

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ

PEDRO MACEDO DE SÁ

**COMPORTAMENTO TRAÇÃO-COMPRESSÃO DE ESTACAS DE CONCRETO
CONVENCIONAL E CONCRETO UHPFRC ATRAVÉS DO SOFTWARE ABAQUS**

**GUARAPUAVA
2022**

PEDRO MACEDO DE SÁ

**COMPORTAMENTO TRAÇÃO-COMPRESSÃO DE ESTACAS DE CONCRETO
CONVENCIONAL E CONCRETO UHPFRC ATRAVÉS DO SOFTWARE ABAQUS**

**TRACTION-COMPRESSION BEHAVIOR OF CONVENTIONAL CONCRETE AND
UHPFRC CONCRETE PILES USING ABAQUS SOFTWARE**

Trabalho de conclusão de curso de graduação apresentada como requisito para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR).

Orientador(a): Gustavo De Miranda Saleme Gidrão

**GUARAPUAVA
2022**



[4.0 Internacional](https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/)

Esta licença permite compartilhamento, remixe, adaptação e criação a partir do trabalho, mesmo para fins comerciais, desde que sejam atribuídos créditos ao(s) autor(es). Conteúdos elaborados por terceiros, citados e referenciados nesta obra não são cobertos pela licença.

PEDRO MACEDO DE SÁ

**COMPORTAMENTO TRAÇÃO-COMPRESSÃO DE ESTACAS DE CONCRETO
CONVENCIONAL E CONCRETO UHPFRC ATRAVÉS DO SOFTWARE ABAQUS**

Trabalho de Conclusão de Curso de
Graduação apresentado como requisito para obtenção
do título de Bacharel em Engenharia Civil da
Universidade Tecnológica Federal do Paraná
(UTFPR).

Data de aprovação: 14/dezembro/2022

Gustavo De Miranda Saleme Gidrão

Doutor em Engenharia de Estruturas pela Universidade de São Paulo EESC/USP
Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR)

Rúbia Mara Bosse

Doutorado em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas) pela Universidade de São Paulo
Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR)

Luan José Franchini Ferreira

Mestrado em Engenharia Mecânica pela Universidade Estadual de Campinas
Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR)

GUARAPUAVA

2022

Dedico este trabalho à minha família e amigos.

Agradecimentos

Gostaria de agradecer a meu pai e minha mãe por terem me apoiado de todas as maneiras possíveis e possibilitado minha permanência em Guarapuava em busca da graduação em 2022, também a minha namorada e meu professor orientador.

Aos amigos que conheci durante o período da graduação e que tive o prazer de compartilhar momentos inesquecíveis e únicos.

Obrigado a todos pela paciência e auxílio.

RESUMO

O presente trabalho apresenta um estudo sobre os comportamentos dos concretos C30 e UHPFRC modelados e simulados através do software ABAQU. O objetivo é modelar dentro das principais características mecânicas dos dois materiais para que os modelos aplicados no software ABAQUS consigam mostrar os elementos de forma a trabalharem o mais próximo da realidade. Os ensaios contam com a adição de *Concrete Damage Plasticity* para caracterização da não linearidade do concreto e foram utilizadas diferentes malhas para os sólidos solo e estaca sendo as malhas utilizadas *Hex* e *Tet* respectivamente. As primeiras simulações acontecem em torno do concreto convencional (C30), são analisadas as respostas a um deslocamento aplicado a um metro do topo da estaca podendo representar amplitudes de tração e compressão. Os resultados de compressão compreendem um desempenho elástico característico com limite próximo ao esperado pelo tipo de material e seguem estipulações de comportamento já comprovadas por Carreira e Chu (1985) com o comportamento linear (elástico) seguido pelo comportamento plástico com perdas de resistência e limites de ruptura. O concreto de ultra alto desempenho com fibras apresenta resistências a compressão mais de três vezes maiores que as encontradas pelo C30 nas mesmas condições, além disso, as tensões de resposta do concreto de ultra alto desempenho apresentam melhor distribuição em área e valor menor assim como sua deformação, que se faz até 25% menor que o C30 até seu rompimento. As tensões à tração aparecerem de forma parecida para os dois concretos, porém com diferença de valores internos e dos distribuídos ao solo. O comportamento à compressão se apresenta diferente para as duas estacas em resposta a tensão, já que a estaca de C30 tem uma concentração de tensões na parte inferior e apresenta bulbos de tensão logo abaixo da mesma enquanto o concreto UHPFRC apresenta tensões mais brandas e melhor distribuídas ao longo de seu comprimento.

Palavras-chave: compressão; tração; ABAQUS; não-linear.

ABSTRACT

The present work shows the study on the behavior of the concrete C30 and UHPFRC modeled and simulated with the software ABAQUS. The objective is to model within the main mechanical characteristics of both materials, so that the applied models in the ABAQUS software are able to show the elements working as close as possible to reality. The tests count with the addition of Concrete Damage Plasticity for the characterization of the non-linearity of the concrete, and it was used different meshes for soil solids and the stake, being the used meshes Hex and Tet, respectively. The first simulations happen around conventional concrete (C30), it is then analyzed the responses to an displacement applied one meter away of the top of the stake, representing the amplitudes of traction and compression. The results of compression comprehend a characteristic elastic performance with the limit close to expected given the type of material and following behavioral stipulations already proven by Carreira and Chu (1985) with the linear behavior (elastic) followed by the plastic behavior showing loss of resistance to compression over three times higher than the ones found on C30 in the same conditions, besides, the response tensions of the UHPFRC show better distribution in area and a lower value, like its deformation, that can be down to 25% lower than the C30 until its rupture. The tensile stresses appear in a similar way to both concrete, but, with a difference of internal values and the ones distributed to the ground. The behavior to compression presents itself differently to the two stakes in response to tension, seen that the C30 stake has a stress concentration in the bottom part and shows tension bulbs right underneath it, meanwhile the UHPFRC concrete shows milder and better distributed tensions along its length.

Keywords: compression; traction; ABAQUS; non-linear.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Padrão de fissuração característico.....	15
Figura 2 - Torre de sondagem completa SPT	17
Figura 3 - Equipamento de sondagem SPT: (a) Cabeça de bater e (b) Martelo padronizado	18
Figura 4 - Equipamento para ensaio de palheta in-situ	20
Figura 5 - Elementos de uma estaca de concreto	22
Figura 6 - Esquema de concentração de tensões para concretos sem fibra.....	24
Figura 7 - Esquema de concentração de tensões para concretos com fibra.....	24
Figura 8 - Fluxograma de execução de simulação software ABAQUS.....	37
Figura 9 - Representação de Estaca modelada no ABAQUS	39
Figura 10 - Representação de Solo modelado no ABAQUS.....	40
Figura 11 - Representação método Hard Contact	42
Figura 12 - Malhas de Elementos finitos (a) estaca, (b) solo.....	44
Figura 13 - Representação de engastes do sólido solo.....	45
Figura 14 - Representação de deslocamento aplicado à estaca.....	45
Figura 15 - Representação de deslocamento aplicado à estaca no instante $t = 0,1912$ segundos, passo de carga = $0,29$	49
Figura 16 - Representação de deslocamento aplicado à estaca no instante $t = 0,1912$ segundos, passo de carga = $0,57$	50
Figura 17 - Representação de deslocamento aplicado à estaca no instante $t = 0,1912$ segundos, passo de carga = $1,00$	50
Figura 18 - Representação de distribuição de tensões à estaca no instante $t = 0,1912$ segundos, passo de carga = $0,29$	51
Figura 19 - Representação de distribuição de tensões à estaca no instante $t = 0,1912$ segundos, passo de carga = $0,57$	52
Figura 20 - Representação de distribuição de tensões à estaca no instante $t = 0,1912$ segundos, passo de carga = $1,00$	52
Figura 21 - Gráfico de análise PE de estaca de concreto C30 submetido a tração	54
Figura 22 - Comportamento de deslocamento solo-estaca à compressão para concreto C30 no instante $t = 1,65 \times 10^{-2}$ s, passo de carga = $0,29$	55
Figura 23 - Comportamento de deslocamento solo-estaca à compressão para concreto C30 no instante $t = 1,65 \times 10^{-2}$ s, passo de carga = $0,57$	56
Figura 24 - Comportamento de deslocamento solo-estaca à compressão para concreto C30 no instante $t = 1,65 \times 10^{-2}$ s, passo de carga = $1,00$	56
Figura 25 - Representação de distribuição de tensões à estaca no instante $t = 8,7 \times 10^{-4}$ segundos, passo de carga $0,29$	57
Figura 26 - Representação de distribuição de tensões à estaca no instante $t = 8,7 \times 10^{-4}$ segundos, passo de carga = $0,57$	58
Figura 27 - Representação de distribuição de tensões à estaca no instante $t = 8,7 \times 10^{-4}$ segundos, passo de carga = $1,00$	58

Figura 28 - Figura de análise PE de estaca de concreto C30 submetida a compressão	60
Figura 29 - Representação de distribuição de tensões de compressão à estaca no instante $t = 0,2912$ segundos, passo de carga = 0,57	62
Figura 30 - Representação de distribuição de tensões de compressão à estaca no instante $t = 0,2912$ segundos, passo de carga = 0,57	63
Figura 31 - Representação de distribuição de tensões de compressão à estaca no instante $t = 0,2912$ segundos, passo de carga = 1,00	63
Figura 32 - Representação de distribuição de tensões de compressão à estaca no instante $t = 0,2912$ segundos, passo de carga = 1,00 para concreto C30	64
Figura 33 - Representação de distribuição de deslocamento de compressão à estaca no instante $t = 1,00$ segundos	64
Figura 34 - Figura de análise PE de estaca de concreto UHPFRC submetida a compressão	65
Figura 35 - Representação de distribuição de tensões de tração à estaca no instante $t = 1,00$ segundos	66
Figura 36 – Representação de análise PE de estaca de concreto UHPFRC submetida a tração.....	68

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Tipos de estaca por execução	21
Tabela 2 - Propriedades mecânicas usuais do UHPFRC	25
Tabela 3 - Propriedades de durabilidade do UHPFRC	26
Tabela 4 - Propriedades Mecânicas do concreto por Macá et al.....	26
Tabela 5 - Peso Específico de Solos Argilosos	41
Tabela 6 - Número de elementos de cada material	43
Tabela 7 - Resumo de análises realizadas no software ABAQUS.....	48
Tabela 8 - Resultados de análises tração-compressão para concreto C30 e UHPFRC	48

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Gráfico de tensão-deformação para comportamento elástico linear	29
Gráfico 2 - Gráfico representativo do critério de Mohr	31
Gráfico 3 - Diagrama tensão-deformação do concreto comprimido	32
Gráfico 4 - Diagrama tensão-deformação do concreto tracionado.....	33
Gráfico 5 - Resposta do concreto à carga uniaxial de tração (a) e compressão (b).....	34
Gráfico 6 - Gráfico de compressão para concreto C30 com modelo Carreira e Chu (1985).....	46
Gráfico 7 - Gráfico de tração para concreto C30 com modelo Carreira e Chu (1985).....	46
Gráfico 8 - Gráfico força-deslocamento para concreto C30 submetido a tração	53
Gráfico 9 - Gráfico força-deslocamento para concreto C30 a compressão	59
Gráfico 10 - Gráfico força-deslocamento para concreto UHPFRC a compressão	61
Gráfico 11 - Gráfico força-deslocamento para concreto UHPFRC a compressão	62
Gráfico 12 - Gráfico de análise força-deslocamento de estaca de concreto UHPFRC submetida a tração	67

Sumário

1.	INTRODUÇÃO	13
2.	OBJETIVOS	14
2.1	Objetivo geral.....	14
2.2	Objetivos específicos.....	14
3.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	15
3.1	Fundações	15
3.1.1	Estacas.....	21
3.2	CONCRETO DE ULTRA ALTO DESEMPENHO REFORÇADO COM FIBRAS - UHPFRC	25
3.3	MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.....	27
3.3.1	Modelos constitutivos	28
3.3.2	Modelo elástico linear	28
3.3.3	Modelo mohr-coulomb para o solo	29
3.3.4	Concrete damage plasticity	31
4.	METODOLOGIA DE PESQUISA	35
4.1	CONSIDERAÇÕES PARA SIMULAÇÕES NUMÉRICAS	35
4.1.1	Modelagem numérica	37
4.1.2	Passo <i>initial</i> e modelagem da estaca	38
4.1.3	Modelagem de superfície de contato.....	41
4.1.4	Malhas	43
4.1.5	Análise gráfica dos resultados obtidos para o modelo carreira e chu (1985).....	46
4.1.6	Modelo de graybeal	47
5.	RESULTADOS	48
5.1	COMPORTAMENTO DO SISTEMA SOLO-ESTACA PARA CONCRETO C30 SUBMETIDO A TRAÇÃO NO SOFTWARE ABAQUS	49
5.2	COMPORTAMENTO DO SISTEMA SOLO-ESTACA PARA CONCRETO C30 SUBMETIDO A COMPRESSÃO NO SOFTWARE ABAQUS.....	55
5.3	VARIÁVEIS DE RESPOSTA FORÇA X DESLOCAMENTO CONCRETO UHPFRC PARA COMPRESSÃO	61
5.4	VARIÁVEIS DE RESPOSTA FORÇA X DESLOCAMENTO CONCRETO UHPFRC PARA TRAÇÃO	66
6.	CONCLUSÃO	68
	REFERÊNCIAS.....	70

1. Introdução

O crescente aumento de exigências no ramo da construção civil demonstra uma necessidade cada vez maior de se buscar elementos de fundação que suportem maiores carregamentos e que atendam requisitos de custo x benefício, qualidade e eficiência. Sendo assim, buscando atender todos os requisitos, as estacas profundas vêm sendo bastante utilizadas no país (GELESOV, 2015).

É comum a utilização de estacas para a transmissão das cargas da estrutura para o solo já que estas permitem que estes esforços possam ser relacionados às camadas mais profundas de terra. As estacas são projetadas para conseguir suportar as cargas geradas pela superestrutura, ou seja, as fundações tem a função de distribuir as cargas permanentes, dinâmicas e acidentais para o solo. (AZEREDO, 2017). Tais esforços são calculados para que as fundações possam absorvê-los com segurança, existem normas que mostram que deve-se adotar forças transversais iguais 10% da carga vertical de compressão para obras de pequeno porte, para obras de grande porte as cargas laterais devem ser levadas em considerações nos cálculos (BROMS, 1964).

A capacidade de carga de estacas pode ser obtida de várias formas. Dentre estas pode-se citar métodos experimentais que utilizem provas de carga ou até mesmo métodos como o de Aoki-Veloso e Dacourt Quaresma. Nota-se que há diferença entre os valores experimentais e os obtidos pelos métodos semiempíricos, devido ao alto grau de variabilidade dos parâmetros solo-estrutura (AMANN, 2010).

Uma opção para simular um ensaio de prova de carga seria o Método dos Elementos Finitos (MEF), que se traduz em um modelo matemático onde um meio contínuo é subdividido em uma série de elementos menores que trazem as mesmas propriedades do elemento estrutural e solo como um todo. Para a engenharia, tal método traz a possibilidade de avaliação de problemas de tensão, deformação e resistência (HOFFMANN, 2015).

O UHPFRC é um material que ainda tem suas aplicações um pouco limitadas, mas que vem se destacando como material emergente com propriedades de alta resistência a compressão, grande durabilidade, baixa permeabilidade e boa ductilidade. A primeira utilização de tal material aconteceu em 1997, na substituição

de vigas das torres de refrigeração de uma usina nuclear de Cattenom e Civaux na França (AHLBORN; PUESE; MISSON, 2008; RESPLENDINO, 2004) e, no mesmo ano, na ponte Sherbrooke Bridge no Canadá (FEHLING et al., 2014).

Sendo assim, o presente trabalho busca avançar sobre o estudo do comportamento de estacas com concretos diferentes (C30 e UHPFRC) submetidas a força de tração e compressão realizando a modelagem e simulação numérica de tal elemento de fundação. A implantação e análise de tal problemática será realizada através do software Abaqus® CAE, um software comercial de elementos finitos (ABAQUS, 2021).

2. OBJETIVOS

2.1 Objetivo Geral

Neste trabalho busca-se avaliar por meio do método dos elementos finitos o comportamento de estacas com dois tipos diferentes de concreto (C30 e UHPFRC) considerando a não linearidade física do *Concrete Damage Plasticity*. As estacas serão submetidas a forças de tração e compressão, serão embutidas em um meio sólido que representa o solo, respeitando o critério de falha de Mohr-Coulomb. A simulação foi executada com auxílio do software de elementos finitos comercial ABAQUS.

2.2 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos do trabalho são:

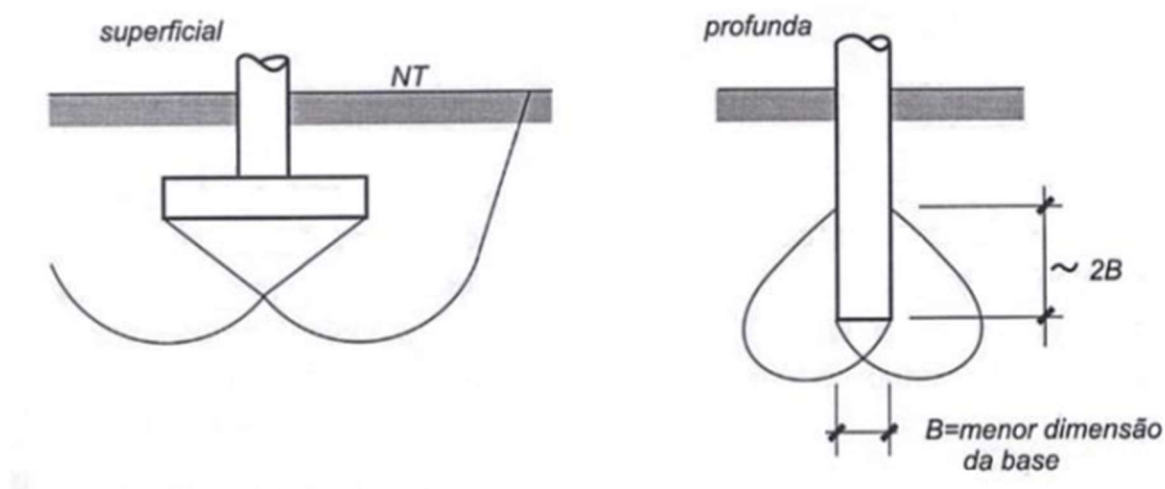
- Comparar o comportamento do concreto convencional C30 e do UHPFRC;
- Demonstrar a metodologia para a modelagem deste tipo de elemento em elementos finitos;
- Comparar resistência e ductilidade para os casos de concreto C30 e UHPFRC;
- Identificar os modos de falha do solo, concreto e interface, por meio da simulação numérica.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 Fundações

Segundo Azevedo (1988) o termo fundação pode ser definido como os elementos estruturais do empreendimento que tem como principal função transmitir os esforços da estrutura para o solo onde se encontra apoiada. Geralmente, as tipologias de fundações são divididas em diretas (ou superficiais) e indiretas (profundas) como mostra a Figura 1.

Figura 1 - Padrão de fissuração característico



Fonte: (Veloso, 2000)

A NBR 6122 (ABNT, 1996) traz a definição de fundação superficial como aquela onde a carga é transmitida ao terreno, predominantemente através de pressões obtidas na base da fundação e onde a profundidade de assentamento é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação representada pela componente $2B$ na figura 1. Citando principais tipos de fundação encontrados e utilizados em território nacional tem-se a Sapata, Sapata Isolada, Sapata Corrida, Bloco e o Radier por exemplo.

