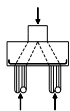


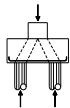


MEMORIAL PARA PROMOÇÃO À CLASSE DE PROFESSOR TITULAR DA CARREIRA DE MAGISTÉRIO SUPERIOR

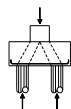
RODRIGO GUSTAVO DELALIBERA



“Fora da Caridade Não Há Salvação. E.S.E.”

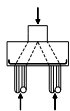


Dedico essa obra à minha esposa, Maria Inês Castro Delalibera, minha filha, Larissa de Castro de Delalibera, aos meus pais, Moacir Graciano Delalibera e Maria Cristina Del Gesso Delalibera e à minha irmã, Roberta Graciela Delalibera.



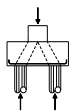
SUMÁRIO

RESUMO.....	5
1. INTRODUÇÃO.....	6
2. TRAJETÓRIA PESSOAL.....	6
3. TRAJETÓRIA PROFISSIONAL	12
3.1. Atividades de Ensino.....	12
3.2. Atividades de Orientação	14
3.3. Atividades de Pesquisa	15
3.3.1. Vigas com armadura de confinamento (pesquisa realizada no mestrado).....	16
3.3.2. Blocos sobre estacas	18
3.3.3. Lajes Maciças	44
3.3.4. Pilares de concreto armado	47
3.3.5. Pesquisas em desenvolvimento	47
3.3.6. Atividades de Extensão.....	49
3.4. ATIVIDADES ADMINISTRATIVAS.....	59
3.5. CONTRIBUIÇÕES PARA A FECIV.....	60
3.6. PRODUÇÃO BIBLIOGRÁFICA	61
3.7. ATIVIDADES NA ÁREA DE PROJETOS DE ESTRUTURAS.....	63
4. CONCLUSÃO	63
5. BIBLIOGRAFIA.....	64
ANEXO A - APRESENTAÇÃO DA DEFESA.....	68



RESUMO

Esse texto trata de meu memorial para promoção à classe de professor titular da carreira do magistério superior, junto à Faculdade de Engenharia Civil vincular à Universidade Federal de Uberlândia. Sou Pós-Doutor, Doutor e Mestre em Engenharia de Estruturas pela Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Bacharel em Engenharia Civil pela Faculdade de Engenharia de São José do Rio Preto e Técnico em Edificações pela Escola Técnica Estadual Elias Nechar. Minha carreira profissional iniciou-se no ano de mil novecentos e noventa e três, quando ainda era aluno do curso técnico em edificações e nos dias atuais, busco o topo da carreira junto à Universidade Federal de Uberlândia, almejando a classe de Professor Titular, para tal apresento um breve relato da minha trajetória pessoal e profissional até os dias atuais.



1. INTRODUÇÃO

Esse texto foi dividido em três partes: minha trajetória pessoal, minha trajetória profissional e uma conclusão. Tal decisão é justificada, pois no meu entendimento, não existiria minha carreira profissional sem minha vida pessoal.

Confesso que não estou acostumado a discorrer sobre a minha pessoa pessoal, visto que em nossas atividades profissionais somos treinados a escrever sobre atividades de ensino, pesquisas, extensões e atividades administrativas, contudo, acredito ser fundamental que os leitores deste texto tenham um conhecimento mínimo sobre minha pessoa.

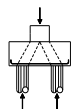
2. TRAJETÓRIA PESSOAL

Como vocês sabem, meu nome é Rodrigo Gustavo Delalibera, tenho 48 anos de idade, sou filho de Moacir Graciano Delalibera e Maria Cristina Delalibera, esposo de Maria Inês Castro Delalibera e pai de Larissa de Castro Delalibera.

Nasci no dia 23 de janeiro de 1976, numa sexta-feira, na maternidade do Hospital Padre Albino, no município de Catanduva, estado de São Paulo. Não tenho como agradecer aos meus pais um dos três bens mais preciosos que ganhei: *o primeiro, minha vida*. Sem eles eu simplesmente não existiria. Minha base familiar, fundamentada nos princípios cristãos, forjou minha personalidade. Minhas vitórias pessoais são devidas à essas duas pessoas maravilhosas e que as levo como exemplo para minha vida. Meu pai e minha mãe não pouparam esforços para garantir a esse que vos escreve as condições de ser um cidadão de bem.

Aos seis anos de idade, meus pais matricularam-me no antigo pré-primário, na Escola Estadual Otacílio de Oliveira Ramos, município de Catanduva - SP, onde fui aluno até o segundo ano do primário. Após esse período e com o nascimento de minha irmã, Roberta Graciela Delalibera (tenho sete anos mais que minha irmã), meus pais conseguiram comprar uma casa, no bairro Jardim Vertoni, também no município de Catanduva e, em função disto, fui matriculado na Escola Técnica Estadual Elias Nechar.

Foi nessa escola que tive os primeiros contatos com a arquitetura e a engenharia. Por se tratar de uma escola técnica, de manhã tínhamos aulas normais do ensino primário e no período vespertino tínhamos disciplinas profissionalizantes e aulas de educação física. Fiz aulas de marcenaria, torneiro mecânico e desenho arquitetônico. Nas aulas de desenho arquitetônico tive uma identificação imediata e uma facilidade da criação e elaboração de projetos de arquitetura. Saudosos tempos onde os desenhos eram feitos no papel “arroz” e depois transcritos para o papel “vegetal” com tinta nanquim, e a “velha” prancheta.



Cabe aqui uma crítica ao governo do estado de São Paulo daquela época, anos oitenta e início dos anos noventa, onde foram encerradas as disciplinas profissionalizantes de ensino do ensino primário em todas as escolas técnicas do estado. Que fique registrado a decisão equivocada, na minha opinião, do governo do estado de São Paulo, que decretou o fim das escolas técnicas de ensino primário.

Também faço questão de deixar registrado um dos professores mais importantes de minha vida, o professor Benedito Lenoy dos Santos, ou somente professor Dito, professor de educação física, tempos em que havia respeito pelos profissionais da educação. Com ele, além das aulas de educação física, também tive aulas de caráter, dignidade e hombridade.

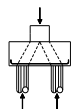
Nessa etapa de minha vida, mais precisamente dos doze aos quinze anos, a Escola Técnica Elias Nechar, além de me instruir nas disciplinas básicas e nas disciplinas profissionalizantes, me deu também a oportunidade de ser atleta. Treinado pelo prof. Dito, eu meus amigos fomos campeões sub-regionais de Voleibol e Handebol e campeões regionais em revezamento 4 x 100 m. Minha época de atleta de Handebol foi marcante e até hoje tenho contato com meus amigos e parceiros de time: Marcelo Veronese (ala), Rodrigo Gomes (ala), Eduardo Gonçalves (armador direito), Rodrigo Germano (armador esquerdo) e Éder Silva (goleiro), eu fui o armador central daquele time. Com esse time tivemos alegrias e tristezas, mais o mais importante, o companheirismo entre todos sempre prevaleceu.

Findava-se o ensino primário e iniciava-se o ensino médio. Era o ano de um mil novecentos e noventa. E nesse momento mais uma vez meus pais tiveram um papel fundamental na minha vida. Na Escola Elias Nechar, o curso de edificações (ensino médio) só era oferecido no período noturno e meus pais, sábios, matricularam-me além no curso de edificações, no colegial da Escola Estadual de Primeiro e Segundo Grau Nicola Mastrocola. Portanto, senhores leitores, cursei o colegial normal de manhã e o curso técnico de edificações a noite. No período da tarde, reveza-me entre os estudos, os treinamentos nas equipes de voleibol e handebol e os trabalhos de desenho de arquitetura para engenheiros e arquitetos.

Em 1993, formei-me no ensino médio tradicional, mas como o curso de edificações era de quatro anos, ainda falta um ano para minha formação em edificações. Em 1994, fui aprovado em um processo seletivo para estagiário na antiga Telesp (Telecomunicações do Estado de São Paulo), onde completei minha formação para o curso técnico em edificações.

No dia 21 de maio de 1994, fui agraciado com o *segundo bem mais precioso de minha vida*. Trata-se do início do relacionamento com minha esposa e estamos juntos a trinta anos.

O ano de 1994 foi intenso e com muitas realizações e ao final daquele ano, formei-me em Técnico em Edificações.



Em 1995, ingressei na Faculdade de Engenharia de São José do Rio Preto e em fevereiro do mesmo ano, após um processo seletivo, fui contratado como professor substituto pela minha antiga escola técnica (ETE Elias Nechar) para ministrar aulas de Solos e Topografia.

Em 1996 fui monitor das disciplinas de Resistência dos Materiais I e II na Faculdade de Engenharia de São José do Rio Preto, onde permaneci como monitor por três anos.

Em 1997, passado o interstício de um ano, novamente fui aprovado como professor substituto na ETE Elias Nechar, mas agora somente para a disciplina de Topografia.

Durante os anos de 1998 e 1999, realizei estágios em empresas de engenharia e exercia minha atividade profissional com técnico em edificações. No ano de 1999, com o apoio de minha namorada (hoje minha esposa), inscrevi-me para a prova de mestrado em Engenharia de Estruturas, na Escola de Engenharia de São Carlos, vinculada à Universidade de São Paulo (SET/EESC/USP). Tive êxito e fui aprovado em quinto lugar para o curso de mestrado, que se iniciaria em março de 2000.

Em fevereiro de 2000, foi minha colação de grau e tenho orgulho de ser o segundo melhor aluno de minha turma. Ingressamos em 1995 em 100 anos e após cinco anos, formaram-se apenas 23.

Sou Engenheiro Civil. Lembro-me do orgulho de meus pais. Foram três dias de festividades. No primeiro dia uma missa em homenagem aos formandos e suas famílias, no segundo dia a colação de Grau e um jantar e no terceiro dia o baile dos formandos.

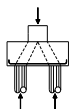
No curso de engenharia civil tive a sorte de conhecer grandes homens que até hoje são meus amigos. Faço questão de citar seus nomes: Hylton Oliveri, Leandro Luiz Chiachio; e Cristian dos Santos.

Tenho somente boas lembranças daqueles tempos e gostaria de compartilhar com vocês algumas de minhas memórias.

Primeiramente quero externar meu agradecimento a todos os meus professores, que na minha humilde e sincera opinião, foram ótimos profissionais e me deram uma base construída em rocha para ser o engenheiro que sou hoje. Não conseguirei me lembrar de todos os nomes de meus mestres, mas gostaria de citar os nomes de alguns: Ailton Rozani (Xing); Ângelo Rubens Migliore Júnior; Antônio Cury Júnior; Arthur Gonçalves; João Carlos de Carvalho; Mara Regina P. Rodrigues Jorge; Marco Antônio Pastore; Pedro Donizete Zacarin; Paulo Terzian; Valdecir Polizelli; Wanderley Polizelli, minha gratidão a todos vocês.

É claro que naquela época, com vinte e poucos anos, levávamos a vida com mais leveza e as brincadeiras eram, em geral, corriqueiras.

O meu curso foi integral e tínhamos aulas todos os dias. Mais para o final do curso, tínhamos aulas aos sábados de manhã, foram duas disciplinas em dois semestres: *Pontes de Concreto* em um semestre e *Protendido* no outro. As aulas terminavam por voltas das 11 h e 30 min e como eu viajava todos os dias de Catanduva – SP (embarcava às 5 h e 30 min) para São José do Rio Preto (chegava



por volta das 6 h e 30 min) e o horário do ônibus de volta para Catanduva – SP era às 16 h, meus amigos e eu ficamos no bar do Evandro para “matar” o tempo. Lembro-me dos pastéis, do churrasco (quero acreditar que era carne bovina) e é claro da cerveja bem gelada. Naquelas horas conversamos sobre tudo e resolvíamos todos os problemas do mundo.

Mas o que gostaria de comentar é sobre o bar do Evandro: um estabelecimento de uma porta, tendo dois metros de largura e uns seis metros de comprimento. No bar do Evandro não tinha garçom e se quisemos beber algo tínhamos que nós próprios nos servir. Mas aí vocês poderiam estar se questionando: mas e o pastel e o churrasco? Pois bem, o pastel comprávamos na feira, pois era aos sábados e em frente do bar e o churrasco, deixamos combinado com o Evandro. Foi praticamente dois semestres cursando a disciplina do Bar do Evandro, como chamávamos nosso encontro após as aulas da faculdade.

E assim, chegava ao fim de mais um ciclo de minha vida.

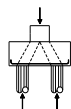
Em março de 2000, mudei-me para São Carlos – SP, para iniciar outra etapa de minha vida: o curso de mestrado em estruturas SET/EESC/USP. Dúvidas, receios, medos, inseguranças, todos esses sentimentos estavam latentes em minha mente. Me colocava em posição de inferioridade em relação aos demais colegas do curso, pois era um engenheiro formado em uma faculdade particular (autarquia municipal) e estava no meio de engenheiros vindos de universidades públicas e de diversos estados do Brasil.

Meus colegas e eu iniciamos as disciplinas: Teoria da Elasticidade; Método dos Elementos Finitos; Análise Matricial de Estruturas; Concreto Armado; entre outras. Ao se passar dois meses, meus medos deixaram de existir, pois fui um dos melhores alunos de minha turma, o qual me orgulho muito.

Faço uma referência especial ao meu orientador, prof. José Samuel Giongo, um dos melhores engenheiros da área de estruturas que tive o privilégio de conhecer e conviver. Professor Samuel é um homem de caráter, honesto, justo e devo muito do que sou hoje aos seus ensinamentos e conselhos. Tenho uma grande honra de ser amigo daquele brilhante homem.

Gostaria de mencionar também todos os professores que tive contato no SET/EESC/USP, os quais contribuíram de sobremaneira em minha formação, são eles: Ana Lúcia Homce de Cresce El Debs; Francisco Antônio Rocco Lahr; Humberto Breves Coda; Helena M. C. Carmo Antunes; João Batista de Paiva; Jorge Munaier Neto; José Elias Laier; Marcio Antonio Ramalho; Márcio Roberto Silva Corrêa; Maximiliano Malite; Mounir Khalil El Debs; Sergio Persival Baroncini Proença; Toshiaki Takeya; Walter Savassi.

Também faço questão de mencionar os nomes dos grandes amigos que tive a honra de conhecer durante minha estada em São Carlos: Fernando Menezes de Almeida Filho; André Luís Lima Velame Branco; Andrei Merlin; Humberto Correia Lima Júnior; Ricardo Henrique Dias; Ricardo Carrazedo; Rodrigo Barros; Miriam Miguel; Fabiana Stripari Munhoz. A todos vocês meus sinceros agradecimentos.



Minha defesa de mestrado foi em fevereiro de 2002, o título de minha dissertação foi: Análise teórica e experimental de vigas de concreto armado com armadura de confinamento.

Durante o mestrado, tive um crescimento profissional expressivo e sem sombra de dúvidas, as disciplinas cursadas por mim, me tornaram um melhor engenheiro.

Antes da defesa de minha dissertação, eu solicitei ao prof. Samuel, se ele gostaria de me orientar em um doutorado e combinamos que iríamos continuar a trabalhar juntos, contudo, mudaríamos o tema da pesquisa. Eu estava iniciando minha pesquisa sobre os blocos de coroamento, também denominado de blocos sobre estacas, tema com o qual, trabalho até os dias de atuais.

Iniciei as disciplinas do doutorado em março de 2002, e novamente, como no mestrado, cursei excelentes disciplinas que complementaram minha formação científica e profissional.

Em 22 de novembro de 2003, casei-me com Maria Inês Castro Delalibera e iniciamos, Inês e eu uma outra etapa de nossas vidas.

