
				(GAC) HAS-U 5.8	(GAC) HAS-U 8.8	HAS-U A4	(GAC) HAS-U 5.8	(GAC) HAS-U 8.8	HAS-U A4
M8	80	110	40	11,10	11,10	11,10	3,30	3,30	3,30
M10	90	120	45	13,10	13,10	13,10	4,15	4,15	4,15
M12	110	140	45	16,60	16,60	16,60	4,50	4,50	4,50
M16	125	161	50	20,00	20,00	20,00	5,70	5,70	5,70
M20	170	214	55	30,60	30,60	30,60	7,50	7,50	7,50
M24	210	266	60	41,20	41,20	41,20	9,40	9,40	9,40
M27	240	300	75	51,00	51,00	51,00	13,00	13,00	13,00
M30	270	340	80	60,70	60,70	60,70	15,10	15,10	15,10



A l'entraxe mini - Béton non fissuré - h_{ef} standard - Version zinguée (5.8/8.8) et inox M8, M10, M12, M16, M20, M24, M27 et M30 (en kN)

Valeur pour une cheville, béton C20/25 non ferrillé, non fissuré, à l'entraxe mini s_{min} (sans influence de bord)

	h_{ef} (mm)	h_{min} (mm)	s_{min} (mm)	Traction (kN)			Cisaillement (kN)		
				Résistance de calcul ultime N_{Rd}			Résistance de calcul ultime V_{Rd}		
				(GAC) HAS-U 5.8	(GAC) HAS-U 8.8	HAS-U A4	(GAC) HAS-U 5.8	(GAC) HAS-U 8.8	HAS-U A4
M8	80	110	40	13,60	13,60	13,60	7,30	11,60	8,20
M10	90	120	50	16,50	16,50	16,50	11,50	18,40	13,00
M12	110	140	60	22,30	22,30	22,30	16,75	26,90	18,80
M16	125	161	75	27,50	27,50	27,50	31,20	50,00	35,00
M20	170	214	90	42,50	42,50	42,50	48,00	78,00	55,00
M24	210	266	115	59,00	59,00	59,00	70,40	112,80	79,20
M27	240	300	120	71,00	71,00	71,00	91,00	142,00	48,00
M30	270	340	140	85,00	85,00	85,00	112,00	170,00	58,55



Fiche produit HIT-HY 200-A / HAS-U (mars 2020) (880)_fr

Les valeurs précalculées sont basées sur les tableaux correspondants de l'Évaluation Technique Européenne de la résine HIT-HY 200-A avec tige HAS-U (ETE-11/0493 du 14/12/2020). Celui-ci est disponible en téléchargement gratuit sur www.hilti.fr. Ces valeurs s'entendent pour un perçage au perforateur et une mise en œuvre à la plage de température 1. Pour un dimensionnement adapté à votre application, l'utilisation du logiciel PROFIS Engineering est recommandée.

6/8

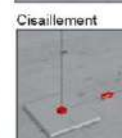
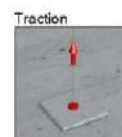
HIT-HY 200-A / HAS-U

VALEURS PRÉCALCULÉES | CHARGES STATIQUES

Pleine masse - Béton fissuré - h_{ef} minimum - Version zinguée (5.8/8.8) et inox M8, M10, M12, M16, M20, M24, M27 et M30 (en kN)

Une cheville isolée, pleine masse, béton C20/25 non ferrillé, fissuré (sans influence de bord et d'entraxe)

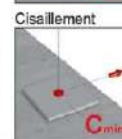
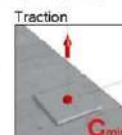
$h_{ef,min}$ (mm)	h_{min} (mm)	Traction (kN)			Cisaillement (kN)			
		Résistance de calcul ultime N_{Rd}			Résistance de calcul ultime V_{Rd}			
		(GAC) HAS-U 5.8	(GAC) HAS-U 8.8	HAS-U A4	(GAC) HAS-U 5.8	(GAC) HAS-U 8.8	HAS-U A4	
M8	60	100	7,50	7,50	7,50	7,30	11,60	8,20
M10	60	100	9,40	9,40	9,40	11,50	16,40	12,90
M12	70	100	12,90	12,90	12,90	16,80	26,80	18,20
M16	80	116	16,30	16,30	16,30	31,00	32,70	32,70
M20	90	134	19,50	19,50	19,50	39,00	39,00	39,00
M24	96	152	21,50	21,50	21,50	43,00	43,00	43,00
M27	108	168	25,60	25,60	25,60	51,50	51,50	48,00
M30	120	190	30,10	30,10	30,10	60,00	60,00	58,50