Ainda seguindo a NBR 6122 temos a definição de fundação profunda como a fundação que transmite a carga da estrutura para o solo através de sua base (resistência de ponta), através do atrito arranjado pela superfície lateral (resistência

lateral) ou pela combinação das mesmas. Além disso, para que a fundação se enquadre como profunda, esta deve ter uma profundidade maior que o dobro de sua menor dimensão em planta ou ter no mínimo 3 metros. É possível citar alguns tipos de fundações profundas como estacas pré-fabricadas, estacas escavadas, tubulões e caixões (BRAGA, VD de F).

A capacidade geotécnica das fundações é baseada em ensaios como SPT (*Standard Penetration Test*), o CPT (Ensaio de Penetração de Cone) e o ensaio de palheta (*Vane Test*). São realizadas sondagens no solo trazendo as variações do mesmo de acordo com sua profundidade contribuindo para confiabilidade de parâmetros de análise de projeto que são normalmente divididos entre resistência, deformabilidade e fluxo.

No Brasil, o ensaio SPT é regulado pela norma ABNT 6484 quando trata-se de equipamentos e procedimentos (ABNT, 2001). Para de realizar o ensaio o equipamento necessário é dado: (BELINCANTA et al., 2010):

- Tripé de sondagem: formado por 4 tubos de aço com 5 metros de comprimento cada, com dispositivos de montagem das hastes e tubos de revestimento, assim como para o acionamento do martelo;
- Para perfuração e cravação: formada por uma composição de hastes de aço com comprimento de um ou dois metros. Tais hastes tem suas extremidades roscadas, são acopladas por meio de luvas atarraxadas;
- Tubos de revestimento: formados por tubos de aço de um a dois metros que podem também ser emendados por luvas;
- Peça de lavagem: formado por uma peça de aço que possui duas saídas laterais para água
- Sistema de circulação de água: constituído por uma bomba hidráulica, uma caixa para decantação de detritos e mangueiras de engate rápido
- Amostrados tipo Raymond: constituídos por cabeça, corpo e sapata. O corpo é formado por um tubo de aço bipartido. A cabeça é formada por dois orifícios laterais para saída de água e ar. Estes dispositivos permitem o equilíbrio de pressão interna do amostrador.

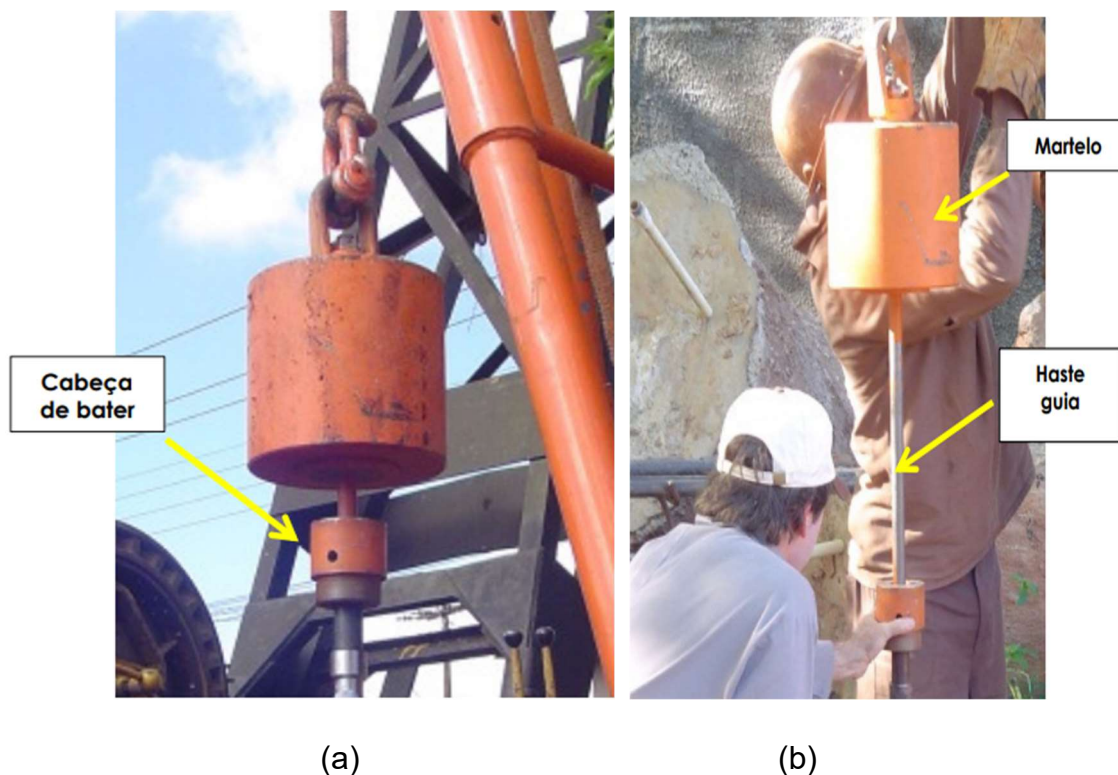
Figura 2 - Torre de sondagem completa SPT



Fonte: (Juliana, 2012)

- Cabeça de bater: constituída de um tarugo de aço com dimensões especificadas em norma;
- Martelo padronizado: constituído por uma massa de ferro de 65 kg, podendo ser maciço ou vazado e em formato cilíndrico ou prismático. Estes devem possuir um coxim de madeira com o objetivo de proteger o martelo e melhorar o contato entre as seções no impacto.

Figura 3 - Equipamento de sondagem SPT: (a) Cabeça de bater e (b) Martelo padronizado



Fonte: (Juliana, 2012)

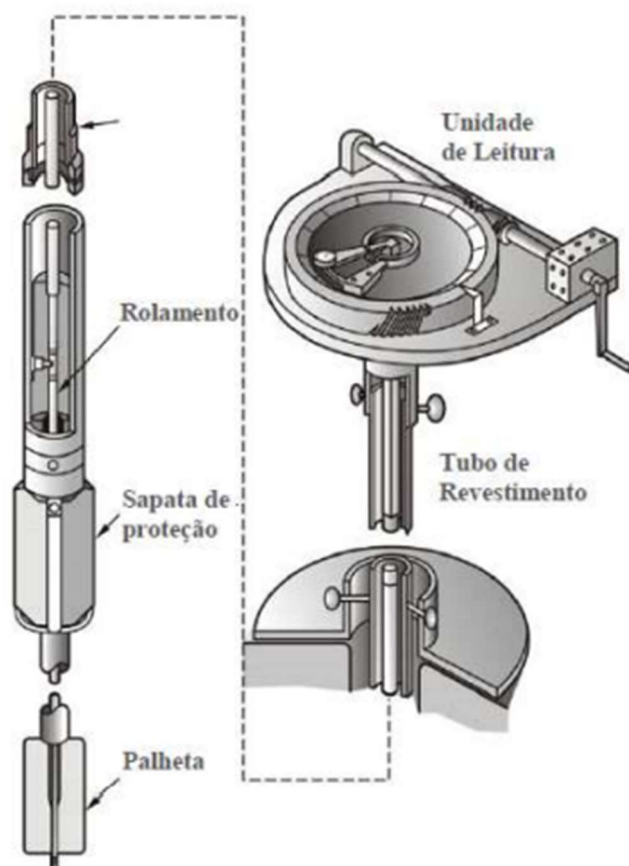
A sondagem é executada em três etapas que são repetidas a cada metro de profundidade: perfuração, ensaio de penetração e amostragem (CINTRA, AOKI, 2008). A perfuração é baseada na abertura do furo onde posteriormente é inserido o amostrador. O ensaio de penetração é a etapa na qual é determinado o índice de resistência à penetração do solo (N_{spt}), é nesta etapa que são aplicados golpes com o martelo de 65kg caindo em queda livre de uma altura padrão de 0,75 metros. A amostragem é realizada após a penetração do amostrador no solo, é nesta etapa em que o amostrador é aberto para identificação do tipo de solo.

Outra opção de teste cada vez mais difundida para a geotecnia global é o ensaio de penetração de cone (CPT). Diferente do SPT, o CPT não está sujeito às variações devido ao operador, além de apresentar um registro contínuo da resistência a penetração e não haver a necessidade de lavagem ou circulação de água para se ultrapassar camadas resistentes do solo (AOKI E BRITO, 1970).

No ensaio de Cone Penetration Test uma das extremidades da haste, com a presença de um cone sensorial, é empurrada para dentro do solo enquanto a outra ponta é conectada a um equipamento na superfície que é responsável por realizar as medições contínuas do ensaio (MEIGH, 1987). Para Robertson (1990) o ensaio CPT tem inúmeras aplicações em diferentes solos, embora seja considerado limitado em algumas camadas, pode ser considerado superior ao SPT por suas vantagens de velocidade de execução e precisão de resultados. A principal desvantagem segundo Mayne (2007) é o alto custo de investimento necessário para aquisição do ensaio e máquinas.

O ensaio de palheta ou *Vane Test* é utilizado para determinar a resistência do solo ao cisalhamento não drenado, normalmente se utilizado para solos argilosos, porém com serventia ainda para solos mais grossos como o Siltoso. O sistema é composto por uma palheta multiforme (Figura 4) com quatro lâminas perpendiculares entre si. A largura de duas lâminas determina o diâmetro da palheta. O instrumento apresenta diâmetro “d” e altura “H” relacionadas por $H/d = 2$ (FAYOLLE, 2016).

Figura 4 - Equipamento para ensaio de palheta in-situ



Fonte: Ortigão e Collet 1987

Tal ensaio pode ser utilizado em laboratório ou em campo. A primeira etapa do processo é a introdução da palheta no solo, podendo ser realizada uma pré-perfuração ou sem perfuração. Na pré-perfuração o solo é perfurado com um diâmetro maior que o da palheta com limite de 50 cm antes da profundidade do ensaio para então inserir a palheta no solo. Para o caso de furação sem perfuração o equipamento é inserido no solo com uma sapata de proteção até os mesmos 50 cm antes da profundidade de ensaio e a palheta sai até a distância desejada, este procedimento apresenta melhores resultados se comparado ao com pré-perfuração (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

3.1.1 Estacas

A tabela 1 apresenta os principais tipos de estacas empregados no Brasil:

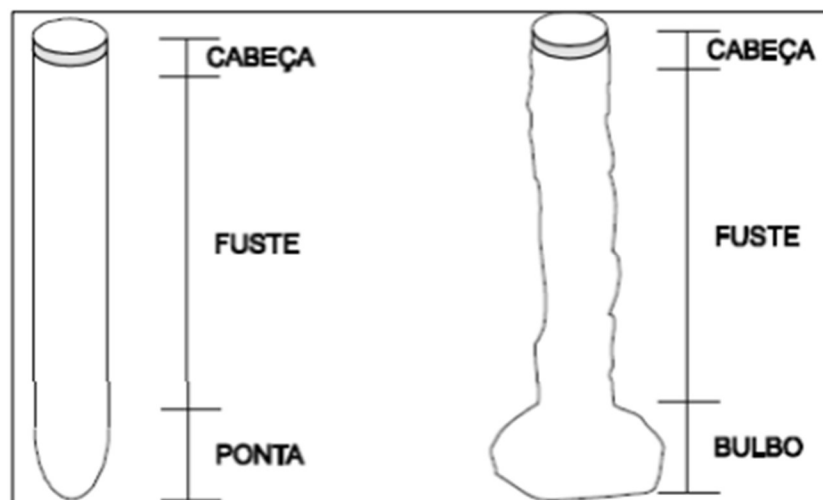
Tabela 1 - Tipos de estaca por execução

Tipos de Execução	Estacas
De Deslocamento	Grande (i) Madeira (ii) pré-moldadas de concreto (iii) tubos de aço de ponta fechada (iv) tipo Franki (v) microestacas injetadas
	Pequeno (i) perfis de aço (ii) tubos de aço de ponta aberta (desde que não haja embuchamento na cravação) (iii) estacas hélice especiais ("estaca hélice de deslocamento")
Sem Deslocamento	(i) Escavadas com revestimento metálico perdido que avança à frente da escavação (ii) estacas raiz
De Substituição	(i) Escavadas sem revestimento ou com uso de lama (ii) tipo Strauss (iii) estacas hélice contínua em geral

Fonte: (Code of Practice CP 2004:1972)

Um dos tipos mais comuns de estacas seriam as estacas de concreto armado e concreto simples. Estas podem ser concebidas através dos processos de cravação, escavação e misto. No primeiro processo a estaca é embutida através de percussão, prensagem ou aparafusamento, já no segundo a escavação acontece sem escoras com o uso de lama betonítica suportada através do encamisamento do fuste ou ainda através da mistura dos dois tipos de processo onde a escavação é realizada na fase inicial e em seguida cravada como visto na Figura 5 (MEDEIROS, Rodolfo Ritller Gurgel de). Para fins de comparação entre os concretos C30 e UHPFRC o presente trabalho faz foco a estacas escavadas de concreto simples.

Figura 5 - Elementos de uma estaca de concreto



Fonte: MEDEIROS, Rodolfo Rittler Gurgel de (2019)

Do ponto de vista estrutural as estruturas de fundações são utilizadas em diferentes e diversas necessidades como em torres de transmissão de energia elétrica, pontes, cortinas de estaca prancha, muros de arrimo ou até mesmo em estruturas como as usinas solares além de tendas e barracas. Estas fundações variam em forma dependendo de seu uso e do tipo de solo presente (KOVACS et al, 1975).

Flicker e Teng (KOVACS et al, 1975) trazem que a curva de carga à tração deformação é formada por um trecho linear, e conforme o aumento da carga aparecem zonas de plastificação no entorno da fundação, porém, tal esforço continua crescendo até atingir a carga máxima, chegando ao pico do carregamento com uma ruptura brusca.

Fundações, sejam elas rasas ou profundas, submetidas a esforços de tração devem ser tratadas de forma diferente, pois o comportamento no interior do solo é diferente para cada fundação em específico. Para fundações rasas obtem-se a ruptura atingindo a superfície do solo enquanto que para fundações profundas o fenômeno ocorre localmente junto à fundação, independente do tipo de solo (MERIFIELD et al, 2001).

Uma série de investigações foi realizada com o objetivo de determinar a resistência ao arrancamento de diferentes tipos de fundação num meio homogêneo. Tais estudos se basearam em ensaios de pequena escala (Meyerhof 1973; Murray e Geddes 1987; Jesmani et al. 2013) e por meio de análises do método dos elementos

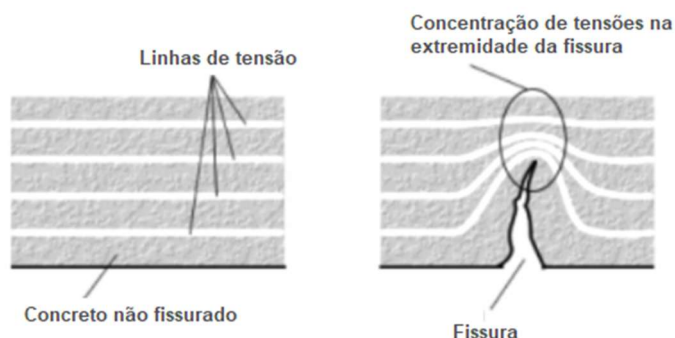
finitos elastoplástico (Rowe e Davis 1982a, b; Andresen et al. 2011; Jesmani et al. 2013).

Do ponto de vista estrutural, o carregamento à tração, pode ser suportado com a inclusão de uma armadura adicional composta por algum elemento metálico, porém, quando se trata do solo é necessária uma análise mais ampla para garantir a estabilidade da estaca (PEDROSA, 2020). Tal complexidade pode ser explicada pois dependendo do tipo de fundação e do solo diferentes curvas de ruptura são dadas para fundações rasas e profundas (SIACARA, 2017).

Uma abordagem diferente pode ser a utilização de concretos reforçados com fibra, assim, como o concreto com barras são exemplos de materiais compostos. Tanto o concreto com fibra quanto o concreto armado se utilizam de uma matriz frágil e algum tipo de reforço (FIGUEIREDO, 2012). Para Góis (2021) o concreto convencional apresenta resistência a tração de 7 a 10% da resistência a compressão, o concreto reforçado com fibras é uma das melhores alternativas para melhoramento de tal desempenho.

No interior do concreto, tensões originadas pelos esforços à estrutura se propagam, segundo Figueiredo (2000), de acordo com a figura 6. A partir do momento de ocorrência da fissura, esta representará uma barreira à propagação dessas tensões, neste momento as tensões contornam a fissura até a região que permita sua propagação.

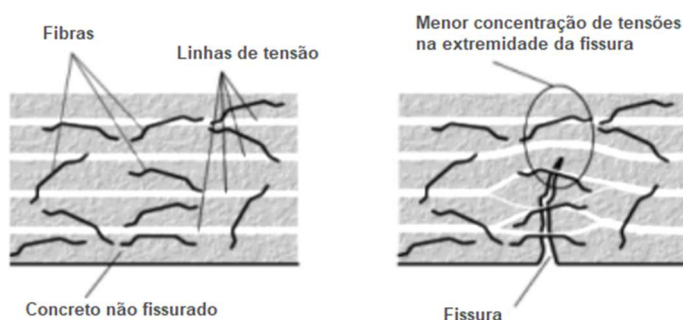
Figura 6 - Esquema de concentração de tensões para concretos sem fibra



Fonte: Barros (2009)

Para o concreto com adição de fibras, observa-se o retardamento no alargamento da doença estrutural. As fibras funcionam como pontes de ligação, transferindo as tensões de um lado pro outro da matriz e diminuindo tensões nas extremidades conforme a figura 7.

Figura 7 - Esquema de concentração de tensões para concretos com fibra



Fonte: Barros (2009)

O presente trabalho busca trazer resultados que consigam mostrar a diferença de comportamento citada, com o concreto com fibra agindo de forma a melhorar a distribuição de tensões na estaca e, por consequência, tendo melhores resultados à tração e compressão.

3.2 CONCRETO DE ULTRA ALTO DESEMPENHO REFORÇADO COM FIBRAS - UHPFRC

Em 1993 Richard e Cheyrezy desenvolveram através de uma nova mistura e forma de tratamento térmico o concreto de pós reativos (CPR), em tal mistura são adicionadas adições minerais, partículas mais finas e tratamento térmico. O concreto apresentava resistência de compressão na ordem de 150 a 200 MPa e porosidade inferior a 4% (CHEYREZY;RICHARD,1994; RICHARD; CHEYREZY, 1995).

Para Shi et al. (2015), o termo UHPC (Ultra-High-Performance Concrete) ou “Concreto de Ultra Alto desempenho” surge em 1994 através de um aprimoramento no empacotamento de grãos feito por De Larrard e Sedran (1994). Assim, o UHPC apresenta como requisitos básicos propriedades mecânicas elevadas a longo prazo, baixa permeabilidade e boa durabilidade em ambientes adversos (ZDEB, 2013; HANNA; MORCOUS; TADROS, 2014).

A obtenção do UHPFRC se baseia na utilização de partículas de diâmetro máximo de 2mm, no consumo de adições minerais como areia fina, entre outros, de aditivos superplastificantes e relação água/cimento na ordem de 0,10 a 0,2 em massa (TUTIKAN et al. 2011; OLIVEIRA, 2019).

Tabela 2 - Propriedades mecânicas usuais do UHPFRC

Propriedade	Valor
Fluidez – Flow table	190-200 mm após 20 golpes
Resistência a compressão com cura térmica	150 MPa
Resistência a tração sob flexão	24 MPa
Primeira fissura em flexão	20 MPa
Densidade	2.450 kg/m ³
Retração	<500 micro golpes de 50 dias em cura úmida e 0 em cura com calor

Fonte: Cavill, Rebentrost e Perry (2006)

Cavil et al. (2006) elaboraram tabelas 2 e 3 para estimativas iniciais sobre os parâmetros mecânicos e de durabilidade da mistura UHPC/UHPFRC. Nota-se um material com propriedades superiores, podendo ser utilizado em situações onde o concreto convencional não é capaz de ter os requisitos mínimos de durabilidade.