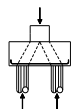
Nesses anos, com a anuência de meu orientador e respaldado por uma resolução do Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico, iniciei minha carreira na docência no ensino superior. Fui contratado pela Faculdade Integradas de Araraquara (Faculdades Logatti) para ministrar as disciplinas de Estruturas de Concreto Armado 1 e 2.

Em 14 de janeiro de 2004, meu *terceiro bem mais precioso de minha vida* veio ao mundo, minha filha, Larissa de Castro Delalibera, nascida na Casa de Saúde e Maternidade de São Carlos. Era uma quarta-feira e por volta das 10 h da manhã, pude escutar o primeiro choro dela. Confesso que foi uma emoção enorme. Agora era pai, marido e chefe de família. O peso das responsabilidades se fizera presente em minha vida e eu não poderia permitir que minha família tivesse dificuldades.

No dia 02 de junho de 2006 fiz a defesa de meu doutorado. O título de minha tese foi: Análise Numérica e Experimental de blocos de concreto armado sobre duas estacas submetidos à ação de força centrada e excêntrica. A banca de meu doutoramento foi formada pelos professores: José Samuel Giongo; Márcio Roberto Silva Corrêa; José Henrique Albiero; Ricardo Leopoldo Silva e França; e Roberto Chust de Carvalho.

Um fato que me orgulhou muito aconteceu ao final da defesa de minha tese, o prof. Ricardo Leopoldo Silva e França, convidou-me para fazer parte de sua equipe de trabalho, junto ao seu escritório de engenharia de estruturas. Cheguei até fazer uma reunião em São Paulo, Capital, na sede do escritório dele. Contudo, optei por ficar em São Carlos, com meu próprio escritório de projetos e com minhas aulas na Faculdade de Engenharia de Araraquara.

Em janeiro de 2007, consegui aprovar um projeto de pesquisa na Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo – FAPESP, para um curso de Pós-Doutorado, junto ao SET/EESC/USP. No pós-doutoramento, continuei a pesquisa sobre blocos de coroamento, estudando o efeito dos cálices embutidos em blocos sobre estacas, utilizados em estruturas pré-fabricadas, tendo como supervisor o prof. José Samuel Giongo. Nessa pesquisa realizei ensaios experimentais e



simulações numéricas, as quais contribuíram para o meio técnico. O pós-doutorado foi encerrado no final de 2008.

Em 2007, prestei um concurso para professor junto à Universidade Federal de Goiás, Campus Catalão, para o curso de Engenharia Civil. Havia apenas uma vaga e nove candidatos. A banca foi composta por dois professores de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia: Paulo Cesar Primo Agostinho e João Fernando Dias; e um professor da Universidade Federal de Goiás: Edgar Barcarji. A professora Vanessa Cristina de Castilho, professora desta casa, foi aprovada em primeiro lugar. A direção do Campus Catalão, chamou o segundo e o terceiro candidatos aprovados no concurso.

Em 2008, o curso de Engenharia Civil do campus Catalão teve início e um fato peculiar e curioso ocorreu: foi aberto outro concurso com o mesmo perfil de candidato do concurso anterior, para preencher os restantes das vagas na área de estruturas. Achei pertinente questionar o Reitor da Universidade Federal de Goiás, prof. Edward Madureira Brasil e o diretor do campus Catalão, prof. Manoel Rodrigues Chaves sobre o motivo publicar um novo edital para contratação de professores com o mesmo perfil do edital anterior, sendo que haviam mais dois candidatos aprovados e o concurso anterior não havia completado um ano. E foi desta maneira que fui nomeado como professor junto ao curso de Engenharia Civil, da Universidade Federal de Goiás, Campus Catalão. Tomei posse em janeiro de 2009 e mudei-me com minha família para um novo desafio, em uma nova cidade.

No curso de Engenharia Civil, da Universidade Federal de Goiás, Campus Catalão, exerci o cargo de coordenador de curso entre os anos de 2010 a 2012 e ministrei diversas disciplinas na graduação.

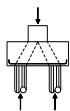
No ano de 2013, foi homenageado pela primeira turma de formados, sendo o meu nome escolhido como o nome da turma de formandos de Engenharia Civil 2013/01.

Em 2010, ingressei no curso de mestrado na Escola de Engenharia da Universidade Federal de Goiás, na cidade de Goiânia.

Minha estada em Goiás foi maravilhosa, fiz grandes amigos entre eles cito: Wellington Andrade da Silva, Antover Panazzolo Sarmeto e Alfredo Santos.

Digo que a vida é dinâmica e de fato é. Em 2013, terminei de construir minha casa em Catalão – GO e em junho de 2014, surgiu a oportunidade de minha transferência por redistribuição para Universidade Federal de Uberlândia. Junto à minha família, ponderamos e decidimos aceitar esse novo desafio. Novamente uma mudança para uma nova cidade e um novo ambiente de trabalho. Decisão acertada.

Tomei posse em janeiro de 2015 na Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia (FECIV/UFU) reencontrei amigos que trabalharam comigo na UFG campus Catalão: Profa. Vanessa Cristina de Castilho, Prof. Carlos Eugênio Pereira e Prof. Dogmar Antônio de Souza Júnior. No mesmo ano, fui credenciando o Curso de Mestrado em Engenharia Civil, onde sou docente



até os dias atuais e tive a honra de compor o quadro de docente que aprovou o curso de Doutorado da FECIV/UFU, no ano de 2024.

Na minha trajetória até aqui na FECIV/UFU, além de aulas na graduação e pós-graduação, desenvolvi várias pesquisas, vários projetos de extensão, várias atividades administrativas e colaborei com a prefeitura de campus com diversas demandas de engenharia. Estas atividades serão tratadas com maiores detalhes no item 1.2.

Em maio de 2017 recebi e luz e em 2024, fui agraciado com o título de cidadão Uberlandense, título dado às pessoas não nascidas em Uberlândia e que desenvolveram trabalhos relevantes para a sociedade uberlandense.

Minha estada em Uberlândia tem sido fundamental para meu crescimento pessoal e profissional e tive a oportunidade de fazer grande amigos, os quais cito-os: Antônio Carlos dos Santos, Márcio Augusto Reolon Schmidt, Joseph Salem Barbar, Paulo Roberto Cabana Guterres, Daniel Francisco Cano, Wilson Martins Ferreira Júnior, Evandro José da Silva, Alexandre Rossi, Antônio de Paulo Peruzzi, Turibio José da Silva, entre outros. A todos vocês minha gratidão.

3. TRAJETÓRIA PROFISSIONAL

Neste item relato minha trajetória profissional até os dias atuais e para facilitar a leitura, a mesma foi dividida em: Atividades de Ensino; Atividades de Orientação; Atividades de Pesquisa; Atividades de Extensão; Atividades Administrativas; e Atividades na área de Engenharia Civil.

3.1. Atividades de Ensino

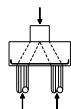
Como mencionado anteriormente, iniciei minha carreira de docente no ano de 1996, como professor substituto na Escola Técnica Estadual Elias Nechar, onde ministrei as disciplinas de Solos e Topografia.

Em 1998, retornei à Escola Técnica Estadual Elias Nechar, como professor da disciplina de Topografia. Me desliguei na Escola Técnica Estadual Elias Nechar em dezembro de 1999.

Em 2005 iniciei a carreira do docente no ensino superior, junto às Faculdades Integradas de Araraquara – Faculdades Logatti, ministrei aulas de Estrutura de Concreto Armado 1 e 2 até janeiro de 2009.

Em janeiro de 2009, tomei posse com professor Adjunto junto ao curso de Engenharia Civil, da Universidade Federal de Goiás, Campus Catalão.

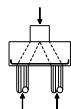
Em janeiro de 2015, ingressei junto à Faculdade de Engenharia Civil, da Universidade Federal de Uberlândia, onde sou professor até os dias de atuais.



Já são 23 anos da carreira de docente. Contribui com a formação de inúmeros profissionais na área de engenharia. No Quadro 1, faço um resumo de minhas atividades de ensino.

Quadro 1 - Atividades de Ensino.

Instituição	Data de ingresso	Data de saída	Atividades exercidas
ETE Elias Nechar (Ensino Médio)	Maio de 1996	Maio de 1998	Professor das disciplinas de Solos e Topografia;
ETE Elias Nechar (Ensino Médio)	Agosto de 199	Dezembro de 1999	Professor da disciplina de Topografia;
Faculdades Logatti (Graduação)	Agosto de 2005	Janeiro de 2009	Professor das disciplinas de Estruturas de Concreto Armado 1 e 2.
UFG / Campus Catalão (Graduação)	Janeiro de 2009	Janeiro de 2015	Professor das disciplinas de Física 1, Física 2, Introdução aos projetos de arquitetura com uso de computador; Estruturas de Concreto Armado 1, Estruturas de Concreto Armado 2, Fundações 1, Fundações 2, Pontes de Concreto Armado; Estruturas Protendidas; Estruturas de Concreto Armado 3.
UFG / Campus Goiânia (Pós-Graduação)	Janeiro de 2010	Janeiro de 2015	Professor da disciplina de Modelagem estruturas de Estruturas de Concreto Armado.
UFU (Graduação)	Janeiro de 2015	Atual	Estruturas de Concreto Armado 1, Projeto de Estruturas de Concreto; Estática; Projeto Integrados de Conteúdos IV.
UFU (Pós-Graduação)	Junho de 2015	Atual	Tópicos Especiais em Engenharia de Estruturas – Modelagem de Estruturas de Concreto Armado e Protendido; Tópicos Especiais em Engenharia de Estruturas – Estruturas Protendidas;

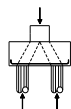


3.2. Atividades de Orientação

Durante meus 23 anos de docência, orientei vários Trabalhos de Conclusão de Curso, Estágios Supervisionados, Iniciações Científicas, Mestrados e Doutorado. Irei me limitar a apenas listar meus orientados de mestrado e doutorado. No Quadro 02 são apresentadas minhas orientações durante meu período de vida acadêmica, onde pode-se observar que orientei doze mestrados e atualmente orientado cinco mestrados e um doutorando.

Quadro 2 - Atividades de Orientação.

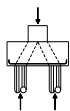
Nome do Orientado	Tipo de Orientação	Ano de defesa	Título da dissertação ou tese
Anderson Souza Rocha	Mestrado	2012	Análise experimental e numérica de pilares de concreto armado submetidos à flexo-compressão, reforçados com CAA e conectores
Adelson Cândido Mesquita	Mestrado	2012	Análise teórica e experimental de blocos sobre duas estacas com cálice parcialmente embutido.
Marco Aurélio Tomaz	Mestrado	2016	Análise da ligação entre estacas metálicas para fundação com bloco de coroamento em concreto armado sobre duas estacas.
Jéssica Cunha Resende	Mestrado	2017	Influência da geometria e da taxa de armadura do pilar em blocos sobre estacas.
Márcio Alves de Oliveira Filho	Mestrado	2017	Análise numérica e experimental do efeito de pino em lajes maciças de concreto armado.
Gabriel Fernandes Sousa	Mestrado	2017	Análise numérica de blocos sobre estacas considerando o atrito lateral entre estaca e solo.
Vítor Freitas Gonçalves	Mestrado	2018	Blocos sobre estacas constituídas de perfis metálicos: análise da ligação estaca-bloco.
Jean Carlos Gonçalves Silva	Mestrado	2019	Análise da influência da armadura principal de tração em blocos sobre estacas constituídas de perfis metálicos.



Jackeline Santos de Oliveira	Mestrado	2019	Análise numérica e experimental do efeito de pino em lajes maciças de concreto armado armadas em duas direções.
Mayuma de Oliveira Peres	Mestrado	2020	Influência das armaduras longitudinais inferiores e superiores na resistência à força cortante em lajes maciças.
Danielle Brandão de Souza	Mestrado	2020	Estudo de caso: análise numérica de blocos sobre estacas considerando a influência do solo.
Adriel Augusto dos Santos Silva	Mestrado	2024	Análise numérica e experimental de blocos sobre duas estacas metálicas.
Cleyton Éder Rodrigues Rocha	Mestrado (Coorientador)	Atual	Simulação numérica da influência da carga excêntrica e da altura do embutimento da estaca no comportamento estrutural de blocos rígidos de concreto armado sobre duas estacas.
Igor Vargas de Oliveira	Mestrado	Atual	Análise experimental da capacidade estrutural de dormentes de concreto protendido.
Gabriela Souza de Marchi	Mestrado (Coorientador)	Atual	Simulação numérica de bloco sobre duas estacas metálicas: influência do comprimento de embutimento e orientação das estacas.
Letícia Cruvinel Ramos Vilaça	Mestrado	Atual	Análise experimental de blocos sobre duas estacas utilizando armadura não metálica.
Felipe Dias Mesquita	Mestrado	Atual	Radier estaqueado.
Raphael Saverio Spozito	Doutorado (Coorientador)	Atual	Contribuição ao estudo sobre a influência de forças horizontais no comportamento mecânico de blocos de concreto sobre 4 estacas por meio de simulações numéricas e análises paramétricas.

3.3. Atividades de Pesquisa

Minhas atividades de pesquisas tiveram início no 2000, quando ingressei junto SET/EESC/USP, para cursar meu mestrado.



Irei descrever de maneira sucinta, as pesquisas desenvolvidas por mim até os presentes dias, apresentando os principais resultados.

3.3.1. Vigas com armadura de confinamento (pesquisa realizada no mestrado).

Esta pesquisa discutiu a utilização de armadura de confinamento em vigas superarmadas de concreto armado. Tal armadura foi constituída de estribos quadrados colocados na região de compressão da seção transversal da viga, aumentando sua ductilidade. Para a análise numérica, utilizou-se programa computacional baseado no Método dos Elementos Finitos e que levou em consideração o efeito do confinamento no concreto, possibilitando estudar criteriosamente a influência da armadura de confinamento em vigas superarmadas. Na etapa experimental foi investigada a influência da taxa volumétrica da armadura transversal de confinamento, sendo realizados ensaios de quatro vigas superarmadas - três detalhadas com estribos adicionais destinados ao confinamento e uma projetada sem armadura de confinamento. Todas as vigas tiveram deformações nas barras da armadura de tração próximas ao escoamento e resistência média à compressão do concreto de 25 MPa. Os resultados experimentais mostraram que o índice de ductilidade pós-pico foi proporcional à taxa volumétrica da armadura transversal de confinamento. Isso não aconteceu para o índice de ductilidade pré-pico, que teve variação aleatória com a taxa volumétrica de armadura de confinamento. Observou-se também que a resistência à compressão do concreto confinado no núcleo de confinamento diminuiu na proximidade da linha neutra. Considerando os resultados numéricos e experimentais, foi desenvolvido um processo simplificado para o dimensionamento de vigas de concreto armado com armadura de confinamento, onde a resistência à compressão do concreto confinado é função da taxa volumétrica da armadura de confinamento e da resistência do concreto não confinado.

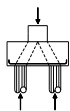
A Figura 01 apresenta a curva Tensão vs. Taxa de armadura de confinamento, das vigas ensaiadas experimentalmente e a Equação 01 apresentar a resistência do concreto confinado para vigas com armadura de confinamento.

$$f_{cc} = f_c \cdot (1 + 0,773743 \cdot \rho_{sw,conf} - 0,0116403 \cdot \rho_{sw,conf}^2) \quad 01$$

onde: $\rho_{sw,conf}$ é a taxa de armadura de confinamento.

A taxa de armadura de confinamento é calculada por meio da Equação 02.

$$\rho_{sw,conf} = \frac{\sum A_{sw,conf} \cdot (b_{cx} + b_{cy})}{s \cdot b_{cx} \cdot b_{cy}} \quad 02$$



sendo:

- $A_{sw,conf}$: a área da seção transversal de um ramo do estribo destinado ao confinamento;
- b_{cx} e b_{cy} : as distâncias entre pernas dos estribos nas direções x e y, respectivamente;
- s: o espaçamento entre os estribos destinados ao confinamento.