A la distance au bord mini - Béton fissuré - h_{ef} minimum - Version zinguée (5.8/8.8) et inox M8, M10, M12, M16, M20, M24, M27 et M30 (en kN)

Une cheville isolée, béton C20/25 non ferrillé, fissuré, au bord mini c_{min} (sans influence d'entraxe)

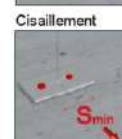
$h_{ef,min}$ (mm)	h_{min} (mm)	c_{min} (mm)	Traction (kN)			Cisaillement (kN)			
			Résistance de calcul ultime N_{Rd}			Résistance de calcul ultime V_{Rd}			
			(GAC) HAS-U 5.8	(GAC) HAS-U 8.8	HAS-U A4	(GAC) HAS-U 5.8	(GAC) HAS-U 8.8	HAS-U A4	
M8	60	100	40	4,40	4,40	4,40	2,20	2,20	2,20
M10	60	100	45	5,80	5,80	5,80	2,70	2,70	2,70
M12	70	100	45	7,00	7,00	7,00	2,85	2,85	2,85
M16	80	116	50	8,50	8,50	8,50	3,60	3,60	3,60
M20	90	134	55	10,20	10,20	10,20	4,30	4,30	4,30
M24	96	152	60	11,80	11,80	11,80	5,10	5,10	5,10
M27	108	168	75	14,50	14,50	14,50	7,10	7,10	7,10
M30	120	190	80	16,80	16,80	16,80	8,10	8,10	8,10



A l'entraxe mini - Béton fissuré - h_{ef} minimum - Version zinguée (5.8/8.8) et inox M8, M10, M12, M16, M20, M24, M27 et M30 (en kN)

Valeur pour une cheville, béton C20/25 non ferrillé, fissuré, à l'entraxe mini s_{min} (sans influence de bord)

$h_{ef,min}$ (mm)	h_{min} (mm)	s_{min} (mm)	Traction (kN)			Cisaillement (kN)			
			Résistance de calcul ultime N_{Rd}			Résistance de calcul ultime V_{Rd}			
			(GAC) HAS-U 5.8	(GAC) HAS-U 8.8	HAS-U A4	(GAC) HAS-U 5.8	(GAC) HAS-U 8.8	HAS-U A4	
M8	60	100	40	5,00	5,00	5,00	7,30	11,60	8,20
M10	60	100	50	6,20	6,20	6,20	11,50	12,40	12,40
M12	70	100	60	8,50	8,50	8,50	16,75	17,25	17,25
M16	80	116	75	10,75	10,75	10,75	21,50	21,50	21,50
M20	90	134	90	13,00	13,00	13,00	26,00	26,00	26,00
M24	96	152	115	15,00	15,00	15,00	30,10	30,10	30,10
M27	108	168	120	17,50	17,50	17,50	35,00	35,00	35,00
M30	120	190	140	20,80	20,80	20,80	41,80	41,80	41,80



Les valeurs précalculées sont basées sur les tableaux correspondants de l'Évaluation Technique Européenne de la résine HIT-HY 200-A avec tige HAS-U (ETE-11/0493 du 14/12/2020). Celui-ci est disponible en téléchargement gratuit sur www.hilti.fr. Ces valeurs s'entendent pour un perçage au perforateur et une mise en œuvre à la plage de température 1.

Pour un dimensionnement adapté à votre application, l'utilisation du logiciel PRCHS Engineering est recommandée.

PRMS_BRNL_EXE_21004_NDC_007



Selante para os parafusos das vigas

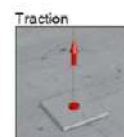
HIT-HY 200-A / HAS-U

VALEURS PRÉCALCULÉES | CHARGES STATIQUES

Plaine masse - Béton fissuré - h_{ef} standard - Version zinguée (5.8/8.8) et inox M8, M10, M12, M16, M20, M24, M27 et M30 (en kN)

Une cheville isolée, pleine masse, béton C20/25 non ferrillé, fissuré (sans influence de bord et d'entraxe)

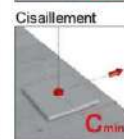
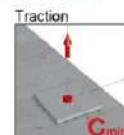
	h_{ef} (mm)	h_{min} (mm)	Traction (kN)			Cisaillement (kN)		
			Résistance de calcul ultime N_{rd}			Résistance de calcul ultime V_{rd}		
			(GAC) HAS-U 5.8	(GAC) HAS-U 8.8	HAS-U A4	(GAC) HAS-U 5.8	(GAC) HAS-U 8.8	HAS-U A4
M8	80	110	10,00	10,00	10,00	7,30	11,50	8,20
M10	90	120	14,00	14,00	14,00	11,50	18,50	13,00
M12	110	140	23,49	23,49	23,49	16,70	26,50	18,70
M16	125	161	32,00	32,00	32,00	31,00	50,00	35,00
M20	170	214	50,50	50,50	50,50	48,30	78,00	55,00
M24	210	266	69,50	69,50	69,50	70,40	112,80	79,20
M27	240	300	85,00	85,00	80,00	91,50	146,50	48,00
M30	270	340	101,00	101,00	08,00	112,00	170,20	68,82