Tabela 3 - Propriedades de durabilidade do UHPFRC

Propriedade	Valor
Porosidade Total	2-6%
Microporosidade	< 1%
Absorção de água	< 0,2 kg/m ²
Difusão de Íons Cl-	0,02E-12 m ² /s
Resistência Elétrica s/ fibra	1,13E3 kwcm
Resistência Elétrica c/ fibra	137 kwcm
Coefficiente de abrasão	1,3

Fonte: Cavill, Rebentrost e Perry (2006)

O módulo de Elasticidade (E_{ci}) é uma propriedade fundamental na análise estrutural, avaliação de efeitos de segunda ordem, verificações de deslocamentos e análises dinâmicas (GIDRÃO, 2020).

Maca *et al.* (2013) elaboraram uma tabela representativa das propriedades mecânicas do concreto UHPFRC. Nestes experimentos observou-se que a mistura pode atingir melhores resultados mecânicos se comparado aos concretos convencionais.

Tabela 4 - Propriedades Mecânicas do concreto por Macá et al.

Propriedade [Unidade]	NSC	FRC	HPC	UHPFRC
Resistência a compressão [MPa]	42,8	37,4	132,4	151,7
Módulo de Elasticidade [GPa]	35,5	29,8	41,1	47,5
Resistência à tração direta [MPa]	-	-	6,6	10,3

Fonte: Maca e Graybeal (2013)

3.3 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Para TEIXEIRA (2006) o método dos elementos finitos (MEF) teve seu desenvolvimento atrelado ao advento de computadores digitais. A princípio o método tinha enfoque à análise de estruturas, porém, logo foi aplicado a outros campos da engenharia como fluídos, transferência de calor, entre outros.

Partindo para um ponto de vista mais matemático, o MEF aproxima equações diferenciais lineares e não lineares que representam o comportamento de um meio específico em um sistema de equações que relacionam um número finito de variáveis (ZIENKIEWICZ *et. al*, 2013).

O comportamento estaca-solo previsto pelo método dos elementos finitos apresenta resultados mais aproximados se comparado com métodos convencionais pois este não necessita de muitas hipóteses simplificadoras em suas análises (WAGNER, 2020). Bezerra (2013) complementa ainda afirmando que o método pode proporcionar uma melhor representação pois abrange uma quantidade considerável de condições que influenciam nas respostas do solo e da rocha, como a não linearidade geométrica, heterogeneidade e interação total dos elementos.

Existe hoje uma série de softwares utilizados na resolução de problemas através do MEF. Um exemplo de software é o Abaqus, programa que se destaca na modelagem de problemas geotécnicos.

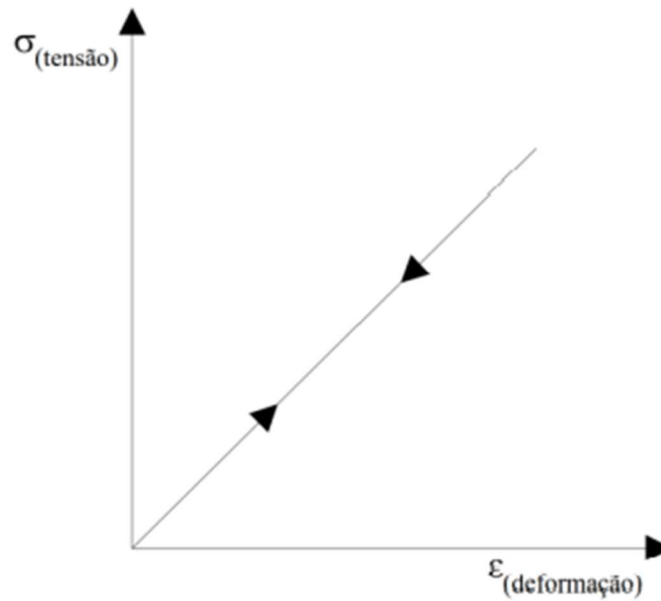
3.3.1 Modelos Constitutivos

Segundo Sanabria (2015), um dos principais requisitos para se realizar análises numéricas é a escolha de um dos modelos constitutivos que melhor irá representar o comportamento dos materiais presentes no sistema. Os modelos constitutivos são divididos em dois grupos: de comportamento elástico linear e de comportamento não linear.

No presente trabalho utilizou-se do modelo elástico-linear para caracterização inicial do comportamento do elemento de fundação. Posteriormente, quando a amplitude de carregamentos aumentou e se observa a plastificação do solo e a violação do momento de fissuração da estaca, admite-se o comportamento de Mohr-Coulomb para o solo e *concrete damage plasticity* para o concreto.

3.3.2 Modelo Elástico Linear

Tal teoria é baseada no comportamento elástico dos materiais e sua equação constitutiva é expressa utilizando a lei de Hooke generalizada. Pode-se definir materiais elásticos como aqueles em que o estado de tensão é função apenas do estado de deformação ou vice-versa e, por consequência, as trajetórias de carregamento são coincidentes (TEIXEIRA, 2006). Admite-se o comportamento linear entre tensão e deformação, conforme o gráfico 1:

Gráfico 1 - Gráfico de tensão-deformação para comportamento elástico linear

Fonte: Teixeira (2006)

A tensões-deformações do sistema são obtidos através da equação abaixo (MATHEUS, Bruna Carvalho et al., 2022).

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_x & \varepsilon_{xy} & \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{yx} & \varepsilon_y & \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} & \varepsilon_{xy} & \varepsilon_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E} \cdot [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)] & \frac{1}{2G} \tau_{xy} & \frac{1}{2G} \tau_{xz} \\ \frac{1}{2G} \tau_{yx} & \frac{1}{E} \cdot [\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)] & \frac{1}{2G} \tau_{yz} \\ \frac{1}{2G} \tau_{zx} & \frac{1}{2G} \tau_{zy} & \frac{1}{E} \cdot [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] \end{bmatrix} \quad (\text{Eq. 01})$$

Onde ε_x , ε_y , ε_z são as deformações dadas nas direções principais, ε_{xy} , ε_{xz} , ε_{yx} , ε_{yz} e ε_{zx} são as deformações cisalhantes; σ_x , σ_y e σ_z são as tensões principais normais, τ_{xy} , τ_{xz} , τ_{yx} , τ_{yz} , τ_{zx} e τ_{zy} são as chamadas tensões cisalhantes, “E” é definido como módulo de Young, ν é o coeficiente de Poisson e G o módulo cisalhante.

3.3.3 Modelo Mohr-Coulomb para o solo

Na mecânica dos solos existe uma série de teorias de ruptura, Uma teoria de falha aplicável a solos deverá considerar a distribuição de tensões principais no solo. Assim, existem teorias clássicas como de Rankine, Modelo de Tresca, Modelo de von Mises, e Mohr-Coulomb. A teoria de Mohr-Coulomb é extensivamente utilizada para representar solos, como os trabalhos de Mafra (2018), Matheus (2022) e Fança (2006).

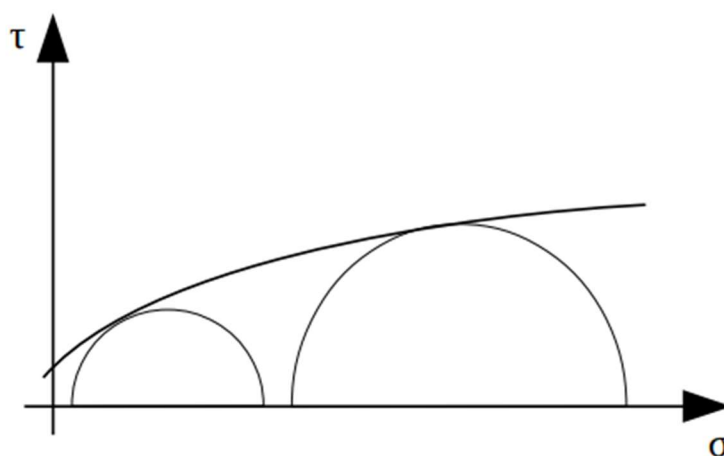
Os modelos constitutivos podem ser divididos em dois grupos: de comportamento elástico linear (ou não linear) e plástico, neste se enquadram modelos de Tresca, Von Mises, Mohr-Coulomb, Drucker-Prager e Cam-Clay (DE VOS E WENHAM, 2005).

A envoltória de Mohr-Coulomb determina a falha por cisalhamento do material, e determina que a resistência de cisalhamento em uma dada direção. A envoltória de cisalhamento é dada pela Eq. 02. A resistência ao cisalhamento em duas componentes características da envoltória de cisalhamento. São essas a coesão (c') e o ângulo de atrito (ϕ) (TSCHEBOTARIOFF, 1951). Sendo assim, o critério de Coulomb é representado pela fórmula a seguir com N sendo a tensão normal ao plano de ruptura do elemento.

$$\tau_f = c' + N \cdot \tan \phi \quad (\text{Eq.02})$$

Tal critério assume que a resistência do solo depende de uma componente de força entre as partículas independente da tensão de confinamento (coesão) e outra variando de acordo com o ângulo de atrito do solo e cresce conforme a pressão de confinamento (MAFRA, 2018).

Gráfico 2 - Gráfico representativo do critério de Mohr



Fonte: Mafra (2018)

3.3.4 Concrete Damage Plasticity

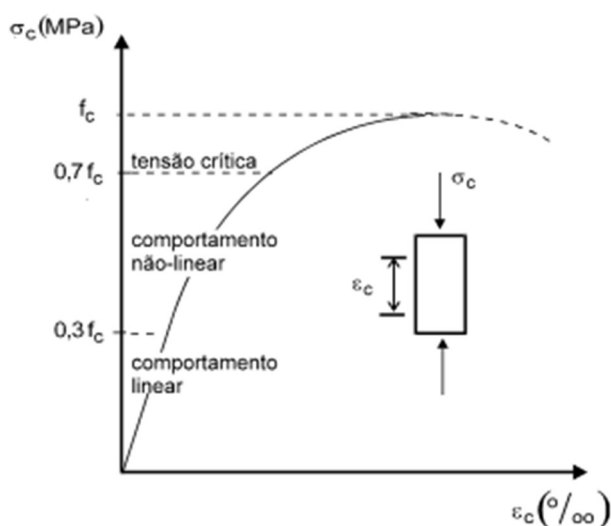
O concreto é um material heterogêneo composto por duas fases distintas, agregados graúdos e pasta, sendo esta formada por areia, água e cimento. Para a tensão-deformação cada uma das fases possui comportamento linear distinto, ou seja, conforme há o aumento da tensão aplicada, o aumento da deformação ocorre de forma proporcional. Como o trabalho trata de diferentes elementos tendo que trabalhar de forma conjunta o comportamento torna-se não linear e se caracteriza como dúctil (BUCHAM, 2001).

Segundo Alvim (1997) o comportamento do gráfico tensão-deformação pode ser descrito através de quatro fases distintas e demonstrado através do gráfico 3:

- Até 30% da resistência: comportamento elástico do concreto, curta tensão-deformação dada linearmente;
- De 30% a 70% da resistência: Observa-se uma redução gradual da rigidez, momento onde aparecem fissuras consideradas estáveis. Nesta fase do comportamento o comprimento das fissuras mantém-se inalterado enquanto temos níveis de tensão constantes;
- De 70% a 100% da resistência: Ponto onde a propagação de fissuras pode ser considerada instável, o comprimento das fissuras a este ponto aumenta mesmo com níveis de tensão constantes;

- Amolecimento: Representado na curva pelo setor descendente do fim da curva. A este ponto a propagação das fissuras se torna macroscópica.

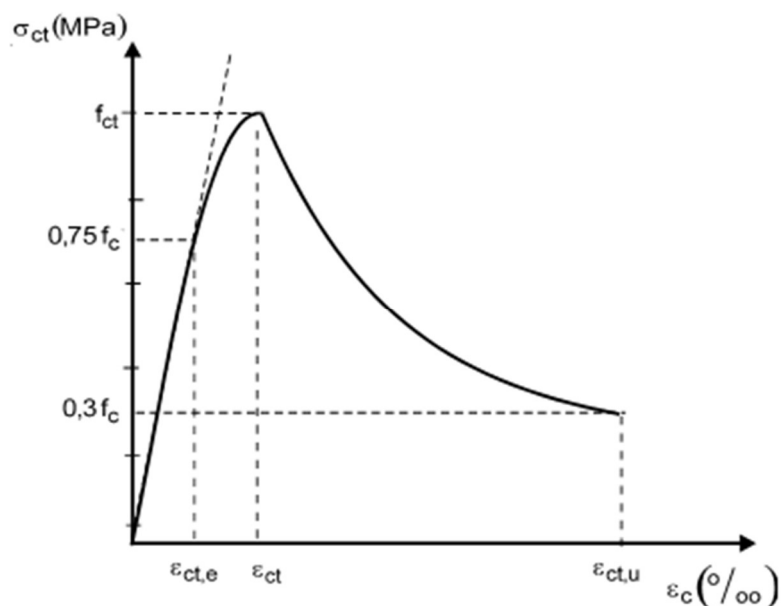
Gráfico 3 - Diagrama tensão-deformação do concreto comprimido



Fonte: Alvim (1997)

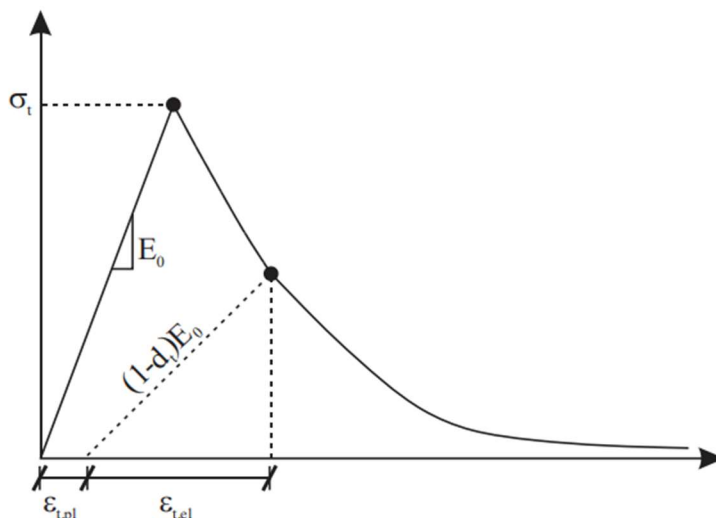
Ainda segundo Alvim (1997), quando se fala de concreto solicitado a tração, analisando o comportamento em níveis microscópicos é possível observar uma relação entre o aparecimento de fissuras e início do comportamento não linear. Esta interação acontece com uma tensão aplicada de aproximadamente 75% da resistência característica à tração do concreto. Após atingir a tensão máxima, tem-se um ganho de microfissuração contribuindo assim para a redução de resistência do material.

O ramo descendente do diagrama apresenta uma inclinação mais acentuada se comparado com a resposta do mesmo à compressão, ou seja, confirmando um comportamento muito mais frágil do concreto para com a tração (STRAMANDINOLI, 2007).

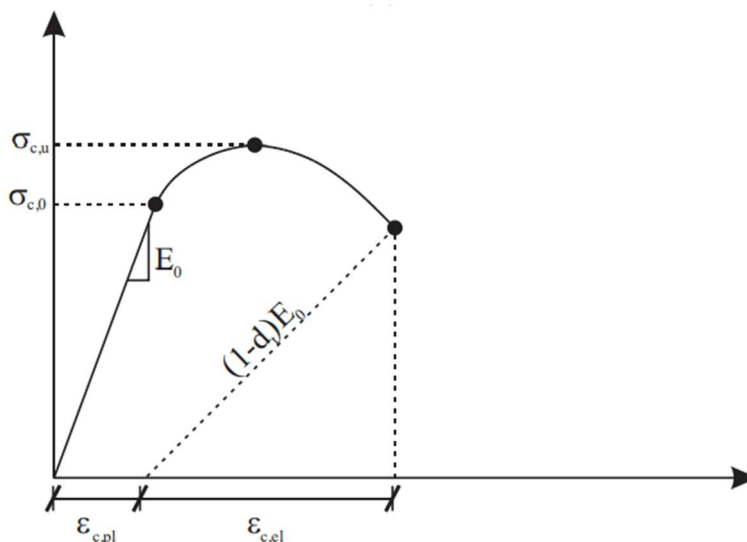
Gráfico 4 - Diagrama tensão-deformação do concreto tracionado

Fonte: Alvim (1997)

O *Concrete Damage Plasticity* (CDP) é um modelo de dano acoplado a plasticidade, amplamente utilizado no estudo do comportamento de peças de concreto. A superfície de plastificação para tal é definida através da deformação plástica equivalente de tração (ϵ_t^{pl}) e a deformação plástica equivalente de compressão (ϵ_c^{pl}) (JOHNSON, 2006; WAHALATHANTRI et al., 2011, JANKOWIAK e LODYGOWSKI, 2005). O CDP assume falhas de ruptura por tração e esmagamento por compressão. Tal modelo assume dois modelos de falha conforme pode-se observar pelo gráfico 5: ruptura por tração (a) e esmagamento por compressão (b).

Gráfico 5 - Resposta do concreto à carga uniaxial de tração (a) e compressão (b)

(a)



(b)

Fonte: ABAQUS (2013)

O aparecimento e contínuo crescimento de fissuras no sólido é o que corresponde a resposta material responsável pela ruptura, respostas essas que advêm de tensões de amolecimento. Já quando falando sobre respostas a compressão uniaxial se obtém um valor de escoamento (σ_{c0}) inicial que aparece de forma linear (GIDRÃO, 2020).

A perda de rigidez elástica do material é caracterizada por duas variáveis de dano d_t e d_c que podem variar de 0 a 1, assim, tem-se o cálculo da tensão generalizada dado por:

$$\sigma_t = (1 - d_t) \cdot E_0 \cdot (\varepsilon_t - \varepsilon_t^{pl}) \quad (\text{Eq. 06})$$

$$\sigma_c = (1 - d_c) \cdot E_0 \cdot (\varepsilon_c - \varepsilon_c^{pl}) \quad (\text{Eq. 07})$$

Onde: ε_t^{pl} e ε_c^{pl} são deformações plásticas de tração e compressão respectivamente;

ε_t^{el} e ε_c^{el} são as deformações elásticas de tração e compressão; E_0 é o módulo de elasticidade inicial;

d_t e d_c são os danos de tração e compressão com valores entre 0 e 1;

σ_{t0} representando a máxima tensão de tração com limite de elasticidade próprio;

σ_{c0} limite de elasticidade de compressão axial;

σ_{cu} tensão máxima de compressão.

No modelo apresentado admite-se a alteração da curva tensão-deformação uniaxial para a curva tensão-deformação plástica seguindo as equações já citadas anteriormente.

4. METODOLOGIA DE PESQUISA

4.1 Considerações para simulações numéricas

Com o objetivo de se comparar e validar os resultados das simulações propostas no trabalho em questão, para o comportamento do concreto à tração e compressão utilizou-se do modelo de Carreira e Chu (1985).

Carreira e Chu (1985) trazem o comportamento do concreto submetido a compressão e através de uma única fórmula, Eq. 03 e Eq. 04. O comportamento Tensão x Deformação do concreto em eixos ascendentes e descendentes é descrito por tais equações.

$$\frac{f_c}{f_c'} = \frac{\beta \cdot (\varepsilon / \varepsilon_c')}{\beta - 1 + (\varepsilon / \varepsilon_c')^\beta} \quad (\text{Eq. 03})$$

$$\frac{f_t}{f_t'} = \frac{\beta \cdot (\varepsilon / \varepsilon_t')}{\beta - 1 + (\varepsilon / \varepsilon_t')^\beta} \quad (\text{Eq. 04})$$

Considerando ainda: $\beta = [\frac{f'_c}{32,4}]^3 + 1,5 [MPa]$

Onde f'_i é a resistência à compressão de pico do concreto, ε'_i é a deformação que corresponde a resistência recém citada, representando valores de tensão e deformação temos f_i e ε_i respectivamente e β como um parâmetro representante da curva tensão – deformação.