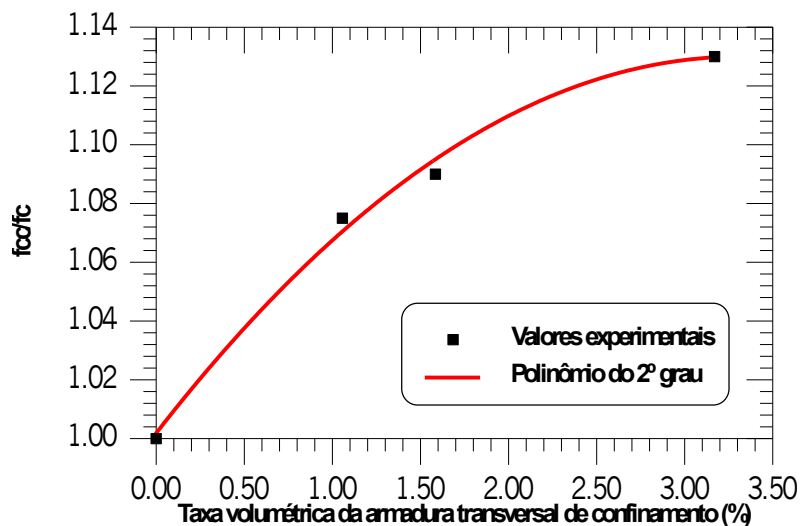


Figura 1 - Curva Tensão vs. Taxa de armadura transversal de confinamento.

A Figura 2 mostra a atuação das forças internas normais na seção transversal de uma viga retangular confinada por meio de estribos retangulares. As variáveis das Equações 03 a 07 são demonstradas por meio da Figura 2.

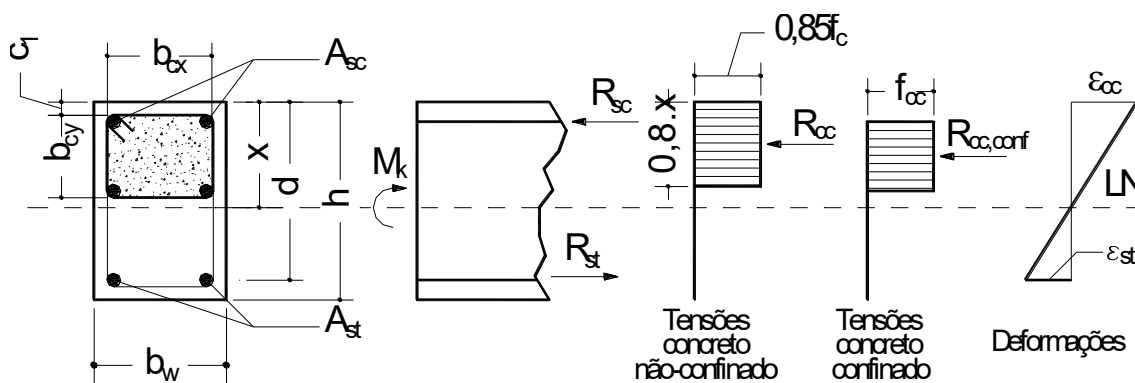
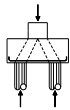


Figura 2 - Método simplificado para o dimensionamento de vigas com armadura de confinamento.

A força total de compressão é calculada por meio da Equação 3.



$$R_{cc\text{total}} = R_{cc} + R_{cc\text{conf}} \quad 03$$

A força de compressão do concreto não confinado é calculada da seguinte forma:

$$R_{cc} = 0,85 f_c \cdot (0,8 \cdot x \cdot b_w - b_{cx} \cdot b_{cy}) \quad 04$$

E, a força de compressão do concreto confinado, pode ser expressa com o auxílio da equação 05.

$$R_{cc\text{conf}} = 0,85 f_{cc} \cdot b_{cx} \cdot b_{cy} \quad 05$$

Fazendo o equilíbrio das forças internas atuantes na seção transversal, tem-se:

$$R_{st} = R_{cc\text{conf}} + R_{cc} + R_{sc} \quad 06$$

O máximo momento fletor suportado pela viga pode ser calculado pela equação 07.

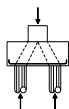
$$M = R_{cc} \cdot (d - 0,4 \cdot x) + R_{cc\text{conf}} \cdot \left[d - \left(\frac{b_{cy}}{2} + c_1 \right) \right] + R_{sc} \cdot (d - c_1) \quad 07$$

Em situações de vigas submetidas a ações cíclicas e quando da utilização de concretos com elevadas resistências à compressão, a consideração da armadura de confinamento na região de compressão da viga pode ser uma ação importante e necessária para aumentar a ductilidade da mesma. Mais detalhes desta pesquisa podem ser obtidos em Delalibera (2002).

3.3.2. Blocos sobre estacas

Dentre as pesquisas realizadas ou orientadas por mim sobre blocos sobre estacas, destacam-se:

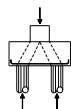
- Análise numérica e experimental de blocos de concreto armado sobre duas estacas submetidos à ação de força centrada e excêntrica;
- Análise numérica e experimental de blocos sobre estacas com cálice embutido e externo utilizado na ligação pilar-fundação;
- Análise teórica e experimental de blocos sobre duas estacas com cálice parcialmente embutido;



- Análise da ligação entre estacas metálicas para fundação com bloco de coroamento em concreto armado sobre duas estacas;
- Influência da geometria e da taxa de armadura do pilar em blocos sobre estacas;
- Análise numérica de blocos sobre estacas considerando o atrito lateral entre estaca e solo;
- Blocos sobre estacas constituídas de perfis metálicos: análise da ligação estaca-bloco;
- Análise da influência da armadura principal de tração em blocos sobre estacas constituídas de perfis metálicos;
- Estudo de caso: análise numérica de blocos sobre estacas considerando a influência do solo;
- Análise numérica e experimental de blocos sobre duas estacas metálicas;
- Análise experimental de blocos sobre duas estacas utilizando armadura não metálica;
- Contribuição ao estudo sobre a influência de forças horizontais no comportamento mecânico de blocos de concreto sobre 4 estacas por meio de simulações numéricas e análises paramétricas.

3.3.2.1. *Análise numérica e experimental de blocos de concreto armado sobre duas estacas submetidos à ação de força centrada e excêntrica (pesquisa realizada no doutorado)*

A pesquisa teve como objetivo analisar e discutir o comportamento de blocos de concreto armado sobre duas estacas submetidos à ação de força centrada e excêntrica. Desenvolveu-se uma análise numérica tridimensional não-linear de blocos de concreto armado sobre duas estacas. A análise numérica levou em consideração a fissuração do concreto e a influência das armaduras no comportamento estrutural dos blocos. Por meio da análise numérica, foi possível perceber o comportamento e a forma geométrica das bielas de compressão, com isso, obteve-se melhor entendimento do modelo de Bielas (Escoras) e Tirantes aplicado a blocos de concreto armado sobre duas estacas. A geometria observada nos modelos numéricos analisados preliminarmente difere da usualmente sugerida por vários autores. Realizou-se investigação experimental de blocos, com o fim principal de observar, de modo mais abrangente, a geometria das bielas de compressão. A instrumentação foi posicionada nas faces dos blocos com extensômetros espaçados de modo a ocuparem boa parte da largura e, conseqüentemente, indicarem as suas geometrias. A análise experimental de blocos sobre duas estacas submetidos à ação de força excêntrica permitiu observar o comportamento das bielas e tirantes que diferem dos observados quando a força é centrada. Também foi analisada a eficiência dos ganchos das barras de aço que compõem os tirantes, verificando-se que os ganchos podem ser omitidos sem prejuízo da segurança estrutural dos blocos. Em função dos resultados obtidos por meio das análises experimental e numérica desenvolveram-se modelos de bielas e tirantes aplicados a blocos sobre duas estacas.



Ficou claro que apenas parte da estaca é solicitada de maneira mais intensa, em função disto admitiu-se, a favor da segurança, que a zona nodal inferior seja composta por apenas metade da área da estaca. Além disto, uma armadura para absorver às tensões perpendiculares à direção da biela (armadura de fendilhamento) foi sugerida.

O modelo foi idealizado em função da distribuição do fluxo das tensões principais de compressão.

Simplificadamente admitiu-se que as bielas de compressão estejam delimitadas pelas linhas (na cor vermelha) que unem as regiões nodais inferior e superior, como mostrado na Figura 8.1 e 8.2.

A verificação das tensões nas zonas nodais inferior e superior são realizadas em função da área da seção transversal estaca, da seção transversal do pilar e do ângulo de inclinação da biela de compressão θ_m .

Este modelo é simples e traz modificações com relação aos demais modelos existentes na literatura técnica, como a verificação das tensões na região nodal inferior, a existência de uma armadura de fendilhamento e a maneira que a estaca é solicitada.

As tensões limites foram estabelecidas em função dos resultados experimentais. As linhas tracejadas nas Figuras 3 e 4 representam as bielas enquanto que as linhas contínuas representam os tirantes. Observa-se que os tirantes utilizados para absorver as tensões de tração existentes na direção perpendicular às bielas foram idealizados na metade da altura útil do bloco.

São apresentados dois modelos de cálculo, um para o caso com força centrada e outro para força excêntrica.

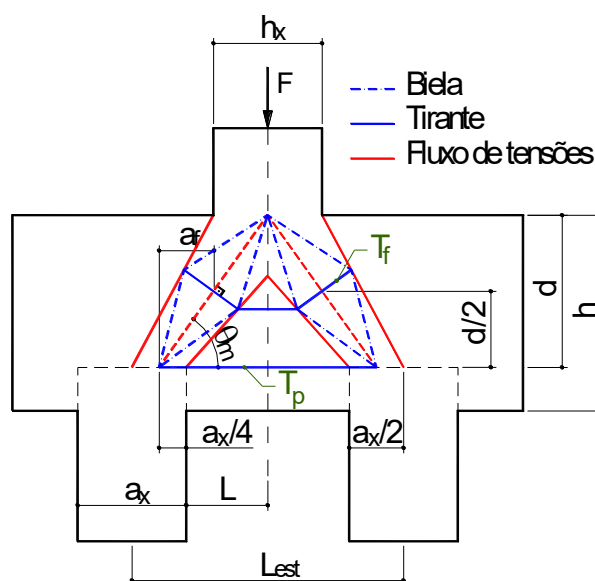


Figura 3 - Modelo de Bielas e Tirantes para força centrada.

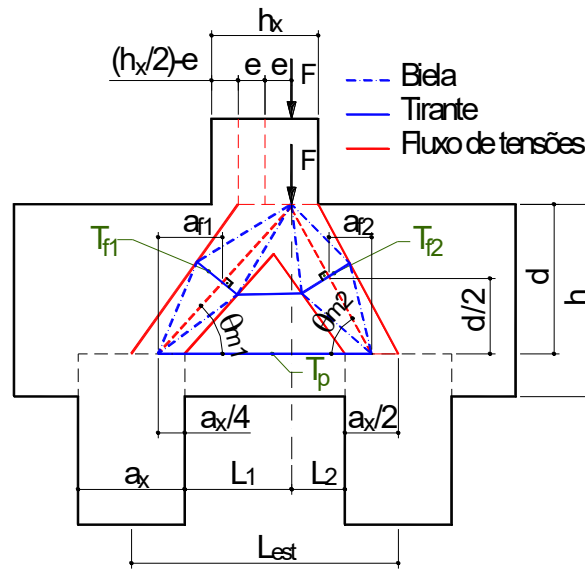
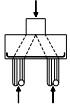


Figura 4 - Modelo de Bielas e Tirantes proposto para força excêntrica.

- Modelo considerado para força centrada.

A Figura 5 apresenta as regiões nodais inferior e superior como também as áreas idealizadas das bielas junto ao pilar e junto às estacas.

O ângulo de inclinação da biela de compressão θ_m é definido por meio da Expressão 8.

$$\theta_m = \arctan\left(\frac{4 \cdot d}{2 \cdot L_{est} - a_x}\right) \quad 08$$

sendo:

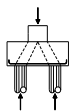
- d, altura útil do bloco;
- L_{est} , distância entre eixos das estacas;
- a_x , dimensão da estaca na direção considerada.

A área da biela de compressão junto ao pilar é definida pela Expressão 9.

$$A_{b,zs} = \frac{h_x \cdot h_y}{2} \cdot \sin(\theta_m) \quad 09$$

sendo:

- h_x e h_y , dimensões da seção transversal do pilar;
- $A_{b,zs}$, área da biela junto ao pilar, zona nodal superior.



A área da biela de compressão junto à estaca é determinada por meio da Expressão 10.

$$A_{b,zi} = \frac{a_x \cdot a_y}{2} \cdot \sin(\theta_m) \quad 10$$

sendo:

- a_x e a_y , dimensões da seção transversal das estacas, normalmente, a_x é igual à a_y , (estaca pré-moldadas), portanto:

$$A_{b,zi} = \frac{a_x^2}{2} \cdot \sin(\theta_m) \quad 11$$

com:

- $A_{b,zi}$, área da biela junto à estaca, zona nodal inferior.

Em se tratando de estacas de seção transversal circular, a_x pode ser substituído pelo diâmetro da estaca.

Em função da força oriunda da superestrutura e das áreas das bielas junto às zonas nodais inferior e superior, determinam-se as tensões nas bielas junto às estacas e junto ao pilar (Expressões 12 e 13).

$$\sigma_{b,zi} = \frac{F}{[\sin(\theta_m)]^2 \cdot a_x^2} \quad 12$$

$$\sigma_{b,zs} = \frac{F}{[\sin(\theta_m)]^2 \cdot h_x \cdot h_y} \quad 13$$

sendo:

- $\sigma_{b,zi}$, tensão na biela junto à estaca, zona nodal inferior;
- $\sigma_{b,zs}$, tensão na biela junto ao pilar, zona nodal superior;

A distância a_f (Figura 3) é fornecida pela Expressão 14. Esta distância é importante, pois por meio dela procede-se o posicionamento correto dos tirantes destinados a absorverem as tensões de tração existentes na direção perpendicular à biela de compressão.

$$a_f = \frac{2 \cdot L_{est} - a_x}{8} \quad 14$$

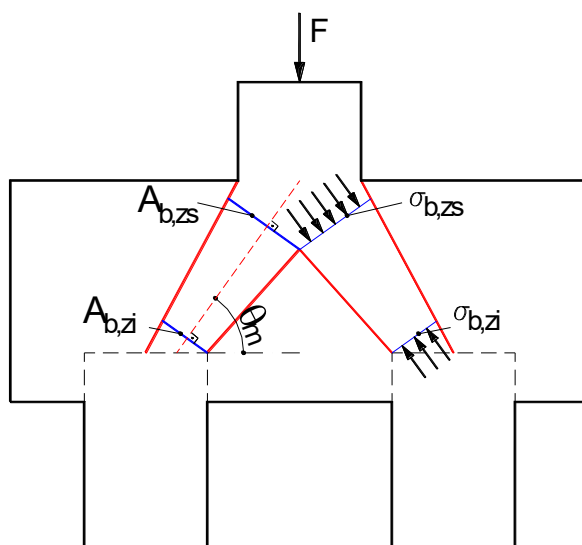
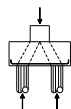


Figura 5 - Modelo de Bielas e Tirantes proposto para força centrada, tensões nas zonas nodais.

- Modelo considerado para força excêntrica.

A Figura 6 apresenta as tensões nas regiões nodais inferior e superior. Observa-se que em função da excentricidade da força, às áreas das bielas de compressão têm dimensões diferentes. Este modelo pode ser aplicado para $e \leq h_x/2$.