A la distance au bord mini - Béton fissuré - h_{ef} standard - Version zinguée (5.8/8.8) et inox M8, M10, M12, M16, M20, M24, M27 et M30 (en kN)

Une cheville isolée, béton C20/25 non ferrillé, fissuré, au bord mini c_{min} (sans influence d'entraxe)

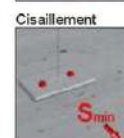
	h_{ef} (mm)	h_{min} (mm)	c_{min} (mm)	Traction (kN)			Cisaillement (kN)		
				Résistance de calcul ultime N_{rd}			Résistance de calcul ultime V_{rd}		
				(GAC) HAS-U 5.8	(GAC) HAS-U 8.8	HAS-U A4	(GAC) HAS-U 5.8	(GAC) HAS-U 8.8	HAS-U A4
M8	80	110	40	4,70	4,70	4,70	2,30	2,30	2,30
M10	90	120	45	6,60	6,60	6,60	2,90	2,90	2,90
M12	110	140	45	10,40	10,40	10,40	3,20	3,20	3,20
M16	125	161	50	14,20	14,20	14,20	4,00	4,00	4,00
M20	170	214	55	21,40	21,40	21,40	5,30	5,30	5,30
M24	210	266	60	29,00	29,00	29,00	6,60	6,60	6,60
M27	240	300	75	36,00	36,00	36,00	9,20	9,20	9,20
M30	270	340	80	42,50	42,50	42,50	10,70	10,70	10,70



A l'entraxe mini - Béton fissuré - h_{ef} standard - Version zinguée (5.8/8.8) et inox M8, M10, M12, M16, M20, M24, M27 et M30 (en kN)

Valor pour une cheville, béton C20/25 non ferrillé, fissuré, à l'entraxe mini s_{min} (sans influence de bord)

	h_{ef} (mm)	h_{min} (mm)	s_{min} (mm)	Traction (kN)			Cisaillement (kN)		
				Résistance de calcul ultime N_{rd}			Résistance de calcul ultime V_{rd}		
				(GAC) HAS-U 5.8	(GAC) HAS-U 8.8	HAS-U A4	(GAC) HAS-U 5.8	(GAC) HAS-U 8.8	HAS-U A4
M8	80	110	40	6,55	6,55	6,55	7,30	11,60	8,20
M10	90	120	50	9,10	9,10	9,10	11,50	18,40	13,00
M12	110	140	60	14,40	14,40	14,40	16,75	26,90	18,80
M16	125	161	75	19,25	19,25	19,25	31,20	38,30	35,00
M20	170	214	90	29,75	29,75	29,75	49,00	59,50	55,00
M24	210	266	115	41,00	41,00	41,00	70,40	82,00	79,20
M27	240	300	120	49,50	49,50	49,50	91,00	99,00	48,00
M30	270	340	140	59,50	59,50	59,50	112,00	119,00	58,50



Les valeurs précalculées sont basées sur les tableaux correspondants de l'Évaluation Technique Européenne de la résine HIT-HY 200-A avec tige HAS-U (E-TE-11.0493 du 14/12/2020). Celui-ci est disponible en téléchargement gratuit sur www.hilti.fr. Ces valeurs s'entendent pour un perçage au perforateur et une mise en œuvre à la plage de température T.

Pour un dimensionnement adapté à votre application, l'utilisation du logiciel PKCFIS Engineering est recommandée.