Assim, admitindo então a utilização de um concreto C30, podendo se calcular valores de resistência direta a tração (f_{ct}) através da equação 05 e módulo de elasticidade tangencial do concreto igual a 27,5 GPa (E_c) e aplicando o método de Carreira e Chu (1985) obteve-se resultados para tração e compressão.

$$f_{ct} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (\text{Eq. 05})$$

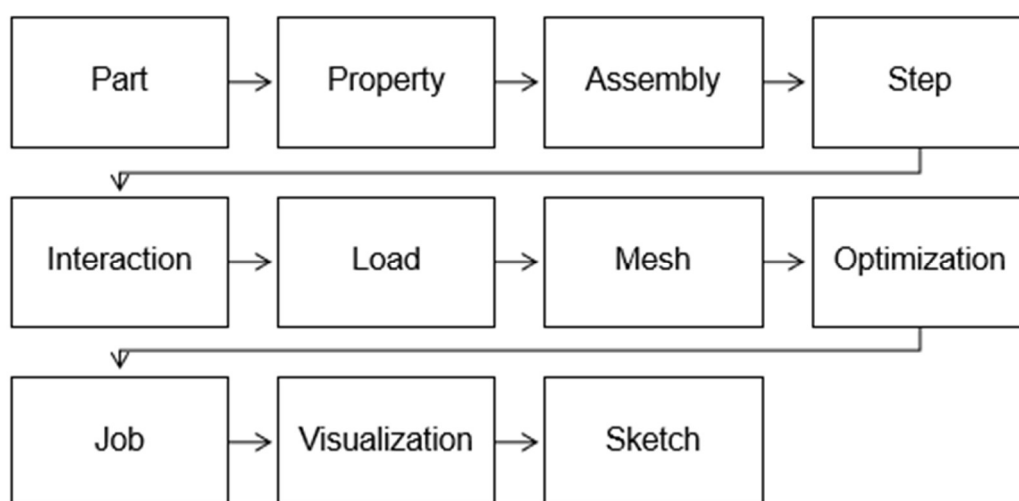
Foi escolhida para a simulação uma amostra de areia de Osorio investigado por Casagrande (2005). Este material foi escolhido, pois foi validado pelos autores, em simulação similar a desenvolvida no presente trabalho (i.e., consideração do solo como não linear respeitando a envoltória de Mohr-Coulomb) e com os parâmetros de ângulo de fricção de 30° para a plasticidade e adotando para coesão uma tensão de escoamento de 50 kPa.

Para o comportamento a tração, como não foram realizados ensaios de tração direta dos materiais, utilizou-se do comportamento bilinear de CEB FIP (CEB-FIP, 2010). Segundo CEB-FIP (2010), a peça de concreto reforçado com fibras pode atingir a ruína de três maneiras distintas: ou pelo esmagamento do concreto comprimido, ou pela ruptura da armadura de flexão ou pela ruptura do concreto na face tracionada.

4.1.1 Modelagem numérica

O software ABAQUS é dividido em módulos e em cada módulo pode-se encontrar uma unidade funcional diferente. Podendo ser trazido como uma facilidade do programa, cada uma dessas unidades conta somente com as ferramentas relevantes aquele processo específico da tarefa que se busca executar. Além disso, a disposição destes segue uma sequência lógica para a criação de tal modelo (SANABRIA, 2015). Os módulos e sua sequência lógica para execução são mostrados na figura 6.

Figura 8 - Fluxograma de execução de simulação software ABAQUS



Fonte: Proprio Autor (2022)

O primeiro módulo (*Part*) é onde os elementos constituintes do sistema são modelados. A seção permite criar uma série de elementos variados e define o sólido podendo este ser extrudado ou rotacionado dentro de um eixo por exemplo.

Com os elementos já com formas definidas o próximo módulo utilizado é o módulo *Property*, onde foram atribuídas as características e comportamentos de cada elemento do sistema como a característica elástica e o comportamento de plasticidade de Mohr-Coulomb para o solo e o *Concrete Damage Plasticity* para a estaca.

Conforme a necessidade da simulação escolhida, uma série de elementos podem ser criados com o objetivo de representarem uma única peça, para que se possa unir os elementos ou posicioná-los de forma a satisfazer as necessidades do cenário o terceiro módulo (*Assembly*) é utilizado. A seguir, no módulo *Step*, são definidos o

período da simulação, no caso um segundo de duração, o número máximo de incrementos da simulação em conjunto com número inicial, máximo e mínimo dos incrementos. Os incrementos para o tipo de concreto citado continuam seguindo mesmos padrões de critério que os modelos anteriores, tendo incrementos mínimos de $1E-10$ e, no máximo 0,05. Como critério de parada, a simulação acontece até que o incremento mínimo atinja o valor de $1E-10$.

No módulo *interaction* é definido para o sistema o comportamento em conjunto do sistema. É neste módulo que são definidas as condições de contato dos elementos. Para análise tração-compressão dos dois tipos de concreto (C30 e UHPFRC) analisados utilizou-se contatos diferentes para representar o atrito de ponta e lateral, sendo o atrito lateral representado pelo *Tangencial Behavior* com um coeficiente de fricção de 0,3 e uma tensão de cisalhamento máxima de 20 MPa. O atrito de ponta é representado pelo *Normal Behavior* com *Hard Contact* para que os dois elementos possam trabalhar sem sobreposição ou descolamento.

Load é a seção onde define-se as possibilidades de movimentação dos elementos do sistema. O sólido Solo teve suas extremidades laterais e inferior bloqueadas em X, Y e Z, simulando assim um material enclausurado ou engastado. Foi criado ainda um ponto localizado a um metro da extremidade da estaca e ligado a ela para que, através da aplicação de deslocamento do ponto (RP-2), buscando obter os resultados buscados. Tal ponto teve sua movimentação liberada em +Y para ensaios de tração e -Y para compressão.

Para poder aplicar o MEF de forma eficiente é preciso que as malhas sejam criadas com cuidado e que sejam refinadas até melhoria de resultados. A criação de malhas no módulo *Mesh* deve ser definida para que os resultados possam ser validados, malhas mal dimensionadas podem causar sobreposição de elementos e verdade de validade de ensaio.

Os módulos *Job* e *Visualization* são responsáveis pela criação do ensaio e análise de seus resultados respectivamente. É através destes que pode-se manipular os resultados específicos obtidos para obtenção de relações válidas. Os módulos *Optimization* e *Sketch* não foram utilizados para análise.

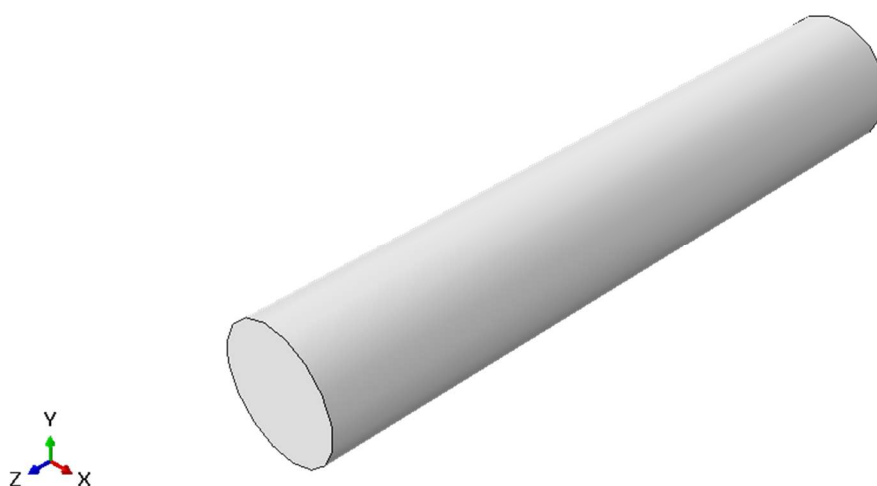
4.1.2 Passo *Initial* e Modelagem da Estaca

As dimensões do solo representado no trabalho foram definidas de acordo com a atuação das zonas de tensão trazidas a tona pela aplicação de carga na estaca. Gue (1984) afirma que as zonas de tensão ao redor da estaca podem atingir até dez vezes seu raio a partir da superfície lateral da mesma. Massarch e Wersäll (2013) afirmam que uma distância de três vezes o diâmetro da estaca suficiente para análise realizada. Portanto, para a simulação em questão, foi definida uma área de 2 x 2 metros como uma profundidade de 4 metros (Figura 10), respeitando assim as definições citadas anteriormente. A estaca utilizada para a simulação apresenta 210 cm de comprimento com diâmetro de 400 mm, sendo considerados 10 cm de embutimento (Figura 9).

A simulação do solo foi realizada conforme o modelo de comportamento Mohr-Coulomb, neste considera-se o material como isotrópico com comportamento linear elástico até sua superfície de plastificação e a partir daí apresentam-se deformações plásticas permanentes.

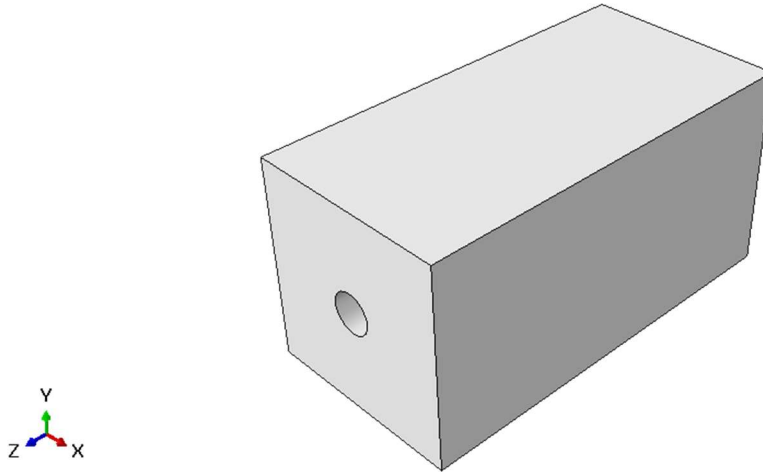
Por conta dos parâmetros plásticos é preciso definir parâmetros geotécnicos, coesão, ângulo de atrito, além dos parâmetros elásticos como módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson.

Figura 9 - Representação de Estaca modelada no ABAQUS



Fonte: Autoria própria (2022).

Figura 10 - Representação de Solo modelado no ABAQUS



Fonte: Autoria própria (2022).

Considerando as equações e definições dadas por Teixeira e Godoy (1998) pode-se adotar para a equação dada abaixo valores de α_{es} igual a 7, K_{es} igual a 0,15 MPa, coeficiente de Poisson igual a 0,3 para solos argilosos.

$$E_{si} = \alpha_{es} * K_{es} * N_{spt} \quad (\text{Eq. 08})$$

O ângulo de atrito inicial foi definido a partir de uma correlação com o índice de resistência a compressão conforme dado por Teixeira (1996 apud Cintra et al, 2011):

$$\phi_i = \sqrt{20 * N_{spt} + 15^\circ} \quad (\text{Eq. 09})$$

Para o valor de coesão inicial utilizou-se de uma equação empírica sugerida por Teixeira e Godoy (1998):

$$C_i = 10 * N_{spt} \quad (\text{Eq. 10})$$

A densidade considerada para o solo foi adotada conforme sugerido por Godoy que faz correlação desta com o valor de N_{spt} conforme Tabela 5.

Tabela 5 - Peso Específico de Solos Argilosos

Nspt	Consistência	Peso Específico (kN/m³)	Densidade (kg/m³)
< 2	Muito Mole	13,00	1325,18
3 – 5	Mole	15,00	1529,05
6 – 10	Média	17,00	1732,92
11 – 19	Rija	19,00	1936,80
> 20	Dura	21	2140,67

Fonte: Godoy 1972, apud Cintra et al, 2011

4.1.3 Modelagem de Superfície de Contato

É neste passo onde as restrições presentes na relação solo-estaca as quais são introduzidas nas condições de contato são consideradas. O software identifica as superfícies presentes e cria uma interação entre estes com atribuições para propriedades normais ou tangenciais.

O ABAQUS apresenta duas formas de discretização de contato dadas por Nó-Superfície (N-S) e Superfície-Superfície (S-S). Em qualquer um dos dois casos é necessário criar uma regra de hierarquia para as superfícies, colocando então uma delas como superfície mestre e outra como escrava. A superfície mestre é a que vai ditar o comportamento da escrava durante o processo de interação das mesmas (LAUTENSCHLÄGER, 2010).

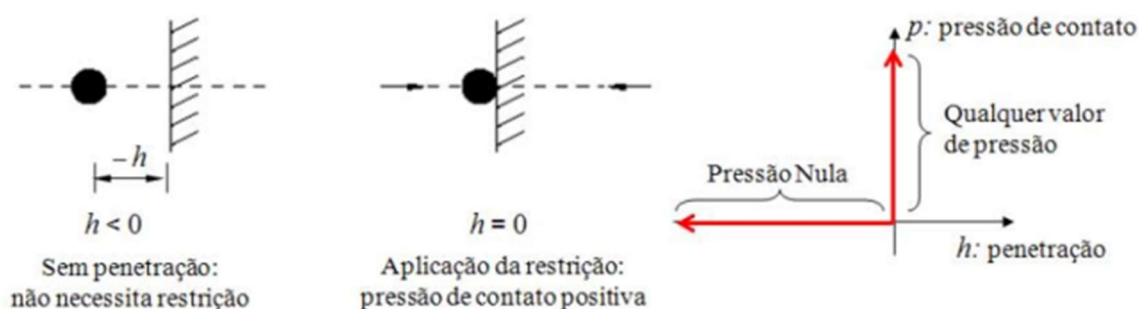
A primeira discretização N-S se baseia na interação entre os nós dos elementos da superfície Mestre e Escrava. Nesta técnica a aplicação do contato é considerada como uma operação que ocorre de forma individual, isoladamente em cada nó, porém, um dos problemas encontrados nesta técnica é a chance maior de ocorrer penetração da superfície Mestre na Escrava em regiões críticas, o que traz resultados não

realistas já que, dessa forma, não se contempla toda área de contato. Assim, uma maneira de se contornar tal problema seria o maior refinamento da malha da região de contato nodal de forma que não tenham regiões muito grandes que possibilitem o erro (ABAQUS, 2009).

Além da necessidade de se discretizar as superfícies, o software requer também a determinação das propriedades de contato. Tais definições vem através de métodos de restrições, que começam a funcionar a partir do contato entre as superfícies (AZERED, 2021).

No trabalho em questão foram selecionadas propriedades normais e tangenciais de contato através do *Hard contact* como método direto e o *Penalty Method* (método da penalidade), respectivamente. No *Hard contact* não existe uma função que defina a penetração por pressão de contato, no caso, a partir do momento em que se nota o contato, a pressão é aplicada resultando em uma penetração nula como mostra a figura 11. Tal pressão é apenas necessária para que a superfície Escrava permaneça na posição especificada de acordo com o valor limite dado (ABAQUS, 2009 apud LAUTENSCHÄGER, 2010).

Figura 11 - Representação método Hard Contact



Fonte: Adaptado de ABAQUS, 2009 apud LAUTENSCHÄGER, 2010

4.1.4 Malhas

O Método dos Elementos Finitos tem uma precisão e validade diretamente dependentes da qualidade dos elementos e pontos nodais, tamanho do elemento e tipo de malha utilizado (AZEREDO, 2021).

No presente trabalho utilizou-se de diferentes tipos de malhas para os elementos solo e estaca, porém considerando para os dois elementos a interpolação linear por motivos custo computacional.

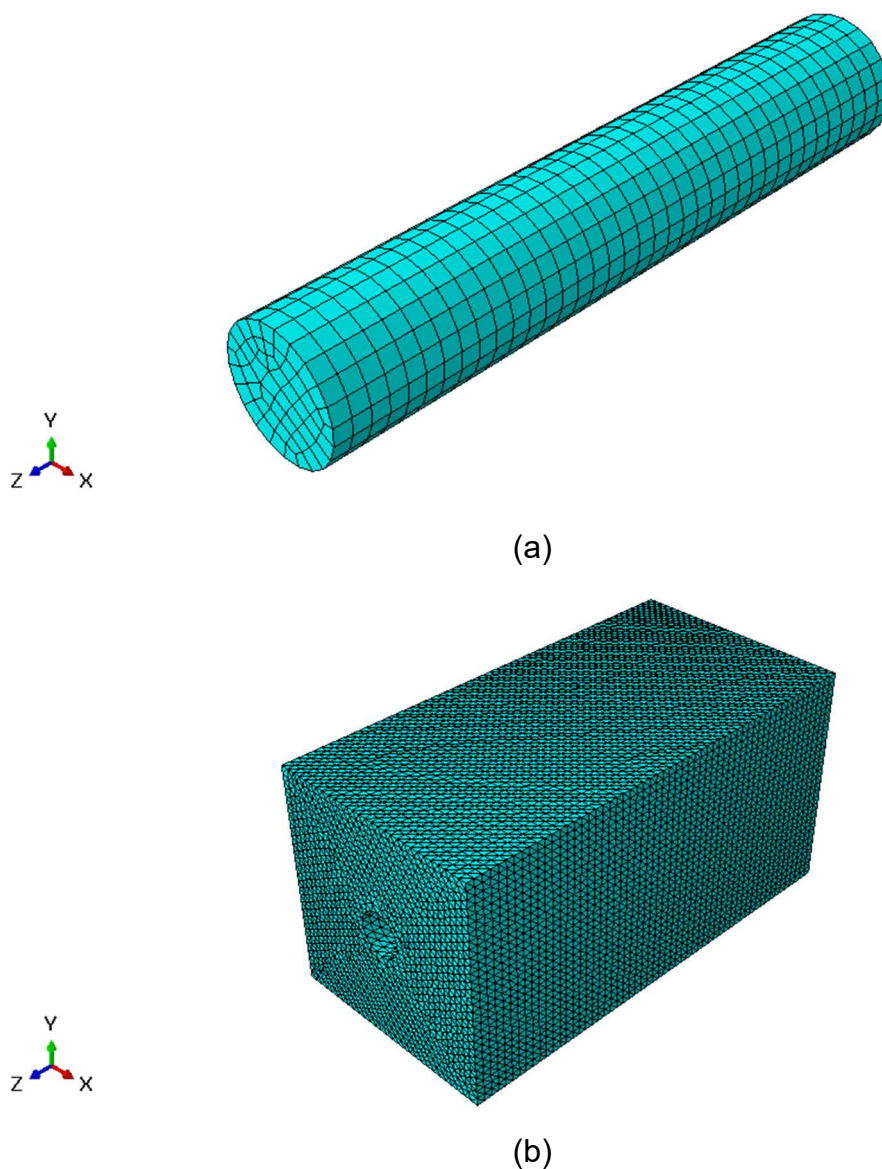
Tabela 6 - Número de elementos de cada material

Material	N° de Elementos
Sólido Solo para diâmetro de 400 mm	213.037
Sólido Estaca com diâmetro de 400 mm	1.961

Fonte: Próprio Autor

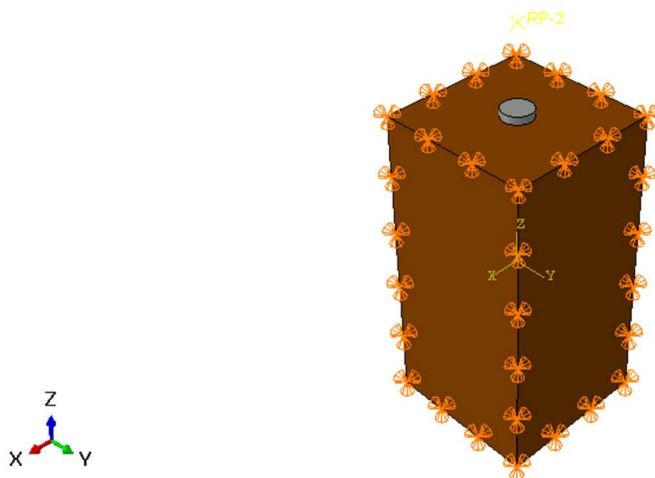
A diferença entre as duas malhas se dá, além de pelo número de elementos específico de cada, também por características como: escolhas diferentes para formatos de elementos (*Element Shape*) sendo o *Tet* aplicado ao sólido solo e o formato *Hex* à estaca e tamanhos de malhas diferenciados para cada um, sendo o o tamanho aproximado ditado para o solo 0,07 m e 0,057 m para a estaca.