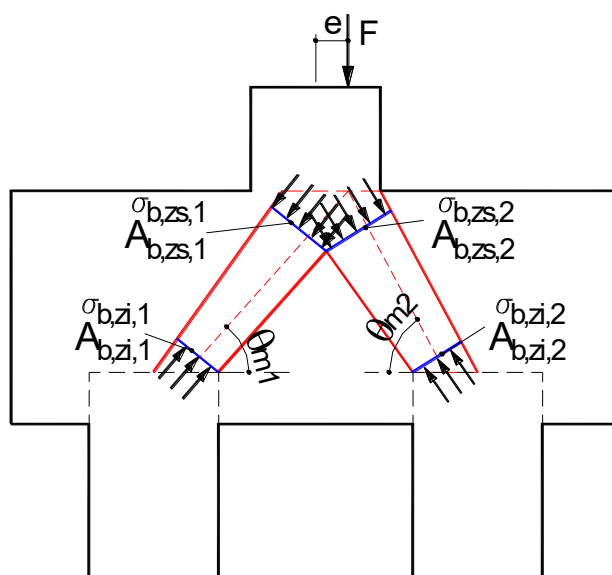
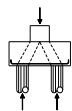


Figura 6 - Modelo de Bielas e Tirantes proposto para força excêntrica, tensões.



O ângulo de inclinação das bielas de compressão, θ_{m1} e θ_{m2} são calculados por meio da Expressão 15 e 16.

$$\theta_{m1} = \arctan\left(\frac{4 \cdot d}{2 \cdot L_{est} - a_x + 4 \cdot e}\right) \quad 15$$

$$\theta_{m1} = \arctan\left(\frac{4 \cdot d}{2 \cdot L_{est} - a_x - 4 \cdot e}\right) \quad 16$$

sendo:

- e, a excentricidade da força de compressão.

As áreas das bielas de compressão junto ao pilar e junto às estacas (ver Figura 8.4) são calculadas por meio das Expressões 16 a 19.

$$A_{b,zs1} = \left[\left(\frac{h_x}{2} + e \right) \cdot h_y \right] \cdot \text{sen}(\theta_{m1}) \quad 16$$

$$A_{b,zs2} = \left[\left(\frac{h_x}{2} + e \right) \cdot h_y \right] \cdot \text{sen}(\theta_{m2}) \quad 17$$

$$A_{b,zi1} = \frac{a_x^2}{2} \cdot \text{sen}(\theta_{m1}) \quad 18$$

$$A_{b,zi2} = \frac{a_x^2}{2} \cdot \text{sen}(\theta_{m2}) \quad 19$$

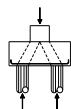
As tensões nas zonas nodais superior e inferior são determinadas por meio das Expressões 20, 21, 22 e 23. Estas tensões estão indicadas na Figura 6.

$$\sigma_{b,zi1} = \frac{F \left(1 - \frac{\xi}{2} \right)}{\text{sen}(\theta_{m1}) \cdot A_{b,zi1}} \quad 20$$

$$\sigma_{b,zi2} = \frac{F \cdot \xi}{\text{sen}(\theta_{m2}) \cdot A_{b,zi2}} \quad 21$$

$$\sigma_{b,zs1} = \frac{F \left(1 - \frac{\xi}{2} \right)}{\text{sen}(\theta_{m1}) \cdot A_{b,zs1}} \quad 22$$

$$\sigma_{b,zs2} = \frac{F \cdot \xi}{\text{sen}(\theta_{m2}) \cdot A_{b,zs2}} \quad 23$$



sendo:

$$\xi = \frac{2 \cdot L_{est} - a_x + 4 \cdot e}{2 \cdot L_{est} - a_x} \quad 24$$

As distâncias a_{f1} e a_{f2} (ver Figura 4) a construção do modelo são determinadas em por meio das Expressões 25 e 26.

$$a_{f1} = \frac{2 \cdot L_{est} - a_x + 4 \cdot e}{8} \quad 25$$

$$a_{f1} = \frac{2 \cdot L_{est} - a_x - 4 \cdot e}{8} \quad 26$$

- Área de aço dos tirantes

As áreas das barras de aço das armaduras dos tirantes são calculadas em função das forças de tração existentes nas barras tracionadas das treliças.

Fazendo o equilíbrio dos nós das treliças apresentadas nas Figuras 3 e 4 determinam-se às forças nos Tirantes T_p (modelo I e II), T_f (modelo I), T_{f1} e T_{f2} (modelo II).

Para a obtenção das áreas de aço, basta dividir à força no tirante pela resistência ao escoamento de cálculo do aço utilizado no dimensionamento dos modelos.

$$A_{st} = \frac{T_i}{f_{yd}} \quad 27$$

sendo:

- T_i , a força nos tirantes.

- Armadura mínima de fendilhamento

Em todos os dimensionamentos apresentados na revisão bibliográfica deste trabalho, nenhum autor sugere que seja considerada armadura para limitar as aberturas das fissuras por fendilhamento. Esta armadura será disposta para absorver as tensões de tração existentes na direção perpendicular às bielas de compressão (tirantes T_f , T_{f1} e T_{f2}).

Como a primeira fissura em todos os modelos analisados experimentalmente, surgiu na zona nodal inferior e se propagou até a zona nodal superior, supôs-se que as tensões de tração ocorreram ao longo da altura do bloco, acompanhando a evolução da fissura (ver Figura 7).

As tensões de tração ao longo da altura do bloco podem ser observadas por meio dos diagramas de fluxo de tensões de tração.

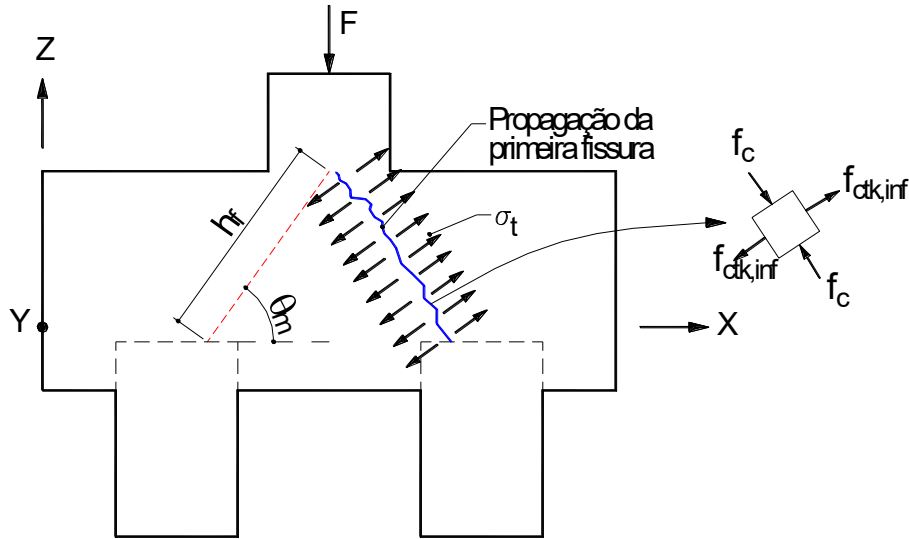


Figura 7 - Método para determinação da armadura mínima de fendilhamento.

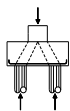
Analisando a Figura 7 foi possível imaginar que, ao longo das fissuras, surgem tensões de tração (σ_t) com direção conhecida, ou seja, perpendicular à fissura. Isolando um elemento infinitesimal e como pretende-se estabelecer um critério para a determinação de uma área mínima de armadura, faz-se a substituição da tensão de tração (σ_t) pela resistência característica à tração do concreto com valor inferior, $f_{ctk,inf}$ (NBR 6118:2023). Portanto, para a determinação da área mínima de armadura, basta descobrir qual é a força de tração mínima produzida pela resistência à tração do concreto com valor inferior e dividir essa força pela resistência ao escoamento do aço.

A determinação da força de tração mínima, aqui chamada de $R_{ct,min}$ é determinada por meio da integração ao longo da altura do bloco, Expressão 28. Imaginando que o eixo Y é o eixo que delimita à largura do bloco, faz-se:

$$R_{ct,min} = h_f \cdot \int_0^{h_f} dy f_{ctk,inf} \quad 28$$

Procedendo-se a integral, determina-se a força de tração mínima:

$$R_{ct,min} = h_f \cdot h_y \cdot f_{ctk,inf} \quad 29$$



Portanto, a área mínima de armadura de fendilhamento, $A_{sf,min}$ é determinada por meio da Expressão 30.

$$A_{sf,min} = \frac{R_{ct,min}}{f_{yd}} \quad 30$$

Nota-se que a força de tração mínima é limitada pela largura do pilar e pelo ângulo de inclinação da biela de compressão.

A dimensão h_f para o modelo de cálculo I (com força centrada) é descrita na Expressão 31.

$$h_f = \sqrt{\left(\frac{L_{est}}{2} - \frac{a_x}{4}\right)^2} + d^2 \quad 31$$

No modelo de cálculo considerando força excêntrica faz-se necessário a determinação de duas dimensões para h_f , a primeira será chamada de h_{f1} e será referente ao ângulo de inclinação da biela de compressão θ_{m1} , a segunda será nomeada de h_{f2} e será referente ao ângulo θ_{m2} .

Como as dimensões h_{f1} e h_{f2} são diferentes, existirão duas áreas mínimas de armadura, uma com relação à h_{f1} e outra com relação à h_{f2} .

As dimensões h_{f1} e h_{f2} são descritas nas Expressões 32 e 33.

$$h_{f1} = \sqrt{\left(L_1 + \frac{a_x}{4}\right)^2} + d^2 \quad 32$$

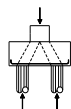
$$h_{f2} = \sqrt{\left(L_2 + \frac{a_x}{4}\right)^2} + d^2 \quad 33$$

As dimensões L_1 e L_2 são apresentadas a seguir.

$$L_1 = \frac{L_{est}}{2} - \frac{a_x}{2} + e \quad 34$$

$$L_2 = \frac{L_{est}}{2} - \frac{a_x}{2} - e \quad 35$$

As barras das armaduras de fendilhamento podem ser dispostas em forma de cavalete em forma de estribos horizontais e verticais.



Caso se opte pela utilização de estribos, faz-se necessária a decomposição da força nos Tirantes T_f , T_{f1} e T_{f2} nas direções horizontal e vertical.

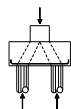
É muito importante que as armaduras atravessem as bielas de compressão. O detalhamento que geralmente é empregado, com estribos horizontais e verticais posicionados nas faces laterais dos blocos, não têm efeito.

Maiores detalhes desta pesquisa podem ser obtidos em Delalibera (2006).

3.3.2.2. *Análise numérica e experimental de blocos sobre estacas com cálice embutido e externo utilizado na ligação pilar-fundação (pesquisa realizada no pós-doutorado).*

Em princípio, a diferença entre elementos de fundação pré-moldados e moldados no local é a forma da ligação entre a infraestrutura e a superestrutura. Esta pesquisa teve como objetivo analisar e discutir o comportamento da ligação pilar-fundação por meio de cálice embutido em blocos sobre duas estacas submetidos às ações de forças vertical e horizontal e momento. Foi estudada a ligação pilar-fundação por meio de cálice de fundação. Uma análise numérica e tridimensional não-linear foi desenvolvida levando-se em consideração a fissuração do concreto e o atrito existente entre as paredes do pilar e as paredes do cálice. Foram utilizados os resultados de ensaios experimentais realizados no Laboratório de Engenharia de Estruturas, SET/EESC/USP, com intuito de aferição dos modelos. Por meio da análise numérica, pode-se compreender o comportamento estrutural e as formas geométricas das bielas de compressão dos blocos sobre duas estacas com cálice embutido. Este projeto realizou uma investigação experimental, com o fim principal de analisar, de modo mais abrangente, o comportamento estrutural dos blocos sobre duas estacas com cálice embutido, analisando a distribuição das ações oriundas do pilar pré-moldado para o bloco e deste para as estacas. Pretendeu-se, também, analisar a geometria e a formação das bielas de compressão e a ligação pilar-fundação por meio de cálice embutido. A análise experimental de blocos submetidos às ações de forças verticais permitiu observar o comportamento das bielas e dos tirantes. Como a ligação pilar-fundação por meio cálice consiste no embutimento de trecho do pilar no elemento de fundação, investigou-se se há formação de bielas de compressão que possibilitem a utilização dos modelos usuais de bielas e tirantes empregados em blocos sobre estacas.

Observou-se que para os blocos com interface lisa entre as paredes do cálice e do pilar, os seguintes fatores: comprimento de embutimento do pilar – l_{emb} e espessura da laje de fundo – h_s , tiveram importância relevante na capacidade portante dos modelos. Os modelos analisados numericamente com maiores comprimentos de embutimento do pilar e maiores espessuras da “laje” de fundo, apresentaram maiores capacidade portantes. Além disso, ficou evidente que nas situações onde se tinha comprimento de embutimento do pilar diminuído, pequena espessura da “laje” de fundo



e somente ação de força normal, a ruína ocorreu por punção do bloco na região de contato entre a base do pilar e a base do bloco.

Para os modelos simulados com interface rugosa entre as paredes do cálice e do pilar (chave de cisalhamento), os fatores analisados (l_{emb} e h_s) não foram relevantes na determinação da capacidade portante dos blocos. Esses resultados são interessantes, pois é possível projetar blocos sobre estacas com cálice embutidos e chave de cisalhamento, com modelos de bielas e tirantes convencionais, preocupando-se apenas com a punção da “laje” de fundo do bloco, durante a fase de montagem (ou seja, antes da aplicação do material de preenchimento). Essa foi confirmada por meio da análise experimental.

A rigidez do bloco influenciou na capacidade portante do mesmo. Pode-se afirmar isso, em função dos resultados obtidos, pois, os modelos com maiores alturas foram os que apresentaram maior capacidade resistente. Observou-se também que os modelos analisados numericamente com interface lisa, apresentaram menor capacidade portante com relação aos modelos analisados numericamente com interface rugosa.

Os resultados obtidos numericamente dos blocos ensaiados experimentalmente, apresentaram boa correlação com relação às forças últimas. Contudo, com relação à rigidez dos mesmos os resultados não foram satisfatórios. É necessário, portanto, investigar um maior número de blocos analisados experimentalmente e numericamente. Porém, baseando-se no teorema do limite inferior, constata-se que os resultados obtidos numericamente, podem ser utilizados para o projeto e dimensionamento dos mesmos.

Por meio da análise experimental, observou-se que as estacas são solicitadas por flexo-compressão. Observou-se também, que as deformações nas barras de aço da armadura principal de tração (tirante) são constantes na região delimitada pelas faces internas das estacas, diminuindo bruscamente na região delimitada pela área da estaca, em função da força de compressão existente naquela região. Estes resultados corroboraram com os resultados encontrados por Adebar et al. (1990) e Delalibera (2006).

A Figura 08 apresenta uma foto de um dos modelos analisados experimentalmente e a Figura 09 uma comparação entre os dois modelos analisados (com chave de cisalhamento – interface rugosa; e sem chave de cisalhamento – interface lisa).

Outro resultado interessante, que corrobora com resultados obtidos por Delalibera (2006), foi a flexo-compressão junto às estacas do bloco com conformação rugosa. Observou-se fissuras inclinada junto às estacas, indicando a existência de flexo-compressão. A Figura 9 mostra tal efeito junto às estacas. Tal fenômeno ocorreu em blocos classificados como rígidos segundo a NBR 6118:2023.

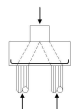


Figura 8 – Montagem de um ensaio de blocos sobre estacas.