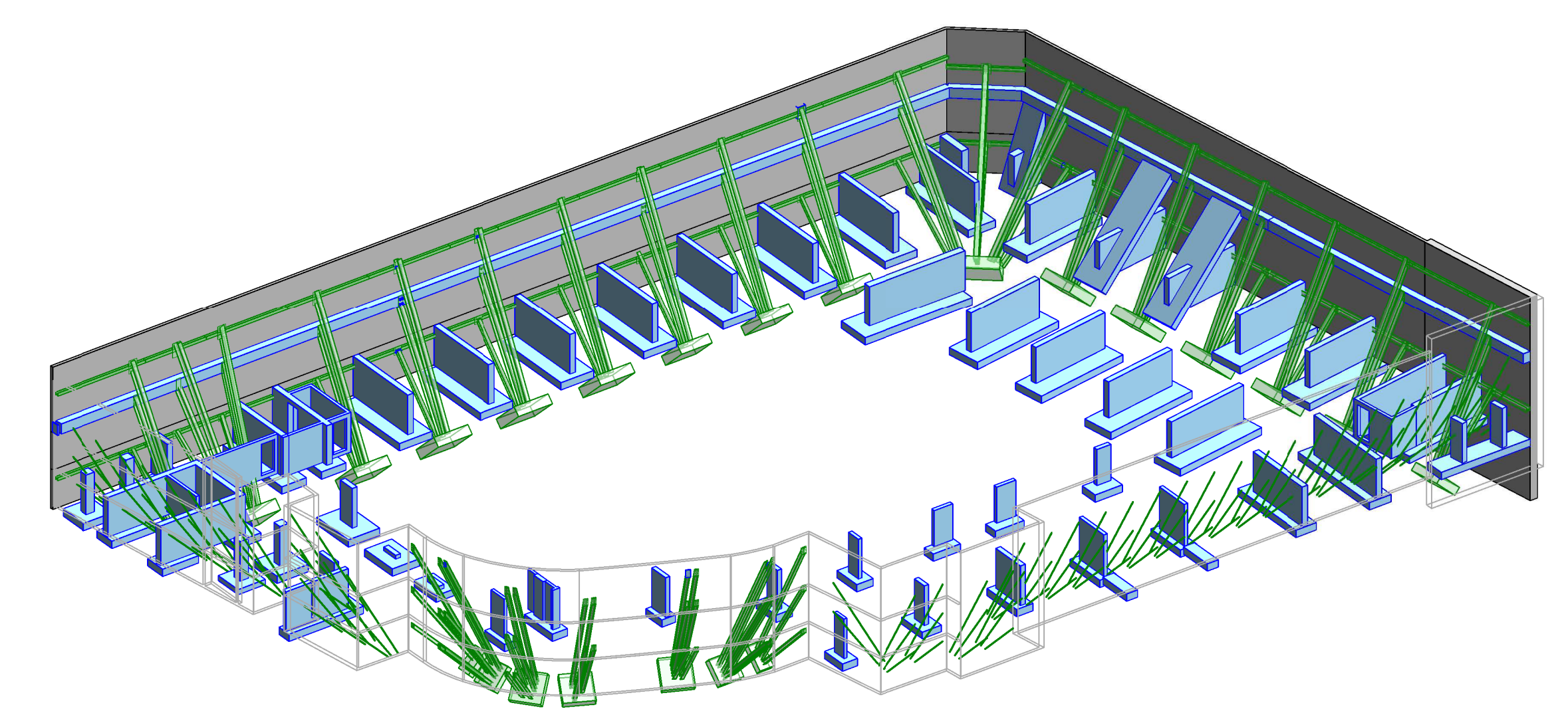
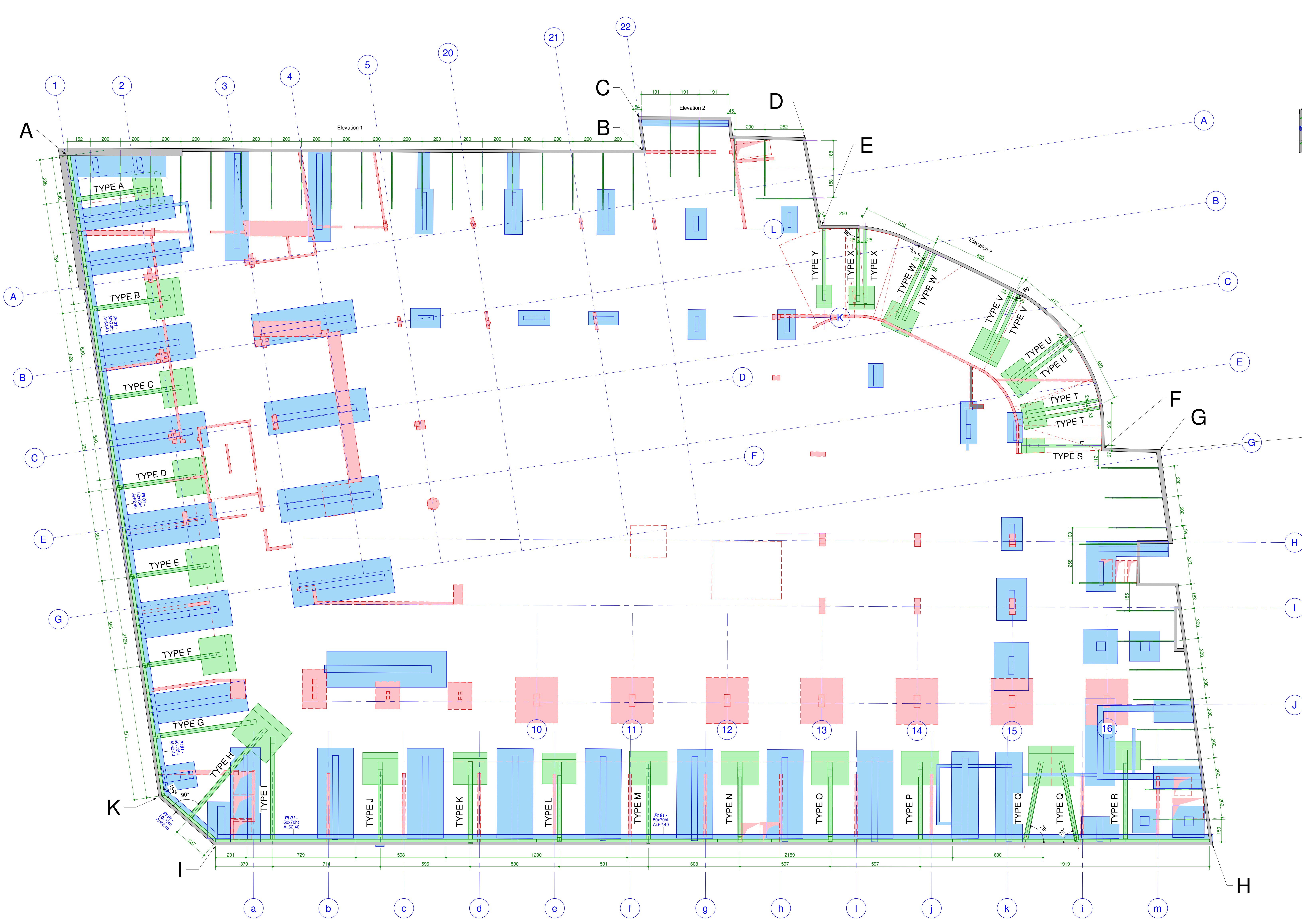
HILTI France
126 rue Gallieni
92100 Boulogne-Billancourt