Figura 12 - Malhas de Elementos finitos (a) estaca, (b) solo



Para o modelo do trabalho proposto foram adotadas condições de contorno nas faces externas e inferior que não permitiam a movimentação do sólido em nenhuma das direções como mostrado na Figura 13. Tais condições evitam possíveis distorções do modelo ao aplicarmos tensões de tração e compressão. Já a face superior existe a possibilidade de movimentação na direção Z.

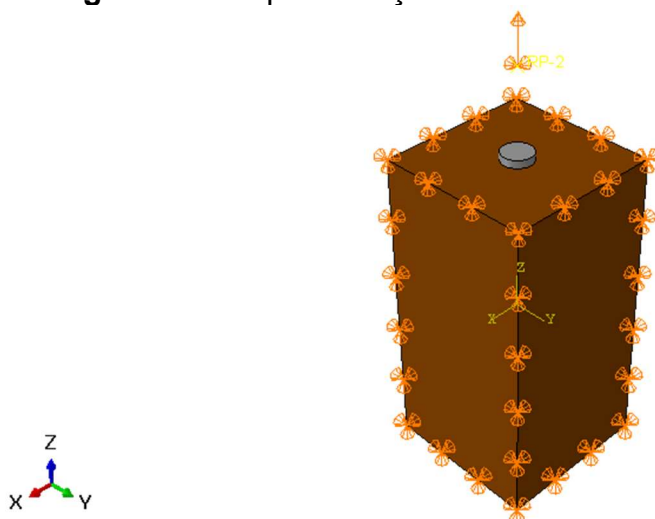
Figura 13 - Representação de engastes do sólido solo



Fonte: Próprio Autor, ABAQUS (2017)

No software ABAQUS é possível aplicar o carregamento no sistema de duas formas, pode-se aplicar uma força e obter resultados de deslocamento, ou aplicar um deslocamento para resultados de força lateral. Com o objetivo de se ter uma melhor convergência e um menor custo computacional, o trabalho utilizou do método de aplicação de deslocamento ao topo do sólido para obtenção de resultados de esforço lateral. A figura 14 mostra o elemento com limitações de direção em suas laterais e o deslocamento aplicado na ponta.

Figura 14 - Representação de deslocamento aplicado à estaca

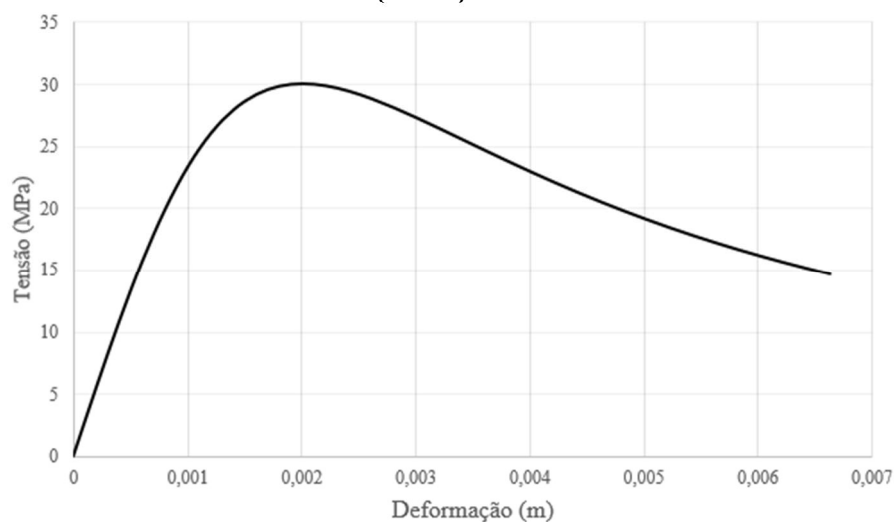


Fonte: Próprio Autor, ABAQUS (2017)

4.1.5 Análise gráfica dos resultados obtidos para o modelo carreira e chu (1985)

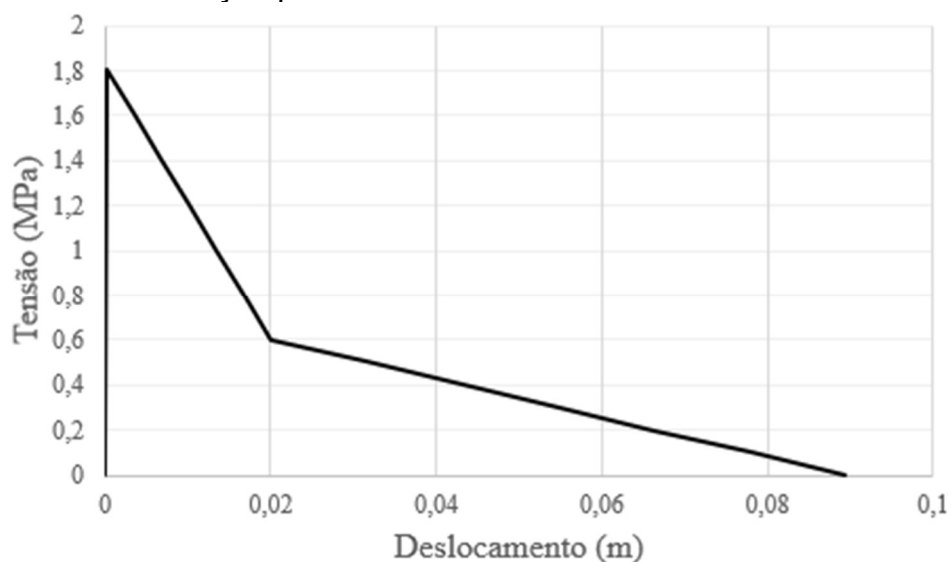
Os gráficos 6 e 7 apresentam os comportamentos de compressão e tração respectivamente do concreto C30 considerando o modelo de Carreira e Chu (1985)

Gráfico 6 - Gráfico de compressão para concreto C30 com modelo Carreira e Chu (1985)



Fonte: Próprio Autor, ABAQUS (2017)

Gráfico 7 - Gráfico de tração para concreto C30 com modelo Carreira e Chu (1985)



Fonte: Próprio Autor, ABAQUS (2017)

4.1.6 Modelo de Graybeal

A resistência a compressão é a propriedade mais importante a ser determinada em um projeto estrutural que se utilize de matriz cimentícia. Para o concreto UHPFRC, utiliza-se uma versão modificada da normal ASTM C39 – Método de teste padrão para resistência à compressão de amostras cilíndricas de concreto (ASTM, 1994). Modificação do ensaio se dá pelo aumento na taxa de carregamento de 0,24 MPa/segundo para 1 MPa/segundo (GRAYBEAL; STONE, 2012). A resistência típica a compressão do concreto de ultra alto desempenho reforçado com fibras se apresenta na faixa de 150 a 250 MPa (AFGC, 2013), porém, ensaios realizados por Richard e Cheyrezy (1995) com agregados de aço, com cura térmica acima de 250 °C atingiram a marca de 810 MPa (RUSSEL, GRAYBEAL, 2013).

A fibras da mistura do concreto citado influenciam diretamente uma série de propriedades e comportamento do material, porém não apresentam grande influência no ganho do material a compressão (HASSAN. JONES; MAHMUD, 2012). Outro ponto de melhora dado pela adição das fibras é a resposta do sólido ao rompimento, o concreto com adição de fibras apresenta rompimento menos explosivo que a maioria dos concretos (GRAYBEAL, 2006).

Graybeal (2006) determinou esse ganho de resistência à compressão utilizando uma análise de regressão de dados para uma mistura específica para gerar a equação 11, que determina o ganho de resistência à compressão em qualquer momento após 0,9 dias.

$$f'_{c,t} = f_c \left[1 - \exp \left(- \left(\frac{t - 0,9}{3} \right)^{0,6} \right) \right] \quad (\text{Eq. 11})$$

Onde $f'_{c,t}$ é a resistência a compressão em t dias, f_c é a resistência a compressão após 28 dias e t é o tempo em dias após o processo de moldagem da amostra.

Tabela 7 - Resumo de análises realizadas no software ABAQUS

ID	Material	Análise
Modelo_C30_Compressão_CDP	Concreto C30	Compressão
Modelo_C30_Tração_CDP	Concreto C30	Tração
Modelo_UHPFRC_Compressão_CDP	Concreto UHPFRC	Compressão
Modelo_UHPFRC_Tração_CDP	Concreto UHPFRC	Tração

Fonte: Próprio Autor, ABAQUS (2017)

5. RESULTADOS

Os principais resultados obtidos através das quatro análises citadas na tabela 7 são demonstrados pela tabela 8:

Tabela 8 - Resultados de análises tração-compressão para concreto C30 e UHPFRC

ID	Material	Análise	σ_{cr} (MPa)	Desl. Máx (m)
Modelo_C30_Compressão_CDP	Concreto C30	Compressão	22,38	$9,4 \times 10^{-4}$
Modelo_C30_Tração_CDP	Concreto C30	Tração	1,6	0,29
Modelo_UHPFRC_Compressão_CDP	Concreto UHPFRC	Compressão	74,2	0,21
Modelo_UHPFRC_Tração_CDP	Concreto UHPFRC	Tração	6,10	$1,2 \times 10^{-3}$

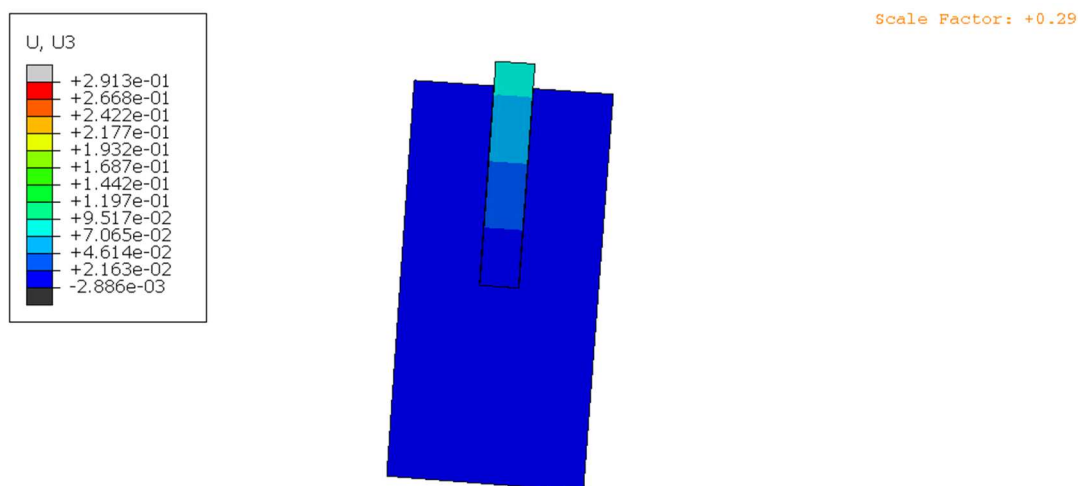
Fonte: Próprio Autor, ABAQUS (2017)

Conforme relatado na tabela 8 os resultados obtidos das quatro simulações trazem valores que compreendem o fundamento de adição de fibras à mistura do concreto, visto que o objetivo da adição dos mesmos é fazer com que as fluências de tensões internas melhores. Assim, o resultado de compressão do concreto UHPFRC apresenta-se com valor mais de três vezes maior que se comparado ao C30 enquanto seu deslocamento à tração permanece em valores muito menores em comparação ao concreto convencional.

5.1 Comportamento do sistema Solo-Estaca para concreto C30 submetido a tração no software ABAQUS

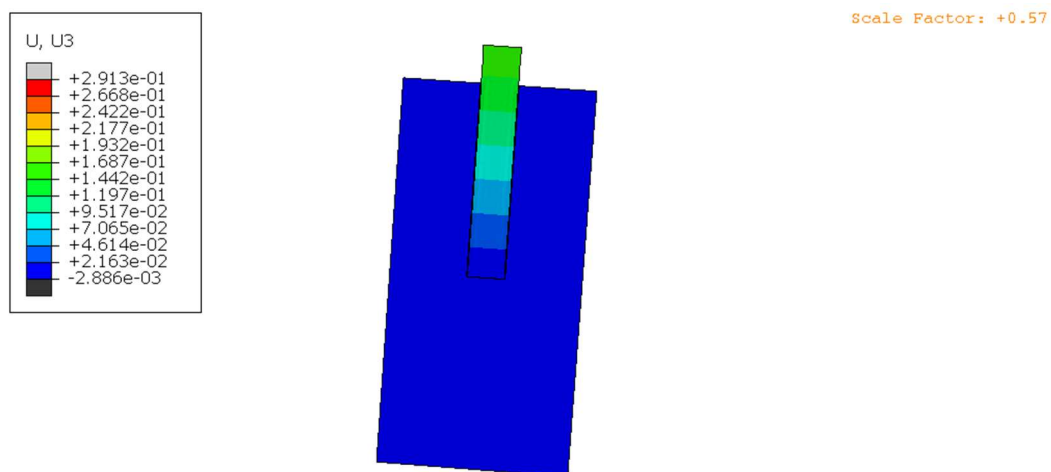
As figuras 15 a 17 a seguir apresentam o comportamento da simulação numérica proposta para uma estaca de concreto convencional. nesta podemos observar as regiões de maiores solicitações para com o deslocamento vertical do sólido resultantes das delimitações aplicadas.

Figura 15 - Representação de deslocamento aplicado à estaca no instante $t = 0,1912$ segundos, passo de carga = 0,29 para concreto C30



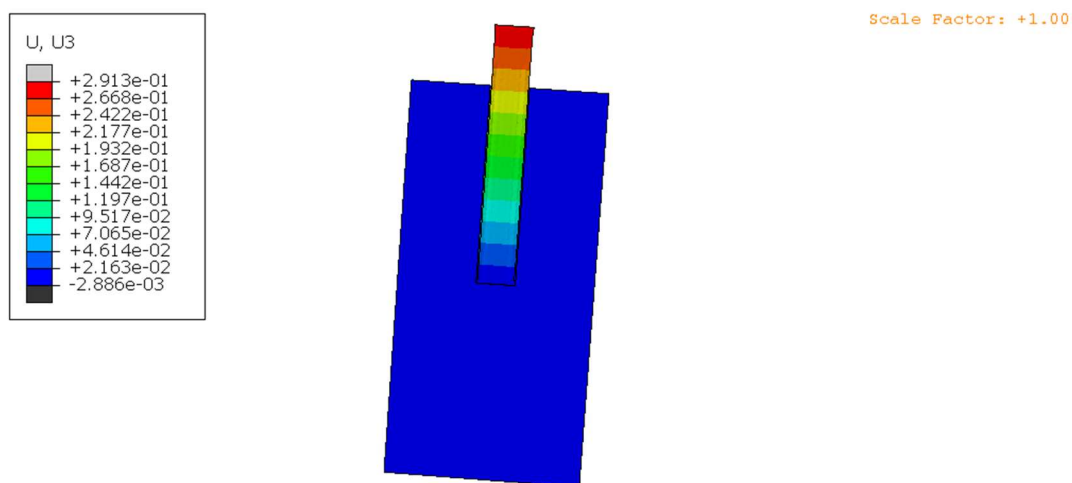
Fonte: Próprio Autor, ABAQUS (2017)

Figura 16 - Representação de deslocamento aplicado à estaca no instante $t = 0$, 1912 segundos, passo de carga = 0,57 para concreto C30



Fonte: Próprio Autor, ABAQUS (2017)

Figura 17 - Representação de deslocamento aplicado à estaca no instante $t = 0,1912$ segundos, passo de carga = 1,00 para concreto C30



Fonte: Próprio Autor, ABAQUS (2017)

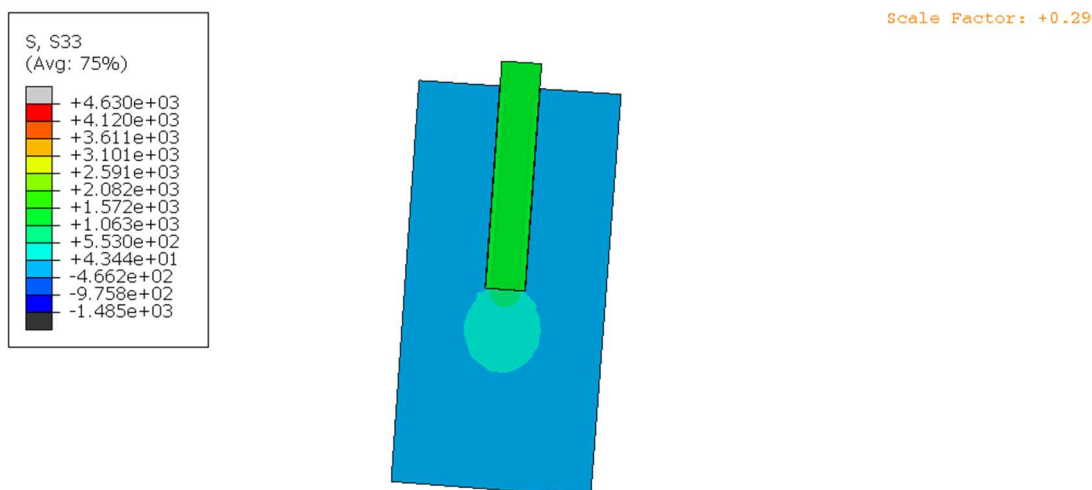
É possível observar através da sequência de figuras o comportamento do sistema perante o esforço axial de tração (i.e., direção vertical Z), onde o deslocamento na estaca é apresentado de forma uniforme em relação a seção transversal. O aumento

de deslocamento é gradual e ocorre de acordo com sua aplicação de deslocamento no ponto.

Para o concreto C30 em questão observa-se que os deslocamentos tem valores de aproximadamente $1,421 \times 10^{-3}$ m para tempo igual 0,29 segundos, $2,842 \times 10^{-3}$ m para o ponto 0,57 segundos após aplicação e aproximadamente $5,210 \times 10^{-3}$ m para o deslocamento máximo encontrado depois de um segundo de simulação.