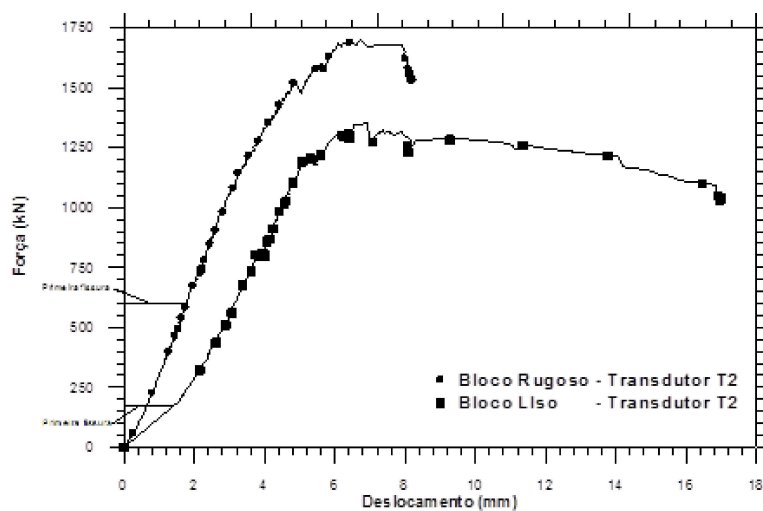
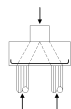


Figura 9 - Curva Força vs. Deslocamento.



Figura 10 - Fissuras junto às estacas, blocos com conformação rugosa.



A Figura 11 apresenta os panoramas de fissuração dos blocos. Observa-se a formação das escoras (bielas) junto ao bloco conformação rugosa (bloco da direita) e verifica-se a fissuração típica de elementos fletidos no bloco com conformação lisa (bloco da esquerda).

Por meio da Figura 11, observa-se que as fissuras, no bloco com conformação lisa, concentram-se, em maior intensidade, junto à face inferior até o meio da altura do bloco. Observa-se que a transferência de força para as estacas, por meio das escoras, inicia-se no meio da altura do bloco. Isso evidencia a falta de atrito na interface cálice pilar pré-moldado.



Figura 11 - Panorama de fissuração dos blocos.

Na mesma figura, porém, analisando-se o bloco com conformação rugosa, constata-se que o padrão de fissuração é semelhante ao padrão de fissuração de um bloco sobre estacas sem cálice de embutimento. Portanto, para o modelo ensaiado, pode-se afirmar que a rugosidade, conferiu ao bloco, maior capacidade resistente em função do atrito existente entre o pilar e o cálice.

Um resultado importante é referente às deformações medidas nas barras de aço da armadura principal de tração – tirante, por meio de extensômetros elétricos de resistência. Os resultados encontrados são análogos aos resultados obtidos por Adebar et al. (1990) e Delalibera (2006).

As Figuras 12 e 13 mostram as deformações nos tirantes. Por meio das Figuras 12 e 13 observam-se que as deformações nos tirantes são praticamente constantes na região delimitada entre as estacas e com o aumento da força de compressão oriunda da escora comprimida (ou biela) há redução significativa na força de tração no tirante. Nas Figuras 12 e 13, F_u representa a força última experimental e F_r a força que provocou a primeira *fissura visível*.

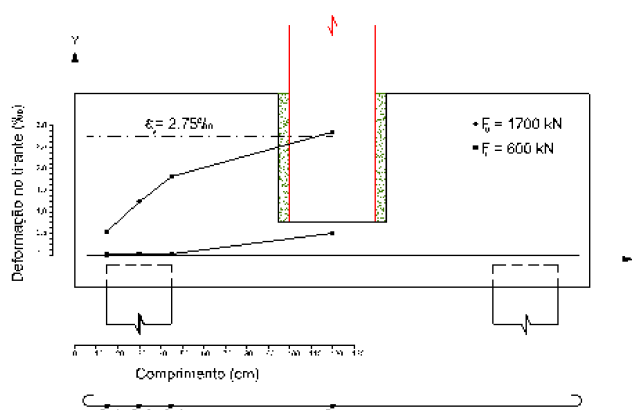
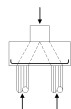


Figura 12 - Deformações no tirante - Bloco com interface rugosa.

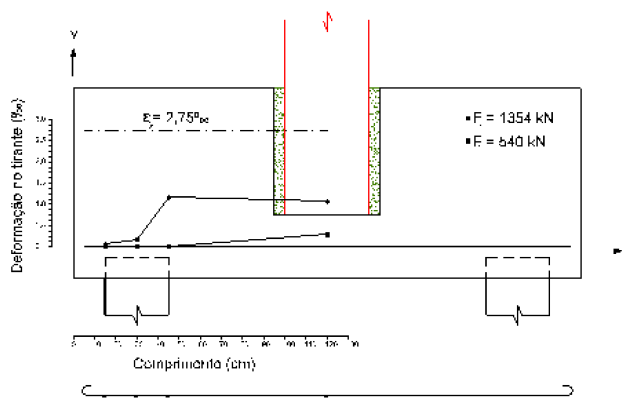


Figura 13 - Deformações no tirante - Bloco com interface rugosa.

Outro resultado que confirma os resultados obtidos em Delalibera (2006) referem-se às deformações nas “cabeças” das estacas. Instrumentou-se por meio de extensômetros elétricos de resistência as “cabeças” das estacas (ver Figura 14).

As Figuras 15 e 16 mostram as deformações no topo das estacas para os blocos com conformação lisa e rugosa.

Por meio das Figuras 14 e 15 observam-se que no topo das estacas apresentam deformações não uniformes, o que evidencia a existência de flexo-compressão. Tal fato é importante, pois os modelos de dimensionamento de estacas, solicitadas pelos blocos de coroamento, não se consideram a excentricidade da reação vertical da estaca.

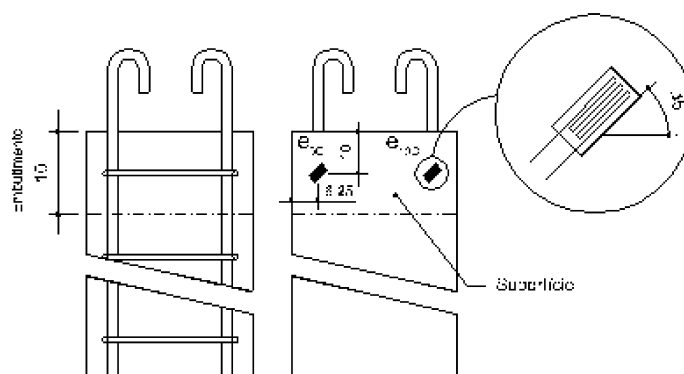


Figura 14 - Posição dos extensômetros nas estacas.

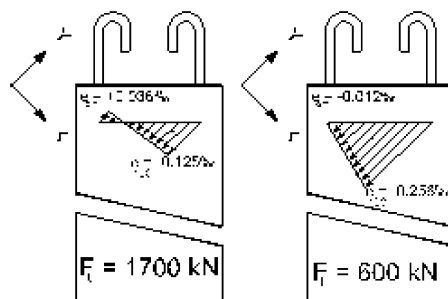


Figura 15 - Deformações na cabeça das estacas – Interface rugosa.

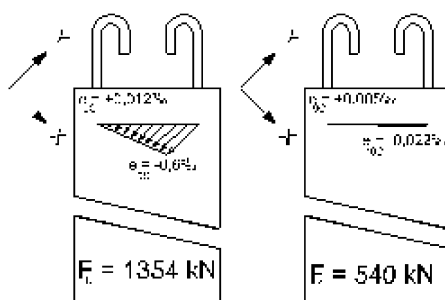
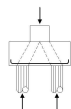


Figura 16 - Deformações na cabeça das estacas – Interface lisa.

Também foram realizadas análise numéricas, com intuito de comparar os resultados experimentais com os resultados numéricos. Como mencionado anteriormente, nas análises numéricas foram consideradas os efeitos não lineares do concreto e o atrito entre o pilar e o cálice. Maiores detalhes das simulações numéricas podem ser observados por meios das seguintes publicações: Delalibera & Giongo (2013), Delalibera et al. (2014) e Delalibera et al. (2016).

As Figura 17 e 18 apresentam as curvas Forças vs. Deslocamentos dos blocos com conformação rugosa e lisa entre o cálice e o pilar.



Observa-se por meio das Figura 17 e 18, boas correlações entre as forças últimas numéricas e experimentais, contudo, há uma diferença significar entre a rigidez para o bloco com conformação rugosa. Tal resultado é comum em análises numéricas tridimensionais.

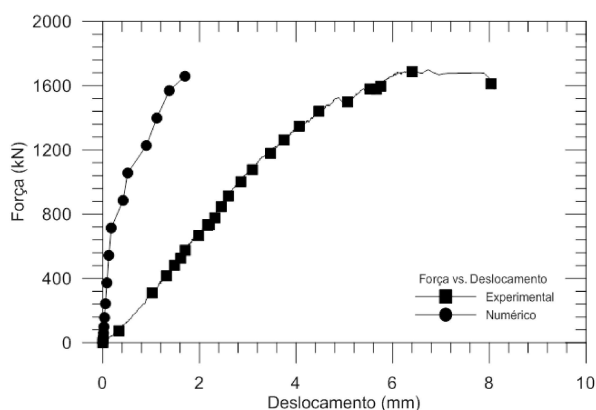


Figura 17 - Gráfico força aplicada no pilar vs. deslocamento no meio do vão, interface rugosa.

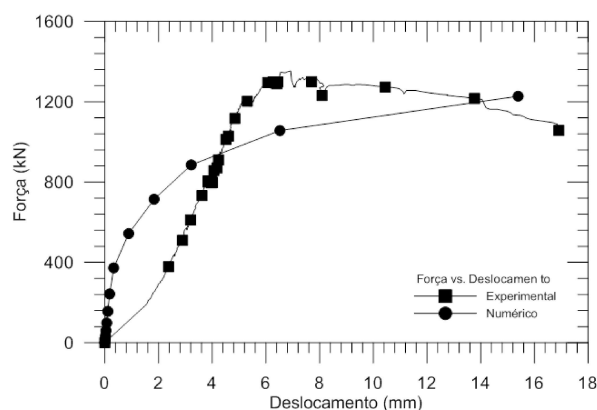


Figura 18 - Gráfico força aplicada no pilar vs. deslocamento no meio do vão, interface lisa.

Nas Figura 19 e 20 mostram a fluxo das tensões principais de compressão obtidas por meio da análise numérica. Observa-se, que como nos resultados experimentais, o bloco com interface rugosa (Figura 19) apresenta comportamento análogos aos blocos moldados no local e o bloco com interface rugosa está submetido à flexão-cisalhamento, ou seja, comportamento de elementos flexíveis. Tal resultados é fundamental, pois as maneiras de dimensionamento dos blocos com interface rugosa e lisa são diferentes. No bloco com interface rugosa pode-se utilizar os critérios de Bielas e Tirantes, já para os blocos com interface rugosa, recomenda-se a utilização das teorias de flexão.

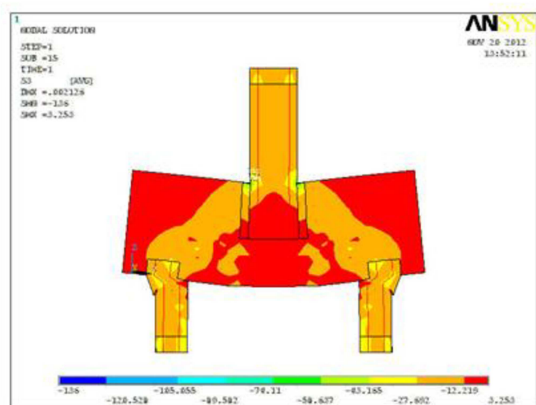


Figura 19 - Tensões principais de compressão – Interface rugosa.

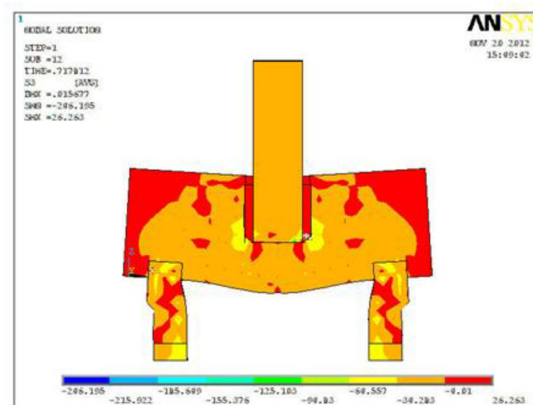
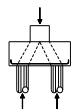


Figura 20 - Tensões principais de compressão – Interface lisa.



3.3.2.3. *Análise teórica e experimental de blocos sobre duas estacas com cálice parcialmente embutido. (orientação de mestrado)*

O trabalho analisa o comportamento de blocos sobre duas estacas com cálice parcialmente embutido, submetidos à ação de força centrada. Foram ensaiados experimentalmente três modelos, variando-se o tipo de conformação das paredes dos pilares e do cálice, sendo uma lisa, outra rugosa e um bloco monolítico, utilizado para referência. A rugosidade na interface pilar-cálice foi analisada, com o intuito de verificar a diferença das distribuições dos fluxos de tensões de compressão e tração no modelo de biela e tirante empregado no dimensionamento e, conseqüentemente, o comportamento estrutural. As análises experimentais constataram que o modelo com conformação rugosa das paredes do cálice e do pilar apresentou capacidade resistente superior ao modelo com conformação lisa. Ambos, porém tiveram desempenho inferior ao bloco.

O modelo do bloco monolítico, tomado como referência, teve o desempenho esperado, em função do modelo de dimensionamento utilizado, baseado nas recomendações de Blévo & Frény (1967), apresentando força última igual a 2.150,00 kN. A ruptura ocorreu em função da ruptura à tração diagonal do concreto da biela, seguido do esmagamento do concreto da mesma.

O modelo do bloco pré-moldado com a conformação rugosa das paredes do cálice e do pilar apresentou desempenho inferior ao do bloco monolítico, atingindo a força última igual a 1.420,00 kN. A ruptura ocorreu em função da tração diagonal das bielas, seguido do esmagamento do concreto das mesmas e o escoamento das barras de aço da armadura principal de tração.

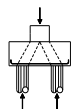
O modelo do bloco pré-moldado com a conformação lisa das paredes do cálice e do pilar, teve o desempenho aquém do bloco monolítico. Atingiu força última igual a 780,00 kN. A sua ruptura se deu por punção da laje de fundo do bloco, próximo às estacas. A armadura principal de tração não atingiu o patamar de escoamento, apresentando escorregamento das barras de aço.

A transferência dos esforços do pilar para as estacas foi eficiente no modelo do bloco com a conformação rugosa. Isto indica que a conformação rugosa funcionou como chave de cisalhamento, o que permitiu a formação bielas.

Para o bloco com conformação lisa, a transferência dos esforços do pilar para as estacas se mostrou ineficiente, indicando comportamento de elementos submetidos à flexão e cisalhamento. Em função do pequeno comprimento de embutimento, a conformação lisa não apresentou comportamento de chave de cisalhamento, transferindo os esforços aplicados no pilar diretamente para laje de fundo do bloco e, conseqüentemente, a ruptura por punção da mesma.

Verificou-se, que a força na biela, diminui a força de tração nas barras de aço da armadura principal de tração, em função do aumento do atrito na região nodal inferior.

As Figuras 21 (bloco monolítico), 22 (bloco com conformação rugosa) e 23 (bloco com conformação lisa) mostram os blocos analisados experimentalmente. Observa-se, também nessa



pesquisa, que os blocos com interfaces rugosas podem ser dimensionados com os modelos de Bielas e Tirantes (Figura 22) e os blocos com interface lisa, devem ser dimensionados com a teorias de flexão (Figura 23). Maiores detalhes podem ser obtidos em Mesquita & Delalibera (2016).