T 0825 010 505 | F 0825 025 555
<https://www.ask.hilti.fr>
www.hilti.fr

9/8

APÊNDICE 10 – Plan de Butonnage

**Planta baixa do subsolo SS3 com localização das escoras a serem
posicionadas, fundações existentes e fundações futuras**



Légende :



- Existant
- Projet
- Démoli
- Provisoire

MAITRISE D'OUVRAGE



une belle vie immobilière

PUTEAUX
60, Avenue du Générale De Gaulle

<p>EMETTEUR</p>  <p>TERRITOIRE IDPM DIRECTION TECHNIQUE Service Calcul et Expertises 6, rue Gallieni 78280 GUYANCOURT</p>	<p>MANDATAIRE</p> 
--	---

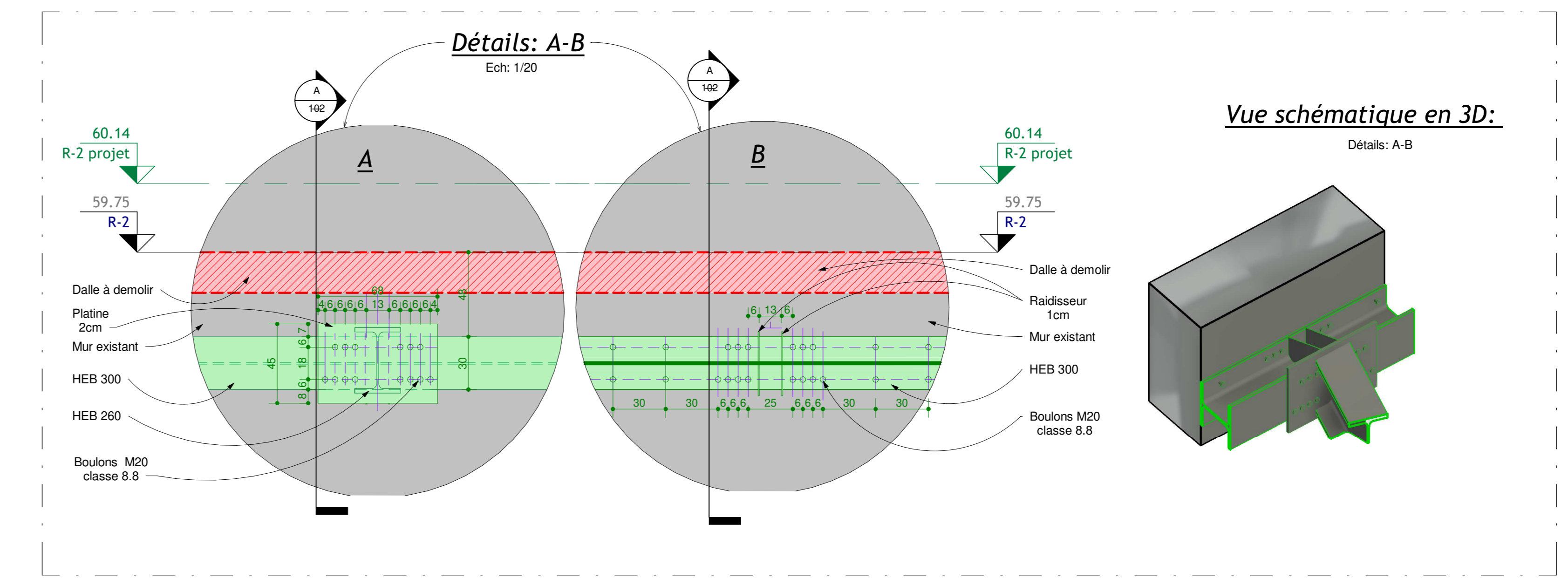
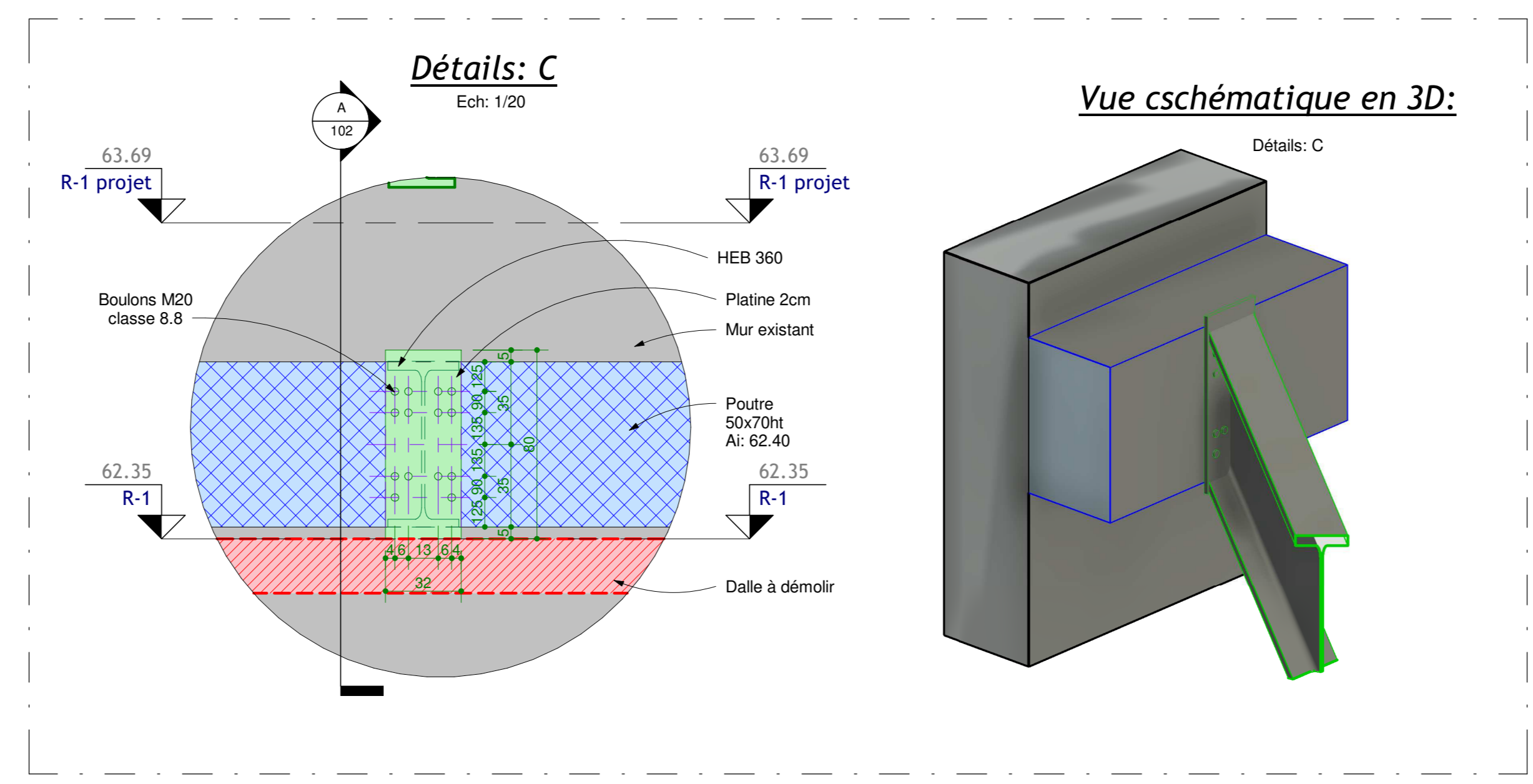
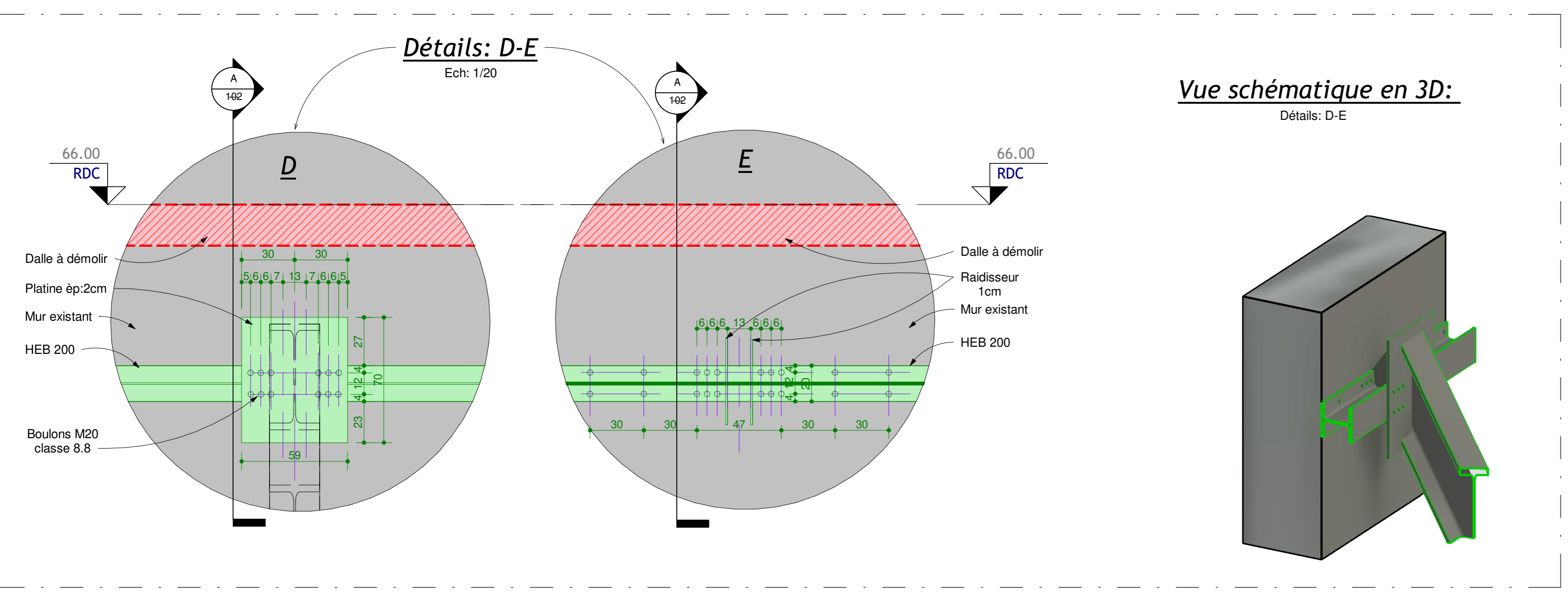
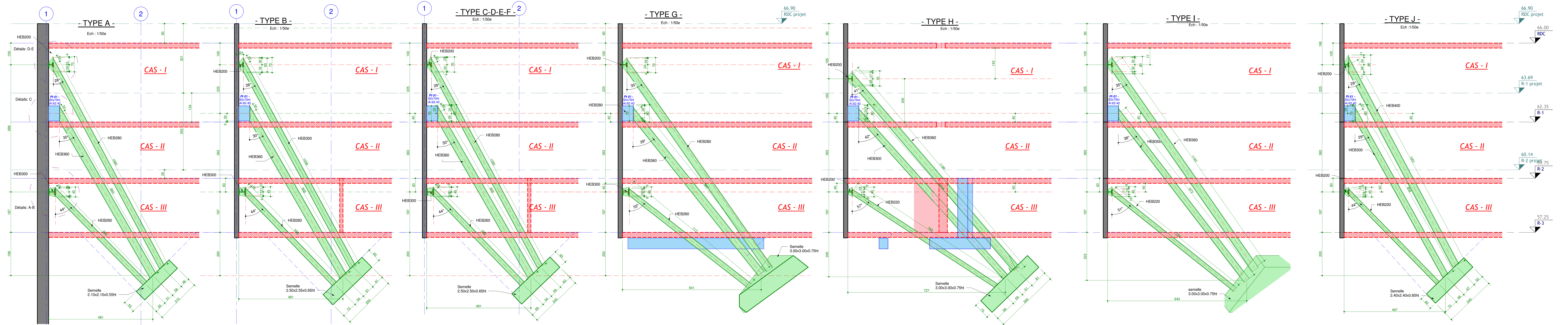
Plan de Butonnage