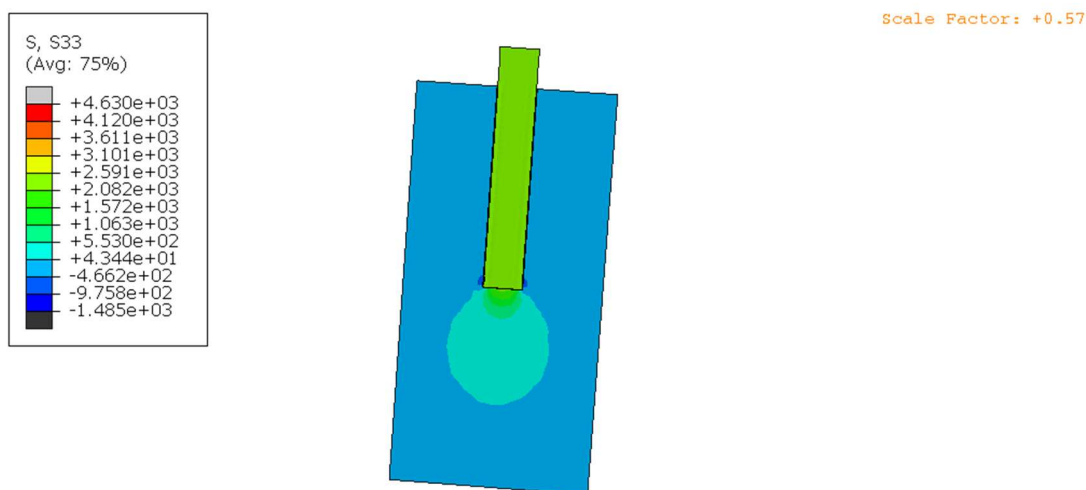
Outra análise realizada foi a de distribuição de tensão no solo para a solicitação proposta. A figura 18 a 20 a seguir mostram como o cenário solo-estaca se comporta perante análise de tensões.

Figura 18 - Representação de distribuição de tensões à estaca no instante $t = 0,1912$ segundos, passo de carga = 0,29 para concreto C30



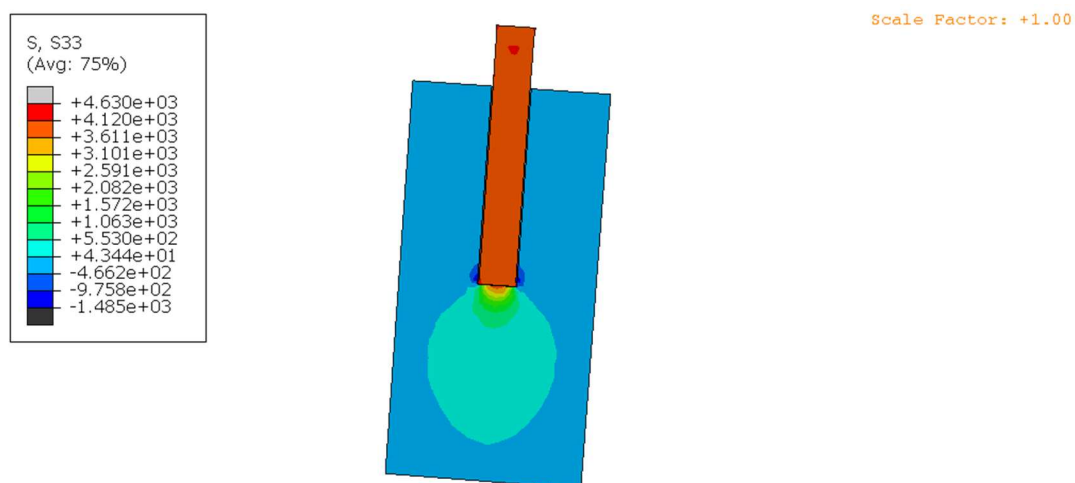
Fonte: Próprio Autor, ABAQUS (2017)

Figura 19 - Representação de distribuição de tensões à estaca no instante $t = 0,1912$ segundos, passo de carga = 0,57 para concreto C30



Fonte: Próprio Autor, ABAQUS (2017)

Figura 20 - Representação de distribuição de tensões à estaca no instante $t = 0,1912$ segundos, passo de carga = 1,00 para concreto C30

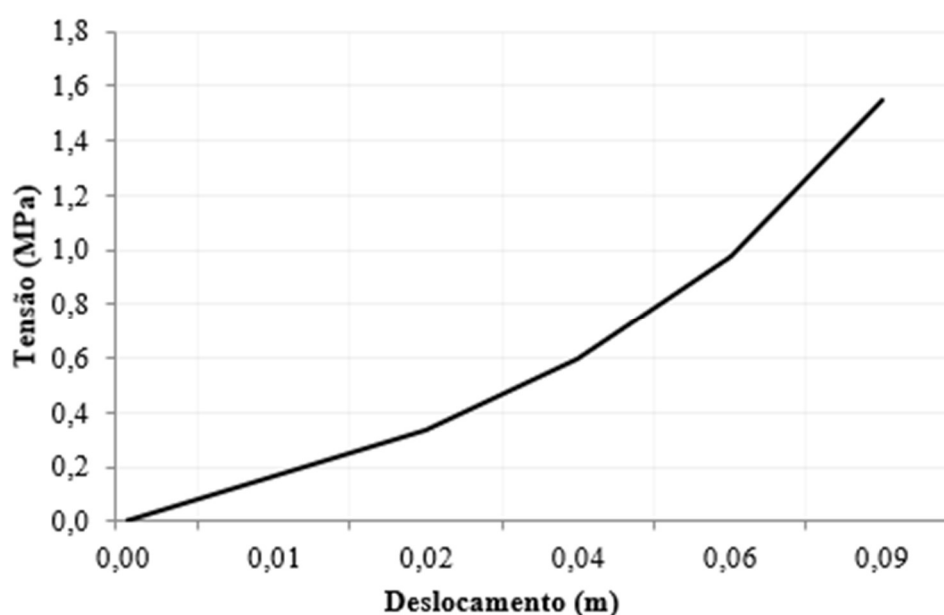


Fonte: Próprio Autor, ABAQUS (2017)

Conforme o tempo de simulação passa as tensões internas à estaca se apresentam somente na parte inferior da mesma com fomo de crescimento nos limites de sua geometria trazendo um esforço de valores próximos a $5,53 \times 10^2$ kN enquanto a distribuição no resto do comprimento fica mais alta, na casa de $4,12 \times 10^3$ kN.

Através dos resultados da tensão e deformação da simulação em conjunto aplicam-se os métodos CDP e Mohr-Coulomb para visualização do comportamento tensão x deformação dos mesmos como mostra o Gráfico 8. O valor máximo encontrado para a tensão (N/m^2) foi 1,6 kN, tal valor se apresenta baixo devido ao concreto não ter boas respostas de resistência a tração quando não adicionadas armaduras ou fibras por exemplo.

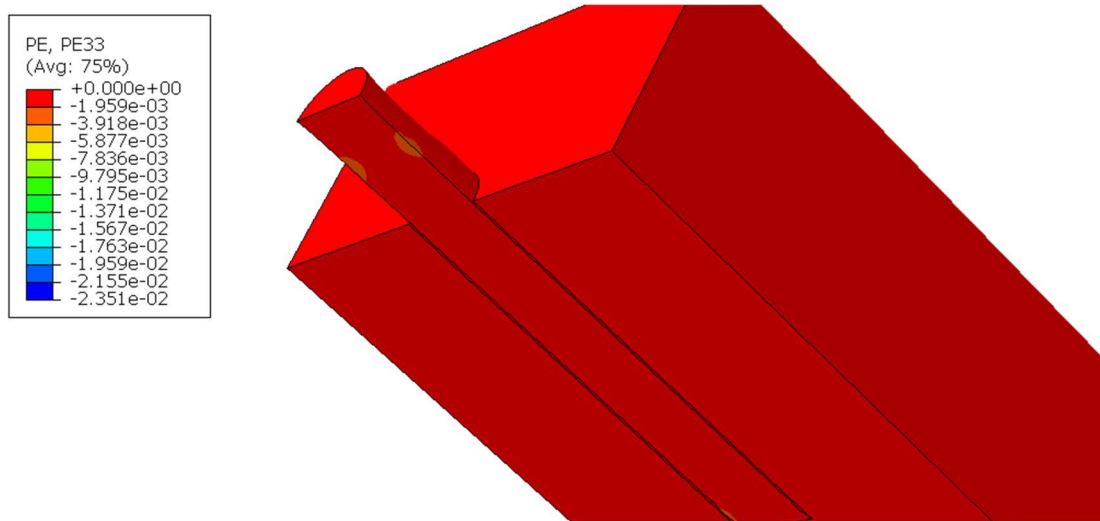
Gráfico 8 - Gráfico força-deslocamento para concreto C30 submetido a tração



Fonte: Próprio Autor, ABAQUS (2017)

Para o gráfico de força por deslocamento para tração foram mostrados valores de f_{cr} pequenos se comparados com os apresentados para compressão. Sendo f_{cr} a força onde aparece a criação dos limites elásticos do sistema, ou seja, a força que representa ruptura.

Figura 21 - Gráfico de análise PE de estaca de concreto C30 submetido a tração

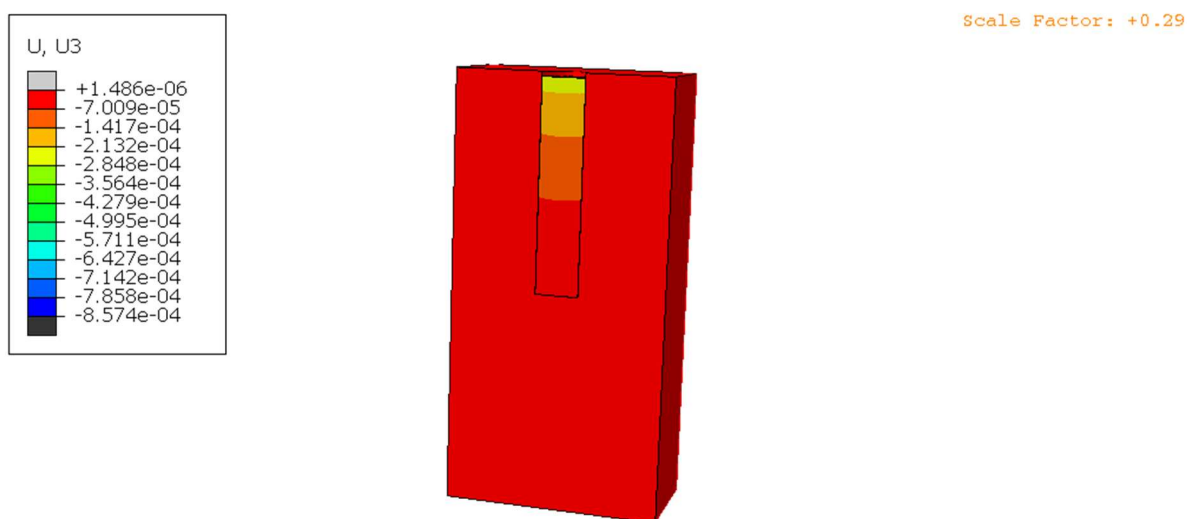


Fonte: Próprio Autor, ABAQUS (2017)

5.2 Comportamento do sistema Solo-Estaca para concreto C30 submetido a compressão no software ABAQUS

No capítulo Resultados, para compressão é possível notar já nos primeiros instantes que o deslocamento tem distribuição homogênea perante todo o comprimento da estaca.

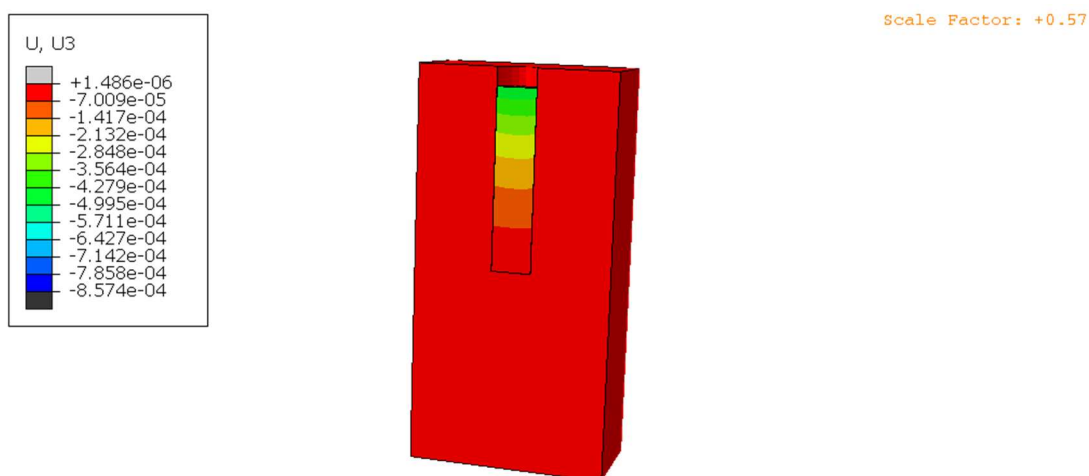
Figura 22 - Comportamento de deslocamento solo-estaca à compressão para concreto C30 no instante $t = 1,65 \times 10^{-2}$ s, passo de carga = 0,29



Fonte: Próprio Autor, ABAQUS (2017)

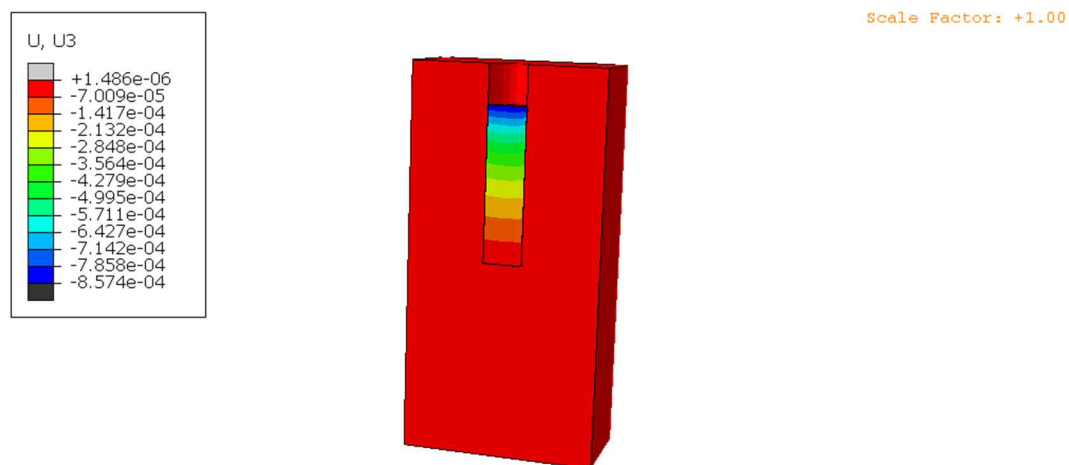
Na sequência da simulação para o deslocamento na direção U33 nota-se o crescimento de valores de deslocamento para a estaca no passo de carga em 0,57 chegando a um deslocamento máximo no instante de 1 segundo igual a $2,84 \times 10^{-4}$ m para a estaca.

Figura 23 - Comportamento de deslocamento solo-estaca à compressão para concreto C30 no instante $t = 1,65 \times 10^{-2}$ s, passo de carga = 0,57



Fonte: Próprio Autor, ABAQUS (2017)

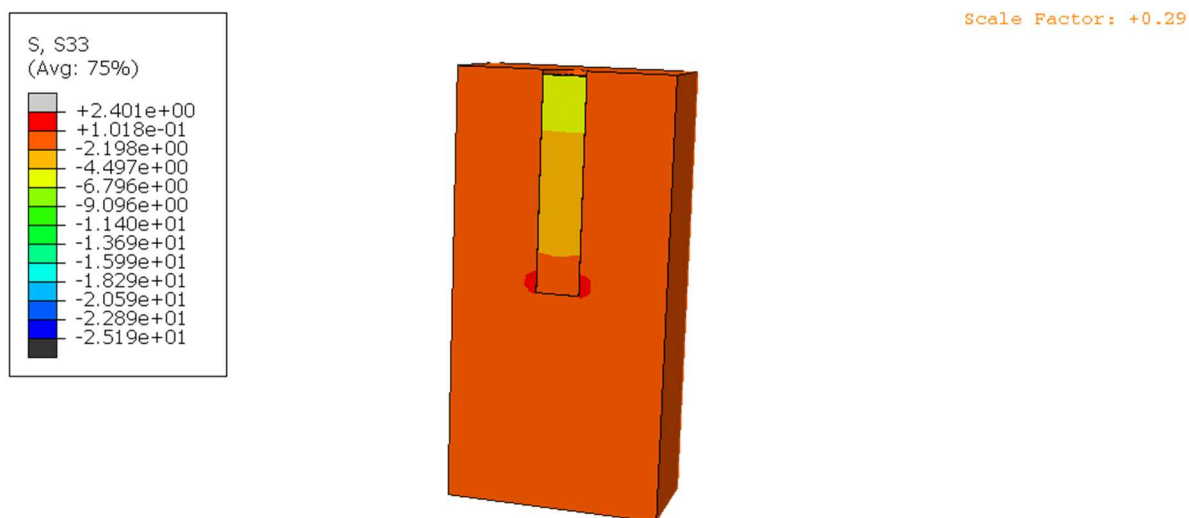
Figura 24 - Comportamento de deslocamento solo-estaca à compressão para concreto C30 no instante $t = 1,65 \times 10^{-2}$ s, passo de carga = 1,00



Fonte: Próprio Autor, ABAQUS (2017)

Foi realizada também a análise de distribuição de tensões no sistema solo-estaca em questão. Nas figuras 25 a 27 pode-se demonstrar o comportamento de tensão dos materiais no decorrer da aplicação das forças.

Figura 25 - Representação de distribuição de tensões à estaca no instante $t = 8,7 \times 10^{-4}$ segundos, passo de carga 0,29 para o concreto C30



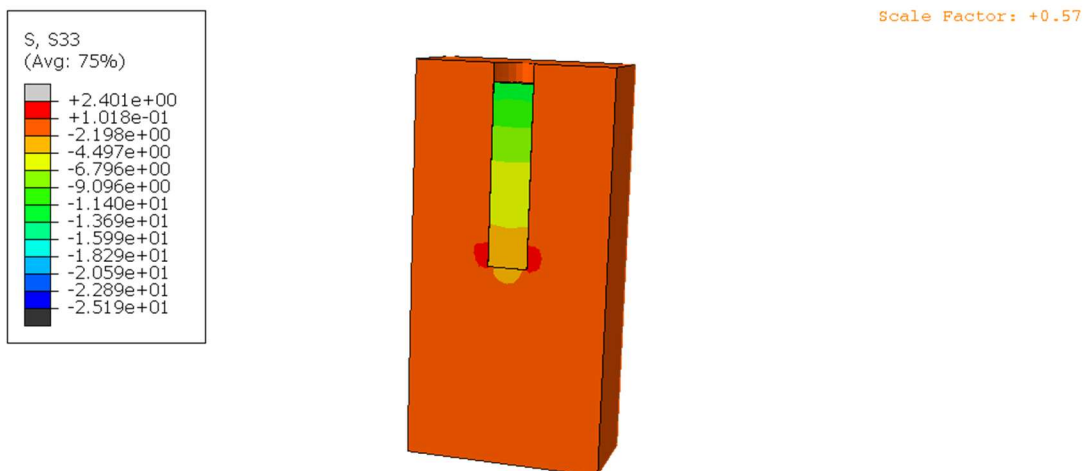
Fonte: Próprio Autor, ABAQUS (2017)

Nos primeiros instantes depois da aplicação do deslocamento no ponto representativo RP-2 criado para análise de compressão é possível se observar a existência de regiões de tensão que atuam ao longo do comprimento da estaca.

A parte inferior da estaca, ainda sim, é o local onde se encontrará a maior concentração de esforços internos chegando a 2,4 kN. Uma área de concentração de tensões na parte inferior da estaca é formada com valores próximos a 2,19 kN, enquanto que na parte inferior mais próxima aos limites de canto da estaca temos o aparecimento de tensões um pouco menos brandas na casa dos $1,01 \times 10^{-1}$ kN.