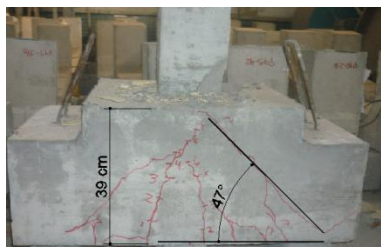


Figura 21 - Bloco Monolítico.

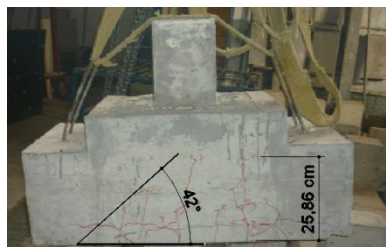


Figura 22 - Bloco com interface rugosa.

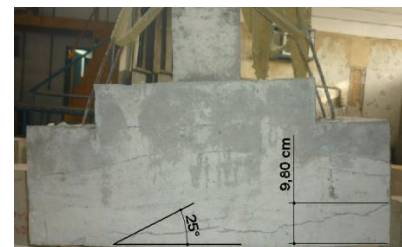
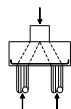


Figura 23 - Bloco com interface lisa.

3.3.2.4. *Análise da ligação entre estacas metálicas para fundação com bloco de coroamento em concreto armado sobre duas estacas. (orientação)*

Blocos sobre estacas podem ser dimensionados utilizando-se, preferencialmente, modelos plásticos (bielas e tirantes) e modelos baseados na teoria da flexão. Este trabalho teve como objetivo analisar e discutir as tensões nodais que surgem em blocos de fundação quando é utilizado estacas em perfil metálico. Primeiramente fez-se uma análise experimental e teórica aplicando os diferentes modelos de cálculo de tensões em ensaios experimentais de diversos pesquisadores com o intuito de observar as diferenças entre os modelos apresentados. Com o valor das tensões atuantes, tanto na zona nodal superior quanto na zona nodal inferior, pode-se comparar com os valores-limites recomendados pelas normas e por pesquisadores vigentes. Os modelos de cálculo estudados apresentaram divergências entre si e, em função disto, realizou-se uma análise crítica destes resultados e sugere-se um novo limite para a verificação das tensões nodais junto a zona nodal superior. Foram ensaiados experimentalmente quatro blocos sobre duas estacas onde as variáveis foram o embutimento da estaca e a adoção de uma chapa soldada no topo do perfil. O cálculo das tensões na zona nodal inferior depende da área da seção transversal da estaca e, não é coerente aplicar as formulações disponíveis para verificar tais tensões uma vez que a área de um perfil metálico é consideravelmente menor do que a área de uma estaca em concreto armado. Entretanto, as tensões na zona nodal inferior se mostraram coerentes quando foi considerado uma área de estaca denominada de área colaborante, maior do que a área do perfil. Essa área considera, além da área do perfil, o concreto confinado entre as abas do perfil. Os ensaios mostraram que os blocos de fundação apresentaram comportamento semelhante ao comportamento apresentado por bloco apoiado sobre estacas de concreto. Além disso, foi possível confirmar duas hipóteses apresentadas por outros pesquisadores: a força atuante no tirante não é constante e a estaca é sujeita à flexo-compressão.



O modo de ruína apresentado pelos modelos com embutimento de 10 cm do perfil seguiu os mesmos mecanismos apresentados pelo modelo de referência, formação definida da biela e ruína por tração diagonal da mesma. A medida em que o valor de embutimento foi aumentado, a ruína deixou de ser caracterizada pelo modelo de bielas e tirantes, passando a ser definida pelo efeito de punção.

Na realidade, esse comportamento independe do tipo da estaca ou de sua forma geométrica. A ruptura por punção em blocos de concreto armado é exclusivamente proporcional ao valor do embutimento das estacas. Esse padrão ficou claro com a análise de trabalhos anteriores em que o pilar foi embutido totalmente no bloco com o auxílio cálice, deixando apenas uma camada fina de concreto entre a face do bloco e a extremidade do pilar.

O uso de uma chapa de topo soldada na extremidade do perfil melhorou o comportamento. De acordo com os ensaios, a chapa aumentou a capacidade portante do bloco.

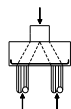
Analizando as tensões, ficou evidente que, para a zona nodal inferior, deve ser considerado uma área de atuação das forças maior do que a área do perfil. Dessa forma, deve-se considerar como área para a região nodal inferior, ao menos a área do perfil mais a área do concreto confinado entre as abas.

A rigidez dos blocos não foi afetada pelo uso dos perfis. Todos os modelos apresentaram comportamento de estruturas rígidas, ou seja, a deformação total no instante da ruína foi pequena e próximo ao valor do modelo de referência. Ainda que os modelos com 10 cm de embutimento apresentaram ruína definida por fendilhamento, o panorama de fissuras não acompanhou o mesmo panorama do modelo de referência. A relação entre a força relativa à primeira fissura e a força última ($F_r / F_{u,exp}$) obtida pelos ensaios é alta, cerca de 0,48. Isso indica que os blocos, além de deformarem pouco, também não apresentam muitas fissuras visíveis nas faces antes da ruptura. São bem definidas algumas fissuras que caracterizam a formação das bielas, mas estas só ocorrem instantes antes da ruína. O uso da chapa de topo inibiu apenas a formação de fissuras no formato de semicírculo acima do perfil. Todos os dados da pesquisa podem ser obtidos em Tomaz & Delalibera (2018).

3.3.2.5. Influência da geometria e da taxa de armadura de pilar em blocos sobre estacas. (orientação)

O objetivo principal dessa pesquisa foi verificar a importância dos parâmetros analisados para o comportamento estrutural dos blocos e a influência em sua capacidade portante. Definiram-se para análise os fatores: variação da seção transversal do pilar, variação da taxa de armadura do pilar e variação da altura dos blocos. Foram dimensionados vinte e sete modelos com base na NBR 6118:2023 e nos estudos de Blévoit e Frémy (1967).

A análise estatística do tipo anova foi feita a partir das variações dos parâmetros considerados e com a força última de cada modelo, concluindo que a influência da força última foi preponderante



pela variação da seção transversal dos pilares e, posteriormente, pela altura dos blocos. O fator variação da taxa de armadura dos pilares não foi expressivo.

Construiu-se os gráficos de força versus deslocamento, onde se concluiu que o aumento da seção transversal dos pilares e da altura dos blocos resultou em forças e deslocamentos superiores, ou seja, houve acréscimo na capacidade portante dos blocos. Compararam-se as forças últimas numéricas às forças teóricas calculadas pela NBR 6118:2023 e por Blévot e Frémy (1967). Em geral, os valores numéricos foram menores que os calculados analiticamente, resultando em uma aproximação razoável.

A formação das escoras de compressão permitiu um melhor confinamento da armadura longitudinal do pilar, havendo maior resistência de aderência e assim, dissipação das tensões mais rapidamente.

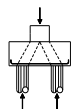
Observou-se a formação das escoras de compressão através das imagens das tensões principais retiradas do programa de computador, mostrando a escora partindo do pilar até atingir as estacas. Constataram-se as tensões críticas nas regiões nodais superior e inferior. Além disso, verificou-se uma maior concentração de tensões nas escoras nos blocos com alturas menores. Apresentou diferentes inclinações das bielas conforme a variação da seção transversal do pilar e/ou com a variação da altura dos blocos, fato que também foi observado na trajetória das tensões.

Concluiu-se que a ruptura dos blocos ocorreu por esmagamento do concreto nas regiões nodais e que o Modelo de Escoras e Tirantes representou de maneira coerente o comportamento estrutural dos blocos. Os detalhes desta pesquisa podem ser obtidos em Rezende (2017).

3.3.2.6. Análise numérica de blocos sobre estacas considerando o atrito lateral entre estaca e solo. (orientação)

Esta pesquisa teve como premissa apresentar ao meio técnico e científico, uma contribuição para o estudo do comportamento estrutural de elementos de fundação considerando-se a interação entre a estrutura e o solo. Por meio da análise de variância desenvolvida, verificou-se o conjunto de parâmetros mais relevantes na análise de blocos sobre estacas considerando-se o atrito lateral entre estacas e solo e como a variação média de cada parâmetro influenciou na capacidade portante dos modelos.

Acerca das tensões principais de compressão, bem como da formação das bielas, concluiu-se que, na região nodal superior, a biela tende a se formar além da seção do pilar, contrariando a hipótese proposta por Blevot & Frémy (1967). Nos modelos de blocos com altura de 28 cm e com ausência de solo, verificou-se, na região nodal inferior, uma expansão do campo de tensões além da região externa das estacas, fato que não foi tão perceptível nos modelos de mesma altura, mas com presença de solo. Já os modelos cujos blocos possuem altura de 50 cm e 70 cm, a expansão no campo de tensões

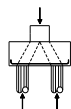


na região nodal inferior ocorreu de forma semelhante nos modelos B1, B2, B3 e B4. É importante fazer menção à fragilidade dos modelos em que considerou-se a presença de solo arenoso (S1). Nesses modelos as tensões atuantes nos blocos foram inferiores aos limites de ruptura, tal fato ocorreu em virtude da fragilidade do modelo constitutivo do solo arenoso, fazendo com que o modelo perdesse estabilidade numérica para forças últimas inferiores às esperadas.

Observou-se uma tendência de ocorrência de flexão na cabeça das estacas, logo, conclui-se que verificar as estacas admitindo que as mesmas estão sujeitas apenas à força normal de compressão pode conduzir a resultados não condizentes com o comportamento real da estrutura, principalmente para blocos com baixa rigidez. Na presente pesquisa verificou-se que o aumento na rigidez do bloco, conduziu a uma redução na variação no campo de tensões principais de compressão do topo das estacas, demonstrando que o aumento na rigidez do bloco tem um efeito favorável quanto à transferência de momentos fletores para as estacas.

Sobre a rigidez global dos modelos, pode-se concluir que a cota de apoio da estaca influencia diretamente em tal parâmetro, pois, com aumento da profundidade do solo aumenta-se a rigidez e reduz-se a deformabilidade do solo. Logo o resultado de aumento da rigidez mediante aumento da cota de apoio é coerente. Os modelos com ausência de solo apresentaram maior rigidez, no entanto, entre si apresentaram variação na deslocabilidade em virtude da variação do comprimento das estacas. Isso se justificou pelo fato de a rigidez axial da estaca ser constante e a deformação da estaca ser diretamente proporcional ao comprimento da mesma. Em média, concluiu-se que o aumento da altura dos modelos conduziu a um aumento na resistência última dos mesmos.

Com relação à transferência de força para o solo através do bloco, verificou-se que para solo com característica arenosa, a média de transferência é aproximadamente 5% da força total aplicada, enquanto para solos argilosos esse valor é próximo de 4%. Verificou-se, também, que o aumento da rigidez do bloco proporcionou, em média, um aumento na transferência de força do bloco para o solo. Com relação ao comprimento das estacas, percebeu-se que a rigidez do solo na cota de assentamento da estaca influenciou diretamente no percentual de força transferida do bloco para o solo, concluiu-se que estacas apoiadas em camadas mais resistentes de solo tenderam a transferir menos força ao solo por meio do bloco. Tal conclusão evidencia a tendência de a força se distribuir prioritariamente para regiões mais rígidas. Para a interação entre o tipo de vínculo com o tipo de solo, observou-se que nos modelos em que se utilizou elemento de contato ocorreu, em média, uma maior transferência de força bloco-solo, tal fato se justifica pelo fato de o acoplamento de nós ter promovido uma transferência de forças pontuais através das estacas (nós coincidentes entre a estaca e o solo) enquanto que nos modelos com elementos de contato, essa transferência se dá de forma distribuída, conforme deslocamentos relativos (modelo mais deslocável), logo percebeu-se uma maior rigidez do conjunto estaca-solo nos modelos com acoplamento de nós, fazendo com que mais força seja transferida para o solo ao longo do fuste.



Por fim, analisou-se as tensões atuantes nas armaduras do tirante do bloco e concluiu-se que o método de Blevót & Frémy (1967) mostrou-se conservador quando comparado com os resultados obtidos na análise numérica, uma vez que as tensões axiais nos tirantes, obtidas na análise numérica, mostraram-se inferiores às esperadas. Esta pesquisa está publicada em Delalibera & Sousa (2021).

3.3.2.7. *Blocos sobre estacas constituídas de perfis metálicos: análise da ligação estaca-bloco.*

A presente pesquisa teve o fim avaliar diferentes tipos de ligação estaca-bloco em blocos sobre duas estacas metálicas em perfil “I” e avaliar modelos de cálculos recomendados pela literatura técnica. Foi desenvolvido um programa experimental no qual foram ensaiados 3 blocos sobre duas estacas metálicas, complementado por uma análise numérica que contemplou 63 modelos computacionais. A metodologia empregada foi satisfatória e os objetivos propostos foram alcançados.

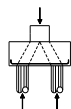
Todos os blocos estudados apresentaram comportamento similar, com ruptura por fendilhamento da biela e esmagamento do concreto na região nodal superior. Além disto, os parâmetros embutimento (E_{mb}) e resistência à compressão (f_c) foram determinantes no comportamento estrutural dos blocos. A deformação da armadura principal foi maior no meio do vão bloco, diminuindo progressivamente até as extremidades do elemento. Houve concentração de tensões na aba mais interna da estaca (região nodal inferior) e na face do pilar (região nodal superior) e, por consequência, a seção transversal da estaca neste nível foi submetida a flexo-compressão.

Os tipos de armaduras complementares estudados (barras soldadas nos perfis e armadura em estribos), recomendados na literatura técnica, não influenciaram na capacidade portante dos blocos e a armadura em estribos não foi eficiente em absorver as tensões de tração transversais ao eixo da biela. Por outro lado, Xiao & Chen (2013) indicaram que o arranjo da ligação por meio de barras soldadas foi efetivo em transmitir esforços de tração e forças horizontais (situação de sismo).

A armadura em estribos melhorou a distribuição de fissuras e a ductilidade do bloco e, de forma geral, a utilização de armaduras complementares aumentou a relação entre a força relativa à primeira fissura e a força última (F_r/F_u) e contribuiu para que a ruptura fosse menos brusca.

Foram analisados os modelos de cálculo recomendados por Blévot & Frémy (1967), Schlaich & Schäfer (1991), Fusco (2013) e Meléndez et al. (2019) assim como diversos limites recomendados pela literatura técnica para as tensões nas regiões nodais. Para a determinação da área da estaca na região nodal inferior (A_{est}) foi considerada a área do menor retângulo que contém os limites do perfil metálico, como recomendado por Tomaz (2018).

De acordo com os métodos analíticos, a ruína dos blocos estudados se deu por tensão excessiva na região nodal inferior. Contudo, observou-se que há falta de consenso quanto à resistência das regiões nodais. O modelo de Fusco (2013) foi muito conservador, enquanto o modelo de Meléndez et al. (2019) apresentou a melhor correspondência com os resultados experimentais.



Foi calculado um coeficiente de ajuste igual a 1,58, designado a multiplicar A_{est} nos modelos de Blévy & Frémy (1967) e Schlaich & Schäfer (1991). Contudo, em função do número pequeno de resultados analisados não é possível concluir se a utilização de tal coeficiente é adequada.