H						
G						
F						
E						
D	18/05/2022	Mise à jour de plan et implantation des étagement et butonnage				
C	18/05/2022	Plan entièrement révisé				
B	18/04/2022	Plan entièrement révisé				
A	22/03/2022	Première émission				
IND.	DATE					MODIFICATIONS

EMETTEUR	SPEC.	PROJET	TYPE	N° DOC.	IND.
N° C O L	E X E	P U T	P L A	1 0 1	D

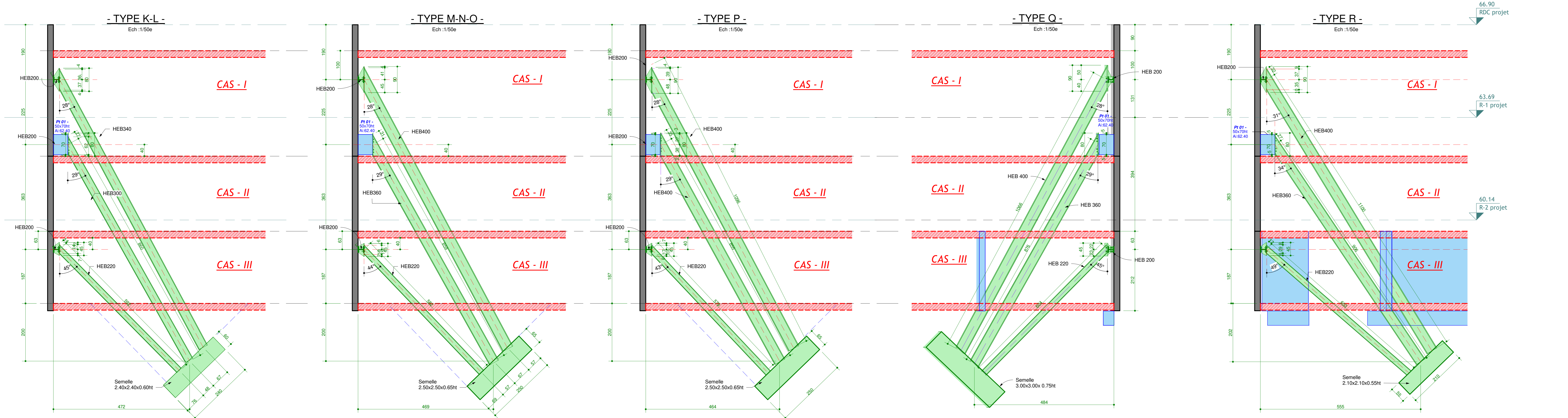
APÊNDICE 11 – Coupes et détails (Cortes e detalhes) 1

Apresentação dos cortes em planta baixa. Neles são apresentados os detalhes das escoras, conexões e fundações



Légende :

- Existant
- Projet
- Démoli
- Provisoire



CAS 1

TYPE	PLATINE L x H
A-B-C-D-E-F-G-H	59x70H
I-K-L	59x80H
J-M-N-O-P-Q-R	59x90H

CAS 2

TYPE	PLATINE L x H
TOUT TYPE	32x80H

CAS 3

TYPE	PLATINE L x H
TOUT TYPE	68x45H

MAITRISE D'OUVRAGE

nexily une belle vie immobilière

PUTEAUX
60, Avenue du Générale De Gaulle

EMETTEUR TERRITOIRE IDIV
DIRECTION TECHNIQUE
Service Calculs et Expertises
6, rue Galilée
78300 GUYANCOURT

MANDATAIRE **PREMYS**

Coupes et Détails

H	G	F	E	D	C	B	A	IND.	DATE	MODIFICATIONS
				23/05/2022	Mise à jour des platines CAS 1 - J-M-N-O-P-Q-R					
				18/05/2022	Plan endossement révisé					
				15/04/2022	Plan endossement révisé					
				23/03/2022	Première émission					

EMETTEUR	SPEC.	PROJET	TYPE	N° DOC.	IND.
N° COL	EXE	PUT	PLA	102	D

APÊNDICE 12 – Coupes et détails (Cortes e detalhes) 2

Apresentação dos cortes em planta baixa. Neles são apresentados os detalhes das escoras, conexões e fundações