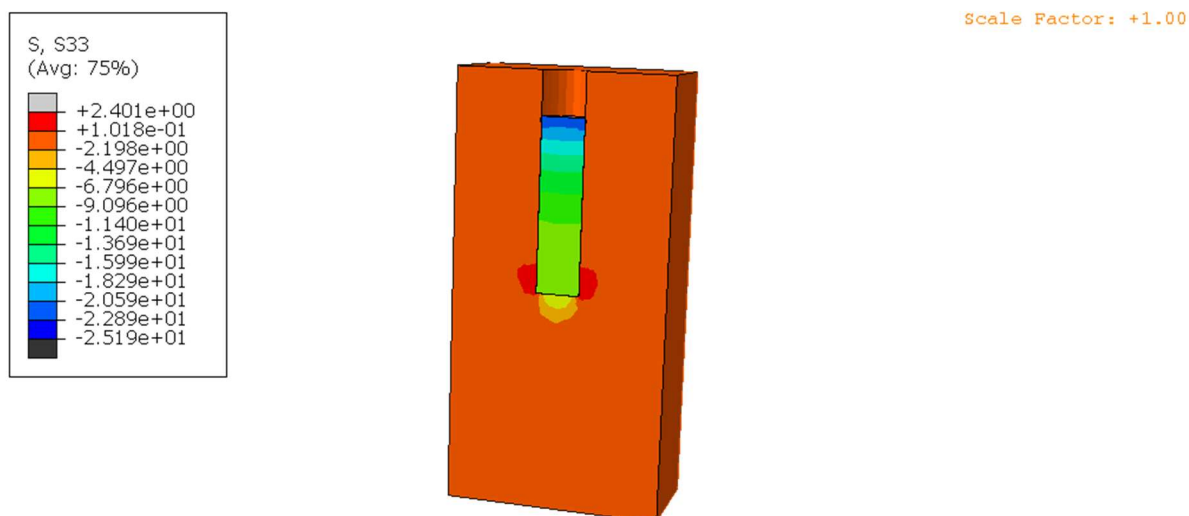
Analisando o comportamento do sólido pode-se observar tensões aparecendo ao longo de todo o elemento. As áreas de solo que se encontram diretamente abaixo da estaca submetida a compressão apresentam uma tensão maior se comparada aos demais locais tensionados.

Figura 26 - Representação de distribuição de tensões à estaca no instante $t = 8,7 \times 10^{-4}$ segundos, passo de carga = 0,57 para o concreto C30



Fonte: Próprio Autor, ABAQUS (2017)

Figura 27 - Representação de distribuição de tensões à estaca no instante $t = 8,7 \times 10^{-4}$ segundos, passo de carga = 1,00 para o concreto C30

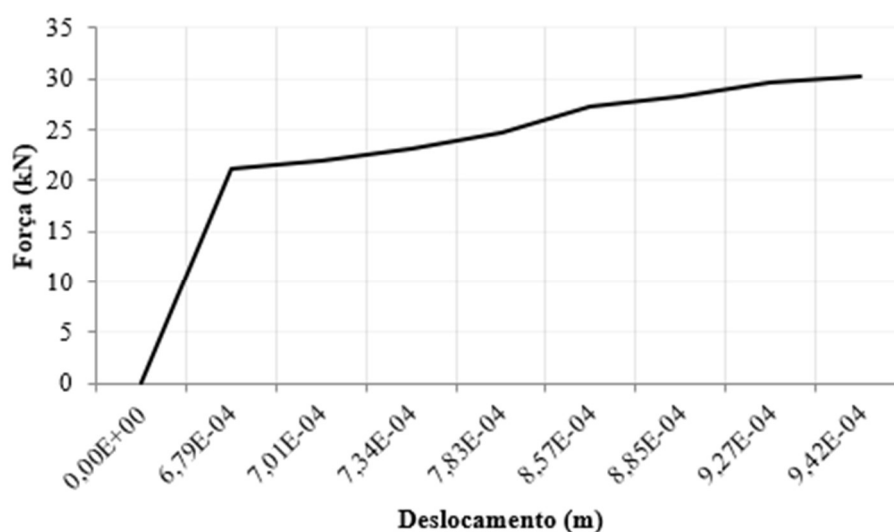


Fonte: Próprio Autor, ABAQUS (2017)

O comportamento da área encontrada imediatamente abaixo da estaca também acontece de forma similar, as características citadas para as tensões de início de tempo seguem as mesmas porém com pontos de atenção. Conforme o acréscimo de tensão na estaca ocorre anota-se o aparecimento das tensões, com valores que chegam a $1,36 \times 10^1$ kN para regiões mais ao centro da estaca e $2,05 \times 10^2$ Pa próximo aos limites.

O gráfico 9 apresenta o comportamento de força-deslocamento para estaca de C30 a compressão. Nota-se que o elemento apresenta resistência de 35 kN (3,5 toneladas), e força de fissuração (F_{cr}) de 22,5 kN. Através do gráfico de análise Plastic Strain (PE) é possível encontrar tais resultados visto que, como a análise apresenta o comportamento plástico do material, a partir do momento em que observou-se valores diferentes de zero, teremos os pontos de apresentação dos valores citados.

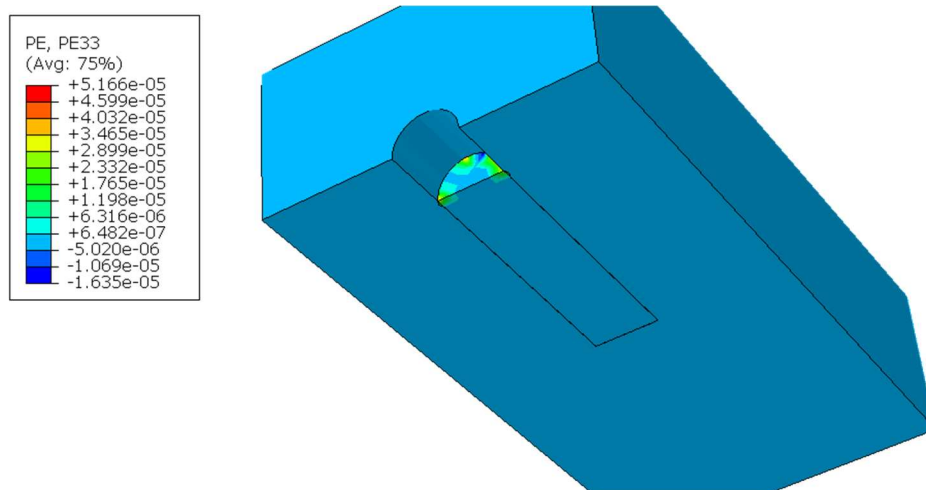
Gráfico 9 - Gráfico força-deslocamento para concreto C30 a compressão



Fonte: Próprio Autor, ABAQUS (2017)

É possível observar o comportamento linear do cenário de compressão do concreto C30 da simulação no começo da aplicação de tensão até o momento em que esta fica próxima a 22 kN e com deslocamento aproximado 0,0006 metros. A partir de valores de tensão maiores que 23 kN o concreto apresenta uma deformação não linear mostrando a entrada do mesmo em seu regime plástico, portanto, não podendo retornar naturalmente ao seu estado de forma inicial. Para a prática, seria este o ponto onde não se pode mais se utilizar do material obtido já que este, a partir daí, apresentaria resíduos de deformação perdendo suas características mecânicas e deixando de ser seguro.

Figura 28 - Figura de análise PE de estaca de concreto C30 submetida a compressão

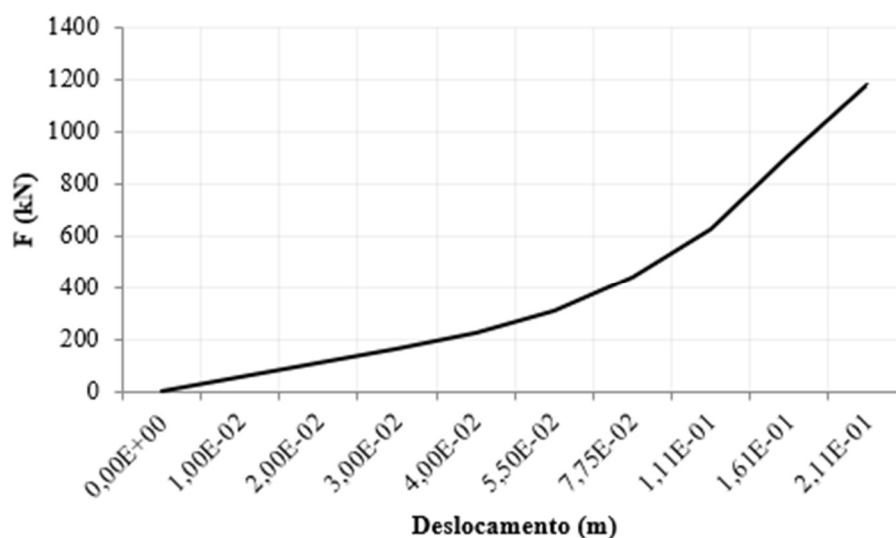


Fonte: Próprio Autor, ABAQUS (2017)

5.3 Variáveis de resposta Força x Deslocamento concreto UHPFRC para compressão

A estaca composta por UHPFRC apresenta, além de melhores respostas quanto a resistência se comparada ao concreto C30 simulado, um comportamento de distribuição de tensões internas deferente. As respostas de tensão obtidas do concreto C30 nos mostravam uma concentração de tensões localizada imediatamente abaixo da base da estaca como mostra as Figura 25 a 27, já para estacas compostas por UHPFRC as tensões são vistas em todo o comprimento da estaca, gerando assim tensões no solo mais próximas a superfície.

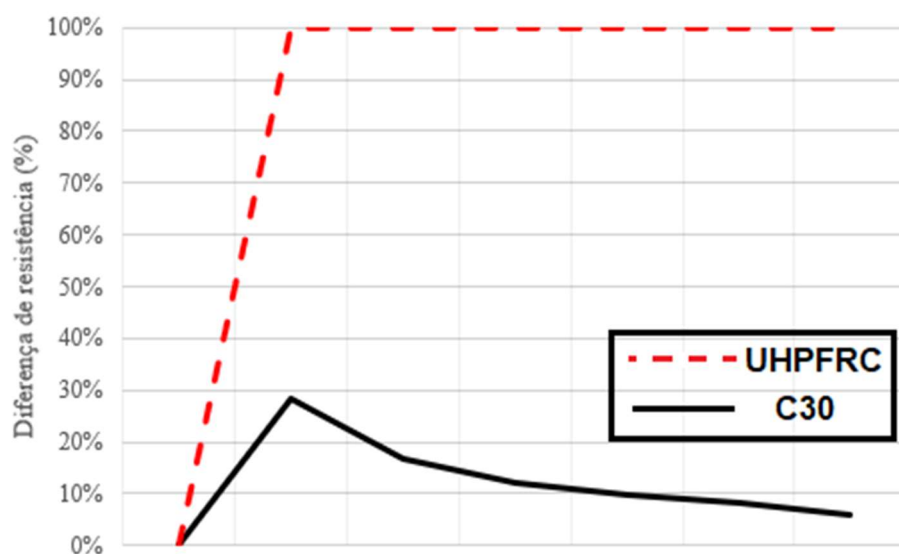
Gráfico 10 - Gráfico força-deslocamento para concreto UHPFRC a compressão



Fonte: Próprio Autor, ABAQUS (2017)

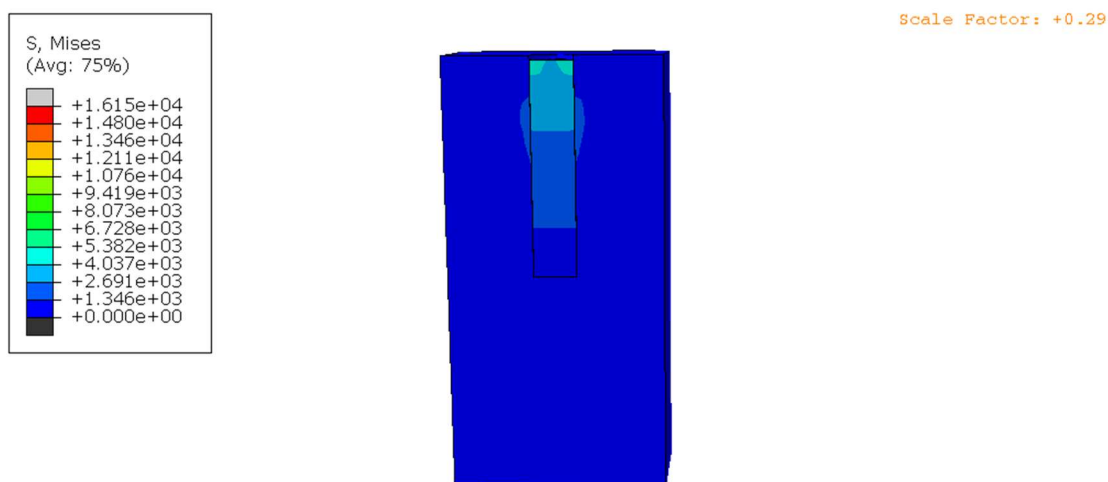
A seguir, no gráfico 11, foram comparados os resultados observados entre a análise tensão-deslocamento para os concretos C30 e UHPFRC, nota-se uma superioridade absoluta dos valores do concreto com fibra, que mostra resultados quase quatro vezes maiores que os do C30.

Gráfico 11 - Gráfico força-deslocamento para concreto UHPFRC e C30 a compressão



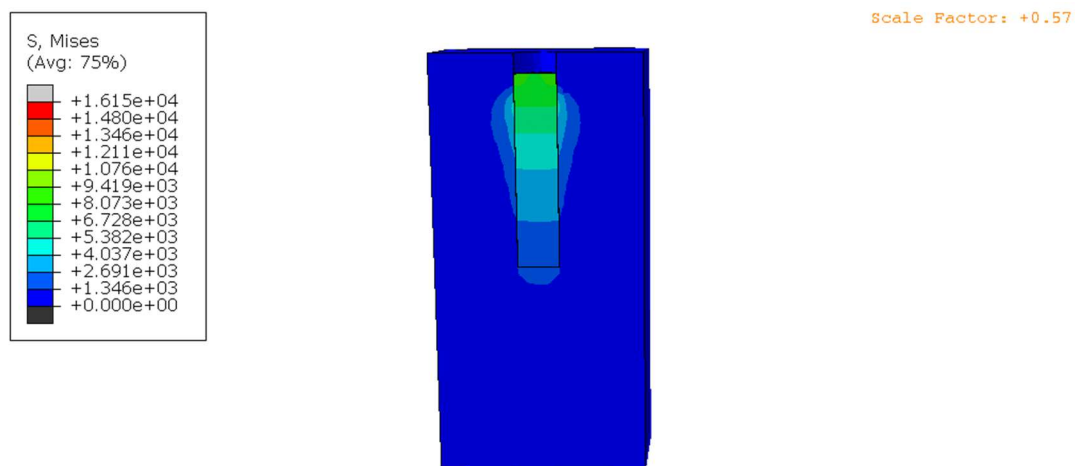
Fonte: Próprio Autor, ABAQUS (2017)

Figura 29 - Representação de distribuição de tensões de compressão à estaca no instante $t = 0,2912$ segundos, passo de carga = 0,57 para o concreto UHPFRC



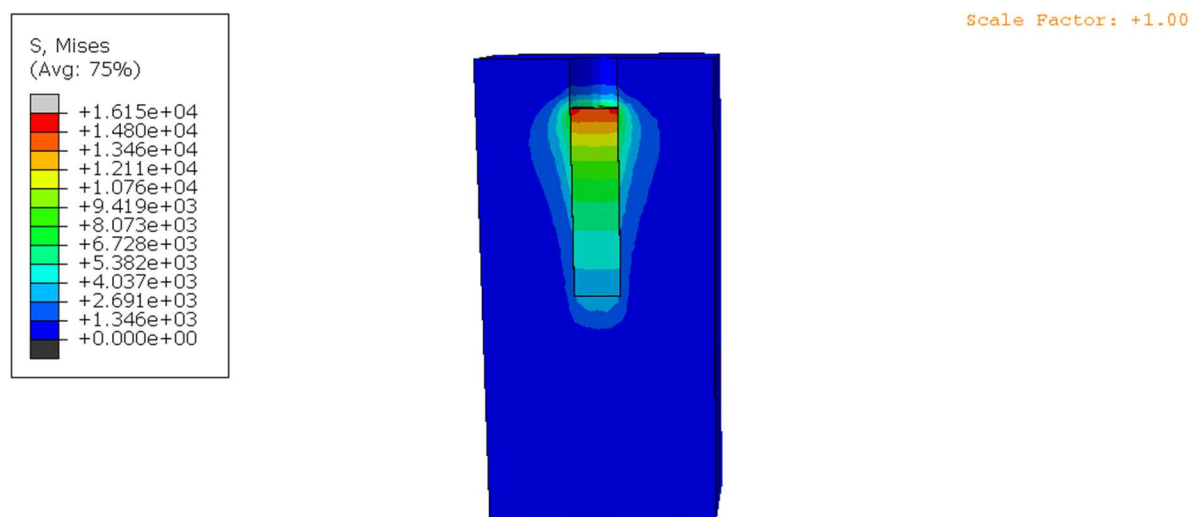
Fonte: Próprio Autor, ABAQUS (2017)

Figura 30 - Representação de distribuição de tensões de compressão à estaca no instante $t = 0,2912$ segundos, passo de carga = 0,57 para o concreto UHPFRC



Fonte: Próprio Autor, ABAQUS (2017)

Figura 31 - Representação de distribuição de tensões de compressão à estaca no instante $t = 0,2912$ segundos, passo de carga = 1,00 para o concreto UHPFRC

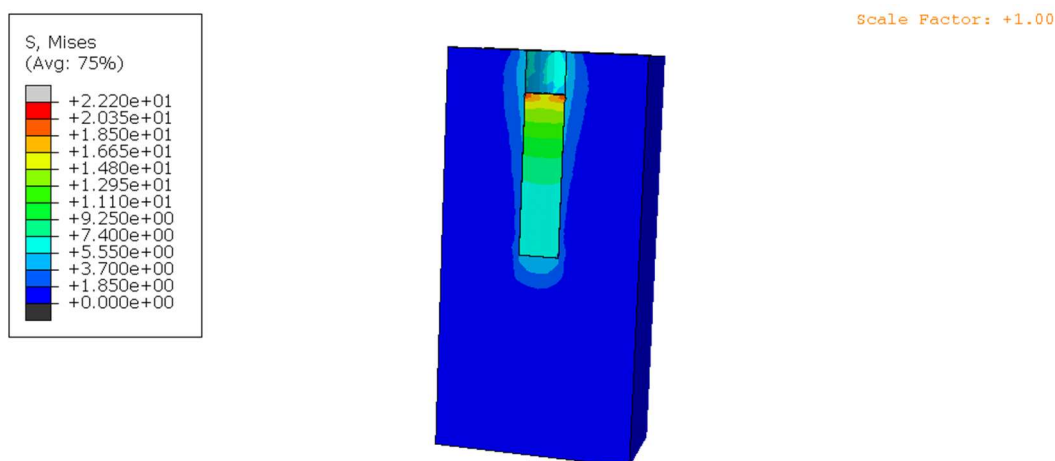


Fonte: Próprio Autor, ABAQUS (2017)

A tensão se apresenta em todo o entorno da estaca com amplitudes máximas internas próximas a $1,48 \times 10^4$ e as transmitidas ao solo com valores mais baixos próximos a $9,42 \times 10^3$. Através da análise PE (*Plastic Estrain*) é possível obter o instante em que o material chega a seu limite elástico, passando para o regime

plástico. Os resultados dos ensaios realizados para os dois tipos de concreto propostos são mostrados na figura 32.