De acordo com o critério da NBR 6118:2023, todos os blocos ensaiados no presente trabalho foram classificados como blocos flexíveis e, no entanto, apresentaram comportamento de blocos rígidos. Por outro lado, o critério de caracterização da norma EHE-08 (2011) classifica os blocos ensaiados neste trabalho como blocos rígidos. Conclui-se que o critério da norma NBR 6118:2014 para a caracterização do comportamento estrutural de blocos sobre estacas é inadequado pois não considera a inclinação da biela de compressão (θ), que é um dos parâmetros determinantes no comportamento estrutural de blocos.

Mais detalhes desta pesquisa, estão publicados em Freitas et al. (2021).

3.3.2.8. *Análise da influência da armadura principal de tração em blocos sobre estacas constituídas de perfis metálicos.*

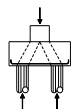
A presente pesquisa teve como finalidade avaliar como o posicionamento da armadura principal de tração no topo da estaca metálica interfere no comportamento de um bloco sobre duas estacas metálicas em perfil I quando submetido à aplicação de forças centradas. Para isso, desenvolveu-se um programa experimental onde foram ensaiados quatro blocos sobre duas estacas metálicas.

Todos os modelos analisados apresentaram comportamento similar, com ruptura por esmagamento do concreto no topo do pilar, em decorrência do acúmulo de tensões provenientes da célula de carga.

A deformação da armadura principal de tração foi maior no meio do vão, diminuindo gradativamente até as extremidades dos blocos, diferente do que foi proposto pelos modelos de bielas e tirantes. Além disso, a aba interna da estaca teve uma concentração de tensões, de modo que a seção transversal da estaca esteja submetida a flexo-compressão, o que também difere das recomendações propostas pelos modelos de bielas e tirantes. Todavia, esses resultados encontrados corroboram com os estudos de outros autores que verificaram os mesmos comportamentos em seus experimentos.

A análise da biela de compressão permitiu observar que, assim como outros autores verificaram, as tensões de compressões são maiores na zona nodal superior próximo à face do pilar e na zona nodal inferior próximo à aba interna da estaca.

Com relação à influência do posicionamento da armadura principal de tração, verificou-se que, quando posicionada lateralmente ao topo da estaca, o bloco apresenta uma propagação de fissuras mais ramificada, causada pela movimentação da barra durante o carregamento do bloco. Isso também influenciou no comportamento do bloco, tornando o bloco com esse posicionamento de armadura



menos rígido que um bloco com a armadura posicionada sobre a estaca. Em Delalibera et al. 2023, pode-se analisar maiores detalhes desta pesquisa.

3.3.2.9. *Análise numérica e experimental de blocos sobre duas estacas metálicas*

Esta pesquisa teve como objetivo analisar, por meio de ensaios experimentais e simulações numéricas, o comportamento mecânico de blocos sobre duas estacas metálicas de perfil W laminado com chapas de ligação. O intuito foi obter uma melhor compreensão dos fluxos de tensões e do comportamento das regiões nodais.

Para o desenvolvimento da pesquisa foram construídos seis modelos experimentais. Nesses modelos, analisou-se o comportamento global, a rigidez, a força última, a deformação dos tirantes, a deformação das estacas, a deformação das armaduras longitudinais dos pilares e a deformação do concreto na região das bielas e realizou-se uma comparação com um modelo de referência.

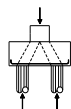
Após os ensaios e análise dos modelos experimentais, foram investigados, por meio de simulações numéricas, os fluxos de tensões de compressão dos blocos, os fluxos de tensões de tração das armaduras e, por fim, a rigidez e força última dos modelos. Desta forma, foi possível estabelecer as seguintes conclusões a partir do desenvolvimento deste trabalho.

As duas principais teorias que fundamentam os modelos analíticos de blocos sobre estacas é o método de bielas e tirantes, empregado em blocos determinados como rígidos e o método das seções, empregado em blocos determinados como flexíveis. Ainda não existe um método de cálculo unificado e nem um consenso quanto aos parâmetros a serem utilizados para o dimensionamento de blocos sobre estacas. Há diversos métodos na literatura que buscam determinar qual o principal mecanismo de ruína e qual a carga de ruptura desses elementos, entretanto, existem várias divergências entre eles.

Nos modelos ensaiados, uma menor quantidade de barras nos tirantes resultou em maior rigidez. No entanto, essa alteração não afetou a capacidade resistente dos modelos.

Apesar dos critérios de verificação da NBR 6118:2023 indicarem que os blocos ensaiados deveriam apresentar comportamento flexível, observou-se que, de maneira geral, os modelos ensaiados apresentaram comportamento rígido. O critério estabelecido pela NBR 6118:2023, que se baseia nas dimensões do bloco para definição do seu comportamento, não é efetivo, sendo que tal condição, para ser efetiva, deve-se considerar a profundidade efetiva e o ângulo das bielas.

As tensões de tração ao longo das barras não são constantes e à medida em que se afasta do centro do vão do bloco, elas diminuem. Além disso, após passarem pela zona nodal inferior, há uma redução ainda mais significativa, devido aos efeitos de compressão das bielas.



As simulações numéricas se mostraram efetivas para analisar o comportamento mecânico de blocos sobre estacas metálicas, as relações entre as tensões e forças últimas numéricas, experimentais e analíticas obtiveram uma aproximação satisfatória.

O fluxo de tensões de compressão se dividiu igualmente na zona nodal superior e se propagou até a zona nodal inferior.

O modo de falha foi o mesmo, tanto para os modelos experimentais quanto para os modelos numéricos, todos falharam por cisalhamento, ou seja, houve ruptura do concreto por tração diagonal seguida por esmagamento da biela na zona nodal superior.

A distribuição das forças de tração horizontais entre as barras, não é uniforme. Em alguns casos, as forças experimentais chegaram a ser 13 vezes maiores do que os valores calculados pelo método analítico de Blévy & Frémy (1967);

O comportamento mecânico dos modelos não foi comprometido mesmo sem os ganchos. Esse comportamento também foi observado em estudos de vários outros autores, como Delalibera (2006), Tomaz (2018), Gonçalves (2020), entre outros. A exigência de utilização de ganchos na armadura principal de tração dos blocos, conforme especificado pela NBR 6118:2023, pode ser reavaliada;

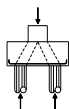
As tensões nas estacas não são constantes e a maior parte da carga é transferida para a região interna da estaca. Tal comportamento indica que a estaca está sujeita à flexo-compressão, o que contradiz a hipótese de Blévy & Frémy (1967), que propõem em seu modelo de cálculo, que as estacas estão sujeitas apenas à ação de forças de compressão;

As tensões ao longo das barras da armadura longitudinal dos pilares não são constantes, contrariando a hipótese proposta por Fusco (1993), que em blocos que suportam pilares submetidos à compressão centrada, todas as barras de armaduras longitudinais estariam sob o mesmo nível de tensão;

As tensões na zona nodal superior são significativamente maiores, em comparação com as tensões na zona nodal inferior. Nos modelos ensaiados a tensão média na zona nodal superior foi 46% maior que a resistência à compressão do concreto utilizado nos blocos. No estudo conduzido por Blévy & Frémy (1967), a tensão no concreto próximo ao pilar foi aproximadamente 40% superior à resistência à compressão.

A rigidez mais elevada, dos modelos com barras de Ø20,0 mm, resultou na concentração das deformações na região central das bielas. Em contrapartida, nos modelos com barras de Ø12,5 mm, que são mais flexíveis, houve um maior deslocamento na flexão. Esse maior deslocamento gerou um aumento nas deformações da zona nodal superior, inferior e nas barras dos tirantes.

A análise entre a força última experimental e por meio do método analítico proposto por Tomaz et al. (2018) obteve uma relação bastante próxima. Embora o método de Blévy & Frémy (1967) indique uma boa relação entre os valores analíticos e os experimentais, ele é relativamente menos preciso que o método de Tomaz et al. (2018).



A adição de uma chapa de ligação no topo da estaca de perfil metálico, em blocos de coroamento em concreto armado, pode proporcionar um aumento na sua capacidade resistente.

Em Santos Silva (2024), são apresentados maiores detalhes desta pesquisa.

3.3.3. Lajes Maciças

Também foram realizadas pesquisa experimentais e numéricas sobre o comportamento de lajes maciças, mais precisamente, a influência da taxa da armadura longitudinal na resistência à força cortante.

3.3.3.1. *Análise numérica e experimental do efeito de pino em lajes maciças de concreto armado.*

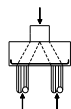
Em função as variações de altura das lajes, que foi um dos parâmetros analisados, algumas lajes atingiram o modo de ruptura por flexão antes da ruptura por força cortante. Fato que já era esperado.

Para as lajes sem armadura, os valores de resistência a força cortante pela NBR 6118:2023 mostraram-se contra a segurança. Para lajes com armadura mínima os resultados analíticos e experimentais ficaram próximos, considerando que foi realizada uma análise sem coeficientes de segurança. E, para as lajes com o dobro da armadura mínima, esses valores se mostraram conservadores.

Para as lajes que efetivamente atingiram a ruptura por força cortante antes da flexão, os valores normativos ficaram em torno de 30%. Considerando em um dimensionamento a utilização de coeficientes de segurança, a norma apresenta-se bastante conservadora.

As normas brasileira, americana e europeia utilizam coeficientes distintos, como o coeficiente K que é diferente entre as normas brasileira e europeia. Observou-se que é necessário que estes coeficientes tenham o mesmo significado. Foi necessário que uma divisão seja realizada: cálculo para lajes sem armadura e lajes com armadura longitudinal, pois as lajes com armadura mínima apresentaram cerca de 320% maior resistência a força cortante, porém a norma apresentou um valor apenas 70% maior. Além disso, o coeficiente K não se apresenta valores condizentes com os dados experimentais. As lajes com o dobro da armadura mínima apresentaram resistências 614 % e 92,67 % maiores, respectivamente, sem armadura e com armadura mínima. Valores muito superiores as variações da norma brasileira, de 81,57 % e 8,70 %.

A análise numérica mostrou-se coerente quando utilizada em menores alturas de lajes, pois com alturas maiores as armaduras perdem influência na análise numérica.



Os valores numéricos para os deslocamentos são interessantes quando utilizado o módulo de elasticidade corrigido, pois são mais próximos da realidade.

O comportamento estrutural das lajes no ensaio de cisalhamento foi eficiente. Lajes com maiores taxas de armadura atingiram resistências maiores e se deslocaram mais. As lajes com alturas iguais atingiram o momento de fissuração em pontos semelhantes.

Comparando os valores analíticos dos momentos de fissuração embasados na norma brasileira com os valores experimentais obtiveram-se valores próximos, com variação média de 20 %. O que não foi observado para os momentos últimos, devido as grandes variações nas resistências últimas.

Em todos os casos, as deformações no aço e no concreto foram maiores no ponto de aplicação do carregamento, fato que era esperado. As deformações máximas do aço ficaram próximas aos valores normativos de escoamento, e o concreto aproximou-se do esmagamento.

O panorama de fissuração foi relevante para a análise global do elemento. Nas lajes sem armadura até a borda, observou-se apenas uma fissura transversal que se estendeu abaixo do ponto de aplicação do carregamento e em função do aumento da força aplicada durante o ensaio teve cada vez maior abertura até sua ruptura.

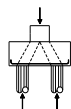
Observou-se que quanto maior a taxa de armadura, maior o número de fissuras, mais espaçadas podendo chegar até o meio do vão. A taxa de armadura influenciou diretamente na abertura das fissuras e no comportamento do elemento, distribuindo as tensões de tração em toda a laje.

Todas as lajes apresentaram ruptura por tração perpendicular a biela de compressão. A resistência à força cortante das armaduras foi superior aos valores de ruptura obtidos. O mesmo quando analisado a resistência ao esmagamento da biela comprimida. Maiores informações sobre esta pesquisa podem ser obtidas em Oliveira Filho (2017).

3.3.3.2. *Análise numérica e experimental do efeito de pino em lajes maciças de concreto armaduras em duas direções.*

Verificou-se a presença de uma diferença de comportamento relacionada à altura das lajes e a taxa de armadura, onde lajes com altura superior a 10 cm e alta taxa de armadura longitudinal tiveram comportamento frágil, enquanto que lajes com altura igual ou inferior a 10 cm e baixa taxa de armadura apresentaram comportamento dúctil.

Realizou-se a validação de dois modelos numéricos, denominados: Método I e Método II. Verificou-se que o Método II foi mais adequado, pois reproduziu o comportamento das lajes armadas em duas direções submetidas a punção, onde os resultados se aproximam dos resultados experimentais e o diagrama do fluxo de tensões de cisalhamento apresentou a formação das bielas de compressão, que foram características presentes nos ensaios de punção.



Por meio da análise estatística utilizando o método de variância, permitiu-se verificar que as variáveis escolhidas para avaliar o ganho de resistência ao cisalhamento nas lajes esbeltas não apresentam grande relevância para o estudo, sendo necessária a escolha de novas variáveis para uma nova verificação e determinação do parâmetro que possuem influência significativa.

Em relação as lajes espessas, na análise de variância foi possível definir a taxa de armadura longitudinal como parâmetro relevante, por possuir valor de F_0 superior a $F_{\text{crítico}}$ definido na pesquisa.

Por fim, faz-se necessário a avaliação dos casos em que se tem uma taxa de armadura longitudinal superior a 1% para a verificação do comportamento, se é mantido igual ao das lajes com taxa inferior a 0,80%, avaliadas neste estudo. Além disso, é importante o aprofundamento da pesquisa a respeito da delimitação da altura das lajes que limita um comportamento frágil e o comportamento dúctil, com o estudo, devendo estar no intervalo de 10 cm a 12 cm. Em Oliveira (2002), são apresentados maiores detalhes da pesquisa.

3.3.3.3. *Influência das armaduras longitudinais inferiores e superiores na resistência à força cortante em lajes maciças.*

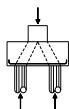
O presente trabalho teve como objetivo analisar experimentalmente a influência da variação da altura das lajes e as taxas de armaduras longitudinais inferior e superior. Para isso, foram ensaiadas nove lajes.

Foram analisados os deslocamentos, as deformações no concreto e no aço e estabeleceu-se correlações que influenciaram no dimensionamento de lajes submetidas à força cortante. cisalhamento.

Verificou-se que o aumento da altura e das taxas de armaduras longitudinais, conferiram aumento de resistência à força cortante. O aumento da taxa de armadura se mostrou mais eficiente para as lajes com altura 8 cm e 14 cm de espessura. Ao se comparar as lajes com e sem armadura superior, a laje com altura 14 cm foi a que se mostrou mais rígida, com o menor deslocamento e maior resistência.

As deformações no aço e nas barras de aço foram maiores na região do ponto de aplicação de carga, o que era esperado. Quanto ao panorama de fissuração das lajes, observou-se que, quanto maior a taxa de armadura, maiores eram os números de fissuras. Nas lajes apenas com armadura superior, surgiu uma única fissura que foi aumentada até a ruptura. Para as lajes com armaduras superior e inferior, as fissuras se estenderam até o meio do vão, apresentado maiores resistências.

Em relação aos valores normativos, a NBR 6118:2023 mostrou-se contra a segurança para as lajes sem armadura inferior, contudo, segundo a mesma norma, não é permitido a utilização de lajes sem armaduras longitudinais, a menos, nos casos de concreto simples. Em Peres (2020), são apresentados todos os resultados da pesquisa.



3.3.4. Pilares de concreto armado

Rocha et al. (2016) realizaram um estudo sobre a influência de conectores metálicos no projeto de reforço de pilares de concreto armado. O título da pesquisa foi: Análise experimental de pilares de concreto armado submetidos à flexo-compressão, reforçados com concreto auto adensável e conectores metálicos.