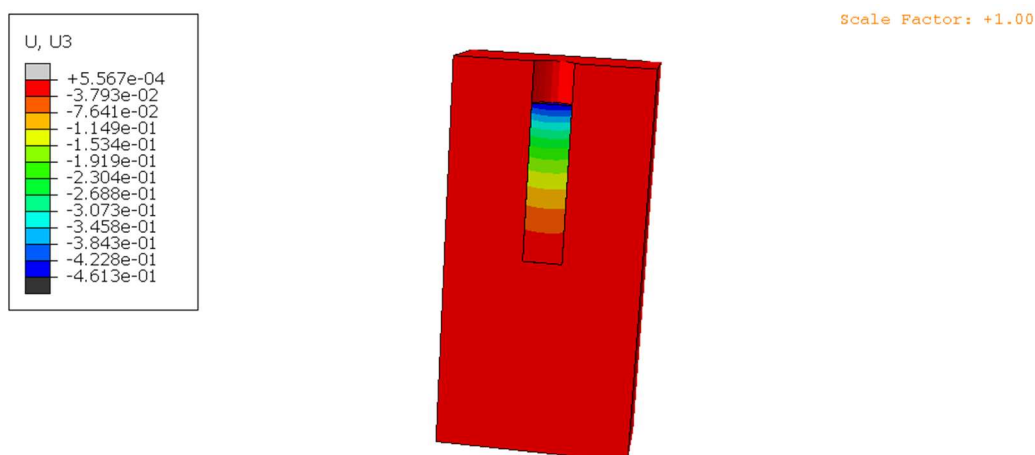
Figura 32 - Representação de distribuição de tensões de compressão à estaca no instante $t = 0,2912$ segundos, passo de carga = 1,00 para concreto C30



Fonte: Próprio Autor, ABAQUS (2017)

Pode-se notar uma distribuição interna de tensões com maiores valores na parte superior da estaca com o UHPFRC com resultados próximos a $1,5 \times 10^4 \text{ MPa}$ enquanto o C30 22,2 MPa. Quando se observa o comportamento perante ao solo nota-se valores mais baixos encontrados para o C30 além da propagação das tensões no solo até sua superfície, enquanto que no concreto de ultra alto desempenho com fibras estas ficam mais concentradas ao redor da estaca.

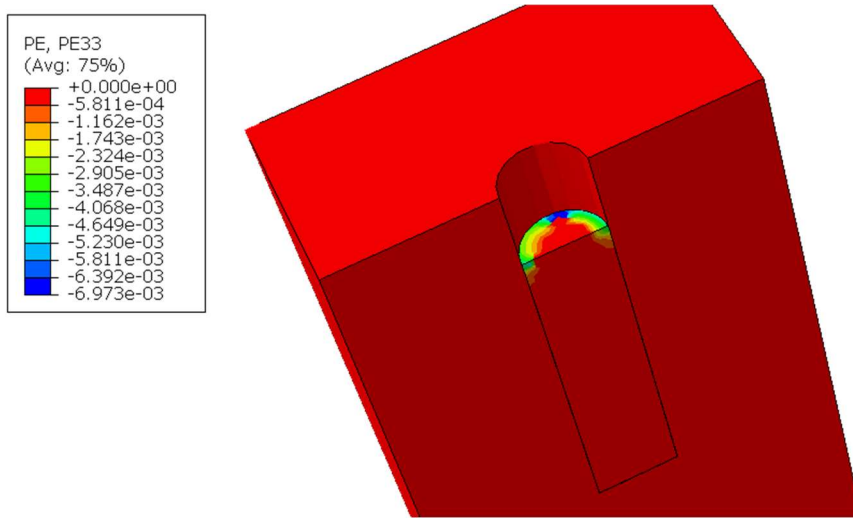
Figura 33 - Representação de distribuição de deslocamento de compressão à estaca no instante $t = 1,00$ segundos



Fonte: Próprio Autor, ABAQUS (2017)

Os resultados das simulações que representam o comportamento do concreto de ultra alto desempenho com fibras são demonstrados da mesma forma, observaram-se regimes uniformes de tensão, devido a aplicação centrada da força. Pode-se observar um comportamento parecido com as respostas dadas pelas estacas de concreto C30 para direção de crescimento de tensão, porém, com valores de deslocamento que chegam próximos a metade dos encontrados no concreto convencional.

Figura 34 - Figura de análise PE de estaca de concreto UHPFRC submetida a compressão



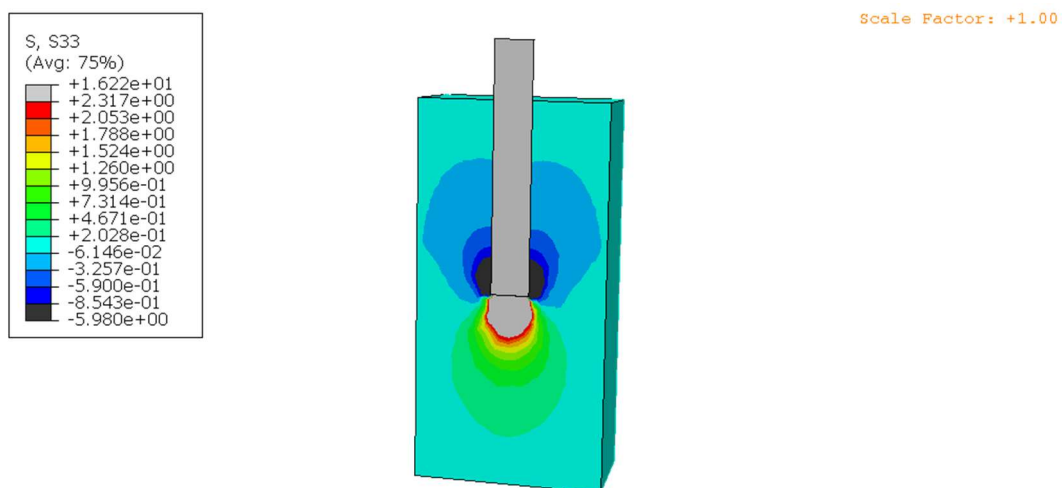
Fonte: Próprio Autor, ABAQUS (2017)

Nota-se que o UHPFRC apresenta seu limite elástico com aplicação de incremento com valor próxima a $6,97 \times 10^{-3}$ kN, valor este que, se comparado ao obtido da simulação com concreto C30, apresentam resultados de aproximadamente $2,369 \times 10^{-5}$ kN.

5.4 Variáveis de resposta Força x Deslocamento concreto UHPFRC para tração

Os resultados dos gráficos de tração do UHPFRC mostram comportamentos próximos aos do concreto analisado anteriormente. As principais diferenças relacionadas entre às simulações estão nos valores obtidos, uma vez que para o UHPFRC obteve-se valores de deslocamento de $7,85 \times 10^{-4}$ m para o concreto C30 e $2,67 \times 10^{-1}$ m e tensão internas de aproximadamente 14,3 kN enquanto os máximos encontrados para o C30 ficam na casa de $1,32 \times 10^3$ kN

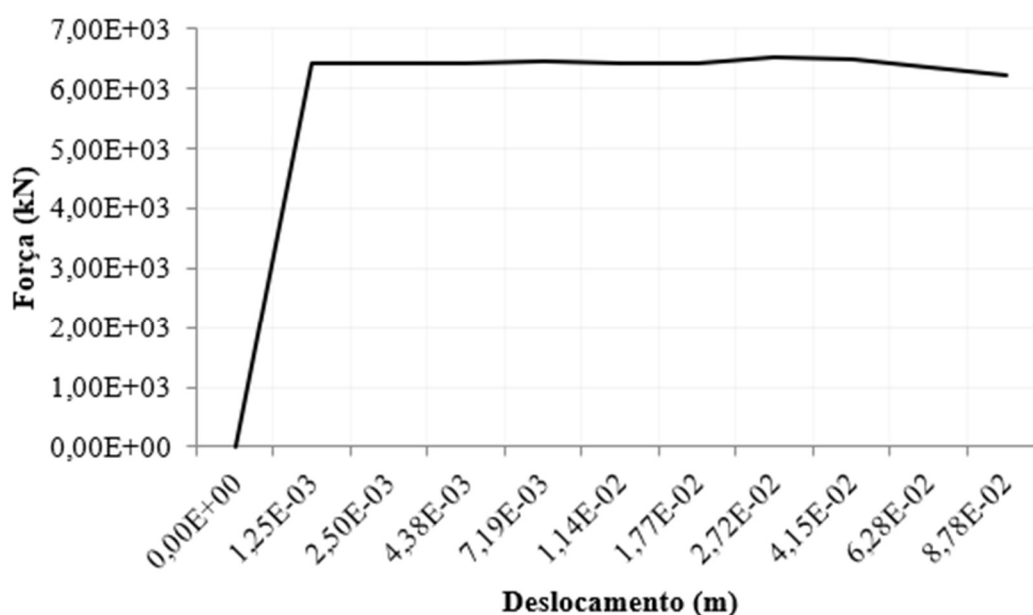
Figura 35 - Representação de distribuição de tensões de tração à estaca no instante $t = 1,00$ segundos



Fonte: Próprio Autor, ABAQUS (2017)

O gráfico 12 nos mostra o comportamento do UHPFRC a tração encontrado na simulação. Pode-se observar valores de força notavelmente superiores aos encontrados para o concreto C30.

Gráfico 12 - Gráfico de análise força-deslocamento de estaca de concreto UHPFRC submetida a tração

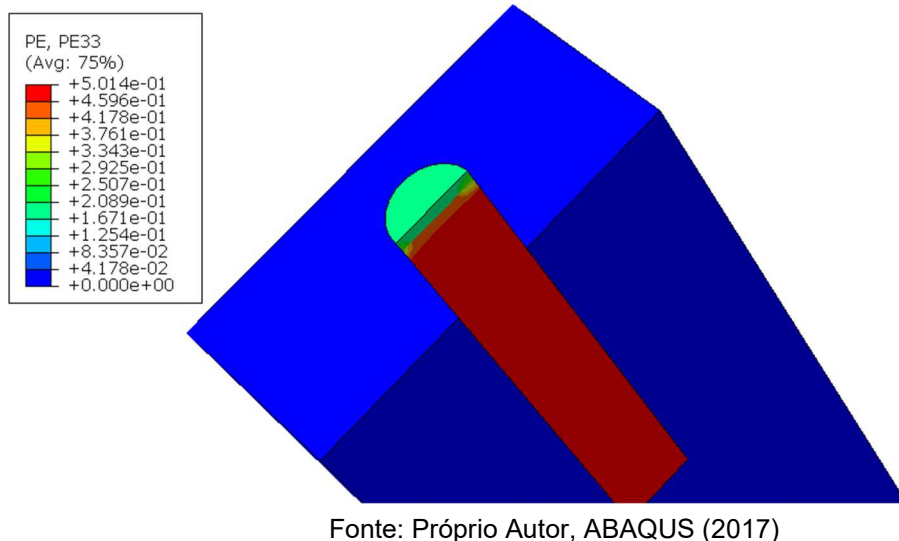


Fonte: Próprio Autor, ABAQUS (2017)

Para trazer a comparação mais próxima da realidade com relação ao sistema proposto, deve-se realizar o ensaio PE para que este traga o ponto de início de comportamento plástico.

A região de maior stress fica localizada no topo da estaca, e apresenta uma distribuição diferente das encontradas nas demais análises. Nos outros cenários simulados as forças PE, a partir do momento em que são aparentes, tinham localização pontual, enquanto que para o concreto UHPFRC nota-se uma distribuição mais uniforme na ponta da estaca.

Figura 36 – Representação de análise PE de estaca de concreto UHPFRC submetida a tração



6. CONCLUSÃO

O presente trabalho buscou apresentar uma investigação numérica comparativa do comportamento dos concretos C30 e UHPFRC, sem adição de aço, sujeitas a situações de tração e compressão. As simulações foram realizadas através do software ABAQUS 2017, onde foi possível observar as respostas dos dois diferentes tipos de concreto para a distribuição de tensões (S), deslocamento (U), além de permitir com tais resultados a criação e entendimento do comportamento tensão-deformação das misturas.

Os resultados encontrados serviram de base para sanar os questionamentos de comparação de comportamento dos dois tipos de concreto, além de demonstrar comportamentos parecidos como os demonstrados pelos modelos de Carreira e Chu (1985) e Graybeal (2013), trazem valores de força e deslocamento que também apresentam curvas de forma análoga se comparadas aos resultados dos autores citados.

Ao final das simulações é possível apresentar comparações diretas de resposta entre os dois materiais, entendendo essa característica pode-se analisar o comportamento dos dois tipos de sistema a partir do mesmo ponto temporal, melhorando ainda a comparação. Sobre o deslocamento nos dois sistemas a compressão, nota-se um comportamento parecido entre os dois sólidos. A partir do

momento em que se obtém o deslocamento sendo aplicado a estaca, esta tende a responder de forma a transmitir a deformação do topo a base da estaca mostrando um maior deslocamento na parte superior que vai perdendo representatividade até próximo da base e com valores de $8,57 \times 10^{-4}$ m para o concreto C30 e $2,91 \times 10^{-3}$ m para o UHPFRC, mostrando um deslocamento maior dado por parte do concreto com fibras. Já quando se analisa os resultados de tração nota-se algumas diferenças entre os dois casos, o concreto de ultra alto desempenho, pelo fato de apresentar fibras em sua composição, apresenta uma tensão interna que pode representar valores até dez vezes maiores que os encontrados pelo concreto convencional.

Ainda observando resultados obtidos para a tração é notável a grande diferença dos dois tipos de concreto em valores e em distribuição. As tensões internas no concreto UHPFRC tem resultados expressivamente menores uma vez que a adição de fibras ajuda na melhor distribuição da mesma dentro e fora da estaca, por este motivo pode-se observar nas figuras que ilustram o trabalho que o concreto C30 cria uma área de influência no solo muito maior se comparada ao do concreto UHPFRC. Este, para a tração, apresenta pequenos bulbos de tensão a base da estaca. Para a compressão nota-se um comportamento análogo as duas para seu deslocamento, porém, as respostas a tensões são distintas para os dois tipos. O concreto C30 mantém o padrão de criação de bulbos de tensão presentes no pé da estaca e um acúmulo de tensões na ponta da mesma, enquanto o UHPFRC nos mostra também uma concentração de tensão interna na parte superior da estaca, porém, distribuindo essa tensão para o solo de forma mais branda (valores de tensão mais baixos) e melhor distribuída já que esta não fica concentrada às áreas próximas a base da estaca e sim distribuída ao longo de todo seu comprimento com maior área de influência na parte superior do sistema.

Portanto, diante de todas as informações colhidas das simulações apresentadas no corpo do trabalho, pode-se concluir que o concreto de ultra alto desempenho com adição de fibras apresenta características e valores mais expressivos para compressão e tração.

REFERÊNCIAS

_____. ABNT NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. 3 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

AFGC. Ultra High Performance Fibre-Reinforced concretes recommendations. In: June. AFGC 2013. [S.l.: s.n.], 2013.

SANTANA, Paulo Fernando Matos de. **Análise numérica de ancoragens tipo conector com cabeça embutidos em membros de concreto armado sob tração**. 2020.

MATHEUS, Bruna Carvalho et al. **Análise da capacidade de carga axial de estaca hélice contínua embutida em rocha**. 2022.

MAFRA, Vicente et al. **Modelagem do ensaio de cisalhamento direto em elementos finitos**. 2018.

AZEREDO, Dailiane Claudia de et al. **Análise numérica de provas de cargas laterais em estacas**. 2021.

SIACARA, Adrian Torrico. **Modelagem numérica com elementos finitos de arrancamento de fundações em solos tratados com fibra**. 2017.

CARREIRA; CHU. **Stress-strain relationship for plain concrete in compression**. ACI Journal, 82(6), n. 6, p. 797–804, 1985

ROMPA, Douglas Dutra; GIDRÃO, Gustavo de Miranda Saleme. Caracterização mecânica da rigidez e resistência do concreto de ultra-alto desempenho reforçado por fibras (UHPFRC). **Ambiente Construído**, v. 20, p. 73-88, 2020.

GIDRÃO, E.C. **Estudo numérico e experimental do comportamento cíclico de vigas I protendidas de concreto de altíssimo desempenho**. 2020. Tese de Doutorado - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2020.

GIDRÃO, G.M.S.; KRAHL, P.A.; CARRAZEDO, P. **Numerical modeling and design of precast prestressed UHPFRC I beams**. Rev. IBRACON Estrut. Mater., vol. 14, no. 3, e14310, 2021.

PEDROSA, Livia Caiado; FARDÁN, Aldo Durand. **Revisão Sobre Carregamento de Estacas Submetidas À Tração Em Solos Arenosos**.

BARROS, Rodrigo; DELALIBERA, Rodrigo Gustavo; GIONGO, José Samuel. **Avaliação experimental e numérica de blocos de concreto armado sobre duas estacas**. 2016.

ZEGARRA, Eliot Pezo et al. **MODELO DO CONTINUO EQUIVALENTE PARA JUNTA EM MACIÇO DE ROCHA FRATURADO**.

CERQUEIRA JÚNIOR, Edno. **Avaliação da simulação do comportamento de grupos de estacas escavadas em perfil de solo granular a partir de funções de transferência de carga**. 2019.

CALORI, Leonardo Mateus. **Modelagem numérica e análise comparativa em vigas I protendidas constituídas de UHPFRC**. 2021. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

MEDEIROS, Rodolfo Ritller Gurgel de. **Implementação de uma ferramenta numérica para dimensionamento de estacas de concreto**. 2019. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Federal do Rio Grande do Norte.

GUIZARDI, Guilherme Venturin et al. **Estudo de estacas submetidas ao arrancamento em diferentes direções, através de ensaios em centrífuga geotécnica**. *Geotecnia*, n. 147, p. 41-59, 2019.

ESTUDO COMPARATIVO DOS RISCOS NA EXECUÇÃO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS: TUBULÕES, ESTACAS CRAVADAS E ESTACAS ESCAVADAS
FELIPE, José Maick Moreira; DE ARAUJO JUNIOR, José Luiz. ESTUDO DOS TIPOS DE FUNDAÇÕES: SAPATAS. In: **Anais Colóquio Estadual de Pesquisa Multidisciplinar (ISSN-2527-2500) & Congresso Nacional de Pesquisa Multidisciplinar**. 2018.

GELESOV, Yuri Trivinho. **Previsão da capacidade de carga de estacas escavadas em solo arenoso da região de Araquari-SC**. 2015.

RUVER, Cesar Alberto. **Estudo do arrancamento de fundações em solos tratados com cimento**. 2011.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. Fundamentos do concreto armado. **Bauru: Unesp**, 2006.

PINHEIRO, Libânio Miranda et al. Concreto armado: propriedades dos materiais. 1986.

ALVES, José Dafico. **Manual de tecnologia do concreto**. Editora da Universidade Federal de Goiás, 1982.

HOFFMANN, Luana Gabriela. **Simulação numérica de prova de carga de estaca escavada na região oeste do Paraná**. 2015. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

CALORI, Leonardo Mateus. **Modelagem numérica e análise comparativa em vigas I protendidas constituídas de UHPFRC**. 2021. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

LORENZON, Rodrigo Zardo. Estudo comparativo entre as normas brasileira e europeia no dimensionamento de pilares de concreto armado: estudo de caso. 2019. PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS ATRAVÉS DE CONCEITOS DE TRANSFERÊNCIA DE ENERGIA NO SPT

BRAGA, VD de F. Estudo dos Tipos de Fundações de edifícios de múltiplos pavimentos na Região Metropolitana de Fortaleza. **Fortaleza: UFCE**, 2009.

MAZUTTI, Júlia Hein. **Estudo do atrito lateral no arrancamento de estacas modelo instaladas por fluidização em areia**. 2018.

SANABRIA, Stivens et al. Simulação Numérica do Comportamento ao arrancamento de estacas tubulares vazadas. In: **From Fundamentals to Applications in Geotechnics**. IOS Press, 2015. p. 1293-1300.