A pesquisa foi desenvolvida por meio de um estudo experimental de reforço de pilares, com emprego de chumbadores metálicos e preenchimento com concreto auto adensável. Foram ensaiados cinco pilares de concreto armado submetidos à flexo-compressão: dois pilares foram usados como referência, sendo um com seção transversal igual a 120 x 250 mm; um monolítico com seção igual a 155 x 250 mm, mesma seção transversal dos pilares reforçados e três, que inicialmente foram moldados com seção de 120 x 250 mm e posteriormente receberam uma camada de 35 mm de espessura de concreto auto adensável na face comprimida. Apesar dos chumbadores não apresentarem ruptura, houve o deslocamento da camada do reforço. Os resultados obtidos indicam a possibilidade da utilização deste método de reforço na reabilitação estrutural de pilares de concreto armado, apresentando acréscimo na capacidade resistente em relação ao pilar de referência.

3.3.5. Pesquisas em desenvolvimento

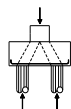
Atualmente tenho seis pesquisas em andamento, junto à FECIV/UFU e no Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos (PPGECiv/UFSCar), sendo elas:

- FECIV/UFU

- Análise Experimental da capacidade estrutural de dormentes de concreto protendido;
- Análise experimental de blocos sobre duas estacas utilizando armadura não metálica;
- Radier estaqueado.

- PPGECiv/UFSCar

- Simulação numérica da influência da carga excêntrica e da altura do embutimento da estaca no comportamento estrutural de blocos rígidos de concreto armado sobre duas estacas;
- Simulação numérica de bloco sobre duas estacas metálicas: influência do comprimento de embutimento e orientação das estacas;
- Contribuição ao estudo sobre a influência de forças horizontais no comportamento mecânico de blocos de concreto sobre 4 estacas por meio de simulações numéricas e análises paramétricas.



3.3.5.1. Principais contribuições para a sociedade em relação às pesquisas já desenvolvidas.

Dentre as contribuições realizadas pelas pesquisas realizadas ou orientadas por mim, gostaria de citar três.

A primeira, trata-se da consideração da excentricidade da força de compressão nas estacas, oriundas da diagonal comprimida (bielas). Essa consideração confere maior capacidade resistente às estacas e uma maior segurança no conjunto bloco/estaca. As Figura 03 e 04 apresentam essas contribuições.

A segunda, está correlacionadas com a ancoragem das barras de aço da armadura principal de tração (tirante), onde, verificou-se por meio de resultados experimentais e numéricos, uma redução de cerca de 50 % das deformações de tração dos tirantes, quando os mesmos atravessam as bielas (região sobre o topo da estaca). As Figura 12 e 13 mostram esse fenômeno em umas das pesquisas realizadas por mim.

A terceira está correlacionada com a tensão limite junto às zonas nodais superiores (região pilar/boco). Foi considerado o efeito multiaxial do concreto, na região do bloco junto ao pilar, em função do efeito de confinamento nodal daquela região. A Equação 36 apresenta a tensão limite junto às zonas nodais superiores. A Equação 37 apresenta a tensão limite junto à zona nodal inferior (região estaca/bloco). O valor de 0,85 existentes nas Equações 36 e 37 está correlacionado às cargas de longas duração.

$$\sigma_{lim.sup} = \frac{0,85}{\gamma_c} \cdot \left(f_{ck} + 1,2 \cdot f_{ck}^{2/3} \right) \quad 36$$

$$\sigma_{lim.inf} = \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \quad 37$$

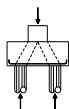
onde:

- f_{ck} : a resistência característica do concreto à compressão;
- γ_c : Coeficiente minorador do material concreto.

Tais equações, foram obtidas por meio de análise experimentais de blocos ensaiados por diversos pesquisadores, nacionais e internacionais.

3.3.5.2. Prêmios em função das pesquisas realizadas.

Durante minha carreira, fui agraciado com três prêmios, os quais tenho muito orgulho, sendo eles:

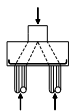


- Menção honrosa pelo destaque de Iniciação Científica em 2017 – UFU;
- Primeiro lugar no prêmio destaque de Iniciação Científica em 2017;
- Prêmio de Inovação Tecnológica Professor Luiz Ricardo Goulart Filho na área de programa de computador.

3.3.6. Atividades de Extensão

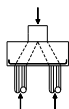
Durante meu período com professor na FECIV/UFU, desenvolvi quarenta e nove projetos de extensão, que passo a apresentar:

- Vistoria e análise de projeto de muro de arrimo;
- Serviços de consultoria e ensaios na inspeção técnica em vigas de ponte de concreto armado e protendido;
- Análise e elaboração de relatório referente às condições de segurança das proteções laterais longitudinais do viaduto da Avenida João Naves de Ávila, sobre a Avenida Rondon Pacheco;
- Extração, preparação e realização de ensaios de determinação de resistência à compressão em testemunhos de concreto;
- Serviços de verificação e análise estrutural de obra residencial;
- Análise das condições do imóvel – Campus de Patos de Minas;
- Prestação de serviços em engenharia civil: desenvolvimento de materiais didáticos, desenvolvimento de ementas e palestras técnicas;
- Análise das condições estruturais do novo edifício do campus de Patos de Minas;
- Ensaio de resistência à compressão axial de corpos de prova de concreto;
- Verificação das defensas metálicas do viaduto próximo à Avenida Brasil, Uberlândia – MG;
- Elaboração de projeto estrutural para ampliação da marcenaria da Faculdade de Engenharia Civil;
- Ensaio de resistência à compressão axial de corpos de prova de concreto – Etapa 2;
- Inspeção e análise em concreto – Engie Brasil Energia;
- Programa de Extensão para difusão de tecnologias sociais e desenvolvimento socioeconômico de empreendimentos na área de Saúde Ambiental (PROEMPRESAS);
- Serviço de assessoria em consultoria técnica nas obras de construção do estádio de futebol de Ituiutaba – MG;
- Ensaio estático de carga em laje de piso em concreto armado;
- Inspeção preliminar na ponte Affonso Penna;
- Inspeção técnica nos viadutos Alexandrino Garcia e Corina Junqueira Rezende;
- Vistoria de passarelas, pontes e viadutos do município de Uberlândia;
- Laudo técnico sobre a instabilidade de estrutura de contenção;



-
- Inspeção final da ponte Affonso Penna;
 - Laudo sobre a estabilidade de uma estrutura de contenção;
 - Consultoria técnica: Reforma de fachadas de edificação multifamiliar de múltiplos pavimentos – Rio Verde – GO;
 - Análise de estabilidade de represa;
 - Vistoria de campo nas obras da BR-365 no entorno do viaduto Francisco Paulo dos Santos;
 - Projeto de recuperação estrutura da ponte Affonso Penna;
 - Difundindo o ensino das estruturas civis;
 - Inspeção de viadutos (Av. Nicomedes e Av. dos Municípios);
 - Elaboração de projetos de engenharia civil para residências unifamiliares, vinculadas ao programa habitacional do município de Araporã – MG;
 - Inspeção no viaduto recém construído na Avenida Nicomedes, Uberlândia – MG;
 - Inspeção no viaduto recém construído na Avenida dos Municípios, Uberlândia – MG;
 - Prova de carga em laje de silo;
 - Ensaio para determinação de absorção de água e resistência à flexão de placas cerâmicas – AZM;
 - Aproveitamento de concretos e argamassas produzidos nos Laboratórios de Materiais de Construção Civil e Estruturas da Faculdade de Engenharia Civil da UFU;
 - Análise estrutural de projeto de pavimentação de galpão ferroviário;
 - Relatório técnico do edifício sede da vigilância sanitária de Uberlândia – MG;
 - Ensaio de testemunhos de concreto – ML Engenharia Diagnóstica;
 - Análise dimensional e ensaios de absorção de água e resistência à compressão de tijolos de solo cimento;
 - Ensaio de testemunhos de concreto – SPE Gávea Citty Sul Ltda.;
 - Resistência à compressão de pasta de cimento e cal – Geometa;
 - Levantamento cadastral de imóvel comercial;
 - Ensaio de caracterização de agregado miúdo – areias Delta;
 - Projeto estrutural para o Lar Maria Lobato;
 - Prova de carga em laje de um edifício industrial no município de Uberlândia – MG;
 - Resistência à compressão de concreto – Solwens;
 - Resistência à compressão de testemunhos de concreto – Iconne;
 - Análise estrutural - Esclerometria - Resistência à compressão de concreto – Iconne;
 - Ensaio de tijolos de solo cimento – Jurema;
 - Resistência à compressão de concreto - Perplan - Addagio Lidice.

Dentre estes projetos de extensão, gostaria de apresentar três, que na minha opinião, foram importantes para a população de Uberlândia – MG e região.



3.3.6.1. Inspeção visual e elaboração de relatório referente às condições de segurança do guarda-corpo existente no viaduto da Avenida João Naves de Ávila, sobre a Avenida Rondon Pacheco.

Em atendimento à solicitação feita pelo Sr. Cléber Eustáquio Neves, Procurador da República em Minas Gerais, referente ao ofício OF/PR/MG/C;2628/2017, solicitando averiguar se o guarda-corpo existente no viaduto da Avenida João Naves de Ávila sobre a Avenida Rondon Pacheco, está de acordo com as normas técnicas e de segurança.

Foi realizada uma visita técnica no local onde, pela Equipe da FECIV – Faculdade de Engenharia Civil, da Universidade Federal de Uberlândia, no dia 01 de fevereiro de 2018, sendo encontrado algumas divergências em relação às dimensões geométricas do guarda-corpo, o qual deverá ser enquadrado tecnicamente como barreira. Tais divergências são relacionadas às normas e manuais técnicos.

O viaduto foi inaugurado em fevereiro de 2012, sendo construído em estrutura de concreto armado e protendido, tendo dois acessos sobre aterro e estruturas de contenções. Existem quatro pistas de rolamento, duas em cada sentido, sem acostamento e passeio para pedestres. As barreiras laterais foram construídas em estrutura de concreto armado e estrutura metálica e as barreiras centrais (que servem de divisão para as faixas de rolamento) em concreto armado no tipo New-Jersey. As Figuras 24 e 25, ilustram o viaduto em análise.

Ao analisar a altura das barreiras junto às seções centrais e de acesso do referido viaduto, verifica-se que as mesmas possuem altura inferior à recomendada pela Norma DNIT 122/2009-ES, que é de 90 cm. As alturas medidas na seção de acesso de na seção central do viaduto foram 80 cm e 64 cm, respectivamente. Outro agravante, é que não existe área de escape para o tráfego de veículos, como acostamentos e passeios.



Figura 24 - Viaduto da Avenida João Naves de Ávila sobre a Avenida Rondon Pacheco, vista Lateral. Fonte Google Earth (2018).



Figura 25 - Viaduto da Avenida João Naves de Ávila sobre a Avenida Rondon Pacheco, vista superior. Fonte Google Earth (2018).

A altura medida da pista de rolamento do viaduto da Avenida João Naves de Ávila em relação a Avenida Rondon Pacheco é da ordem de 650 cm. A queda de um veículo nesta altura, poderá ocasionar óbitos dos ocupantes dos supostos veículos. Tomando como referência uma motocicleta, as barreiras existentes na situação atual trazem pouco proteção aos usuários do viaduto. A Figura 26, apresenta tal hipótese.

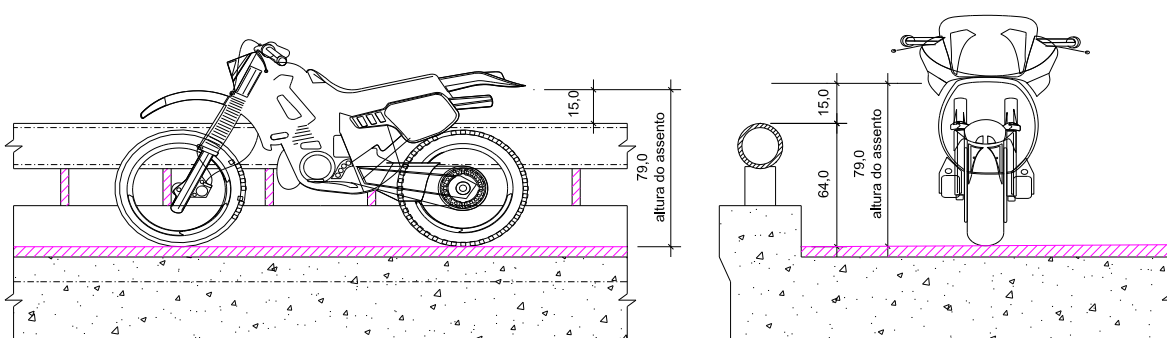
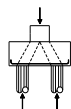


Figura 26 - Viaduto da Avenida João Naves de Ávila sobre a Avenida Rondon Pacheco, situação atual das barreiras (medidas em centímetros).

Para atender as normas DNIT 109/2009, DNIT 122/2009-ES e o Manual de Projeto de Obras-de-arte Especiais do DNIT, sugere-se que as barreiras sejam aumentadas, garantindo proteção aos veículos e seus ocupantes e que suportem os esforços previstos na NBR 7188:2013. A Figuras 27 apresenta a sugestão de reparo para as barreiras, que consiste no aumento de sua altura.

Este reparo poderá ser feito por meio da ampliação da estrutura metálica existente, instalando-se dois tubos metálicos contínuos (ver Figura 27), conectados por meio de chapas metálicas soldadas aos mesmos, mantendo-se as características arquitetônicas do viaduto.



Foi realizada uma visita técnica no local do viaduto no dia 25 de maio de 2018, oportunidade em que se deparou com diversas manifestações patológicas na estrutura do viaduto e da passarela.

O viaduto e a passarela têm aproximadamente 50 anos de idade, sendo construídos em estrutura de concreto armado, tendo dois acessos sobre aterro com contenções. No viaduto existem quatro pistas de rolamento, duas em cada sentido, com acostamento e passeio para pedestres. As proteções laterais foram construídas em estrutura metálica. A Figura 29 ilustra o viaduto em análise. A passarela também possui guarda-corpos em estrutura metálica (ver Figura 30)

Constatou-se, junto aos pilares do viaduto, estágio avançado de corrosão das barras de aço que compõem os mesmos. A corrosão é importante, sendo que várias barras de aço perderam totalmente sua seção transversal (ver Figura 31). É imprescindível a recuperação imediata destas barras de aço e consequentemente, dos pilares.



Figura 29 - Viaduto Alexandrino Garcia (Av. Afonso Pena).



Figura 30 - Passarela Corina Junqueira Rezende.

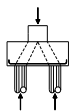


Figura 31 - Corrosão das barras de aço de um dos pilares do viaduto.

Constatou-se exposição das barras de aço longitudinais e transversais do tabuleiro do viaduto, provavelmente provocado por choques de veículo de grande altura (como caminhões). Em função de ser um local com grande emissão de gás carbônico a probabilidade de corrosão das barras de aço é alta.

Na passarela Corina Junqueira Rezende observou-se vários pontos de exposição das barras de aço à atmosfera em estando avançado de corrosão. Esta situação poderá provocar danos à vida útil da estrutura e deve, portanto, ser recuperada.

Observou-se a presença de infiltração na seção transversal da viga caixa que compõe a superestrutura da passarela (provavelmente nas juntas de dilatação da passarela). A infiltração é antiga pois há presença de plantas crescendo na passarela. Estas infiltrações provocaram eflorescência do concreto e consequentemente corrosão nas barras de aço

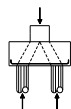
Por meio da inspeção visual, pode-se afirmar que as barras de aço dos pilares e do tabuleiro do viaduto e barras de aço do tabuleiro da passarela estão em estágio avançado de corrosão e necessitam intervenção imediata, sendo necessário as seguintes ações:

- Escarificação de todos os pontos em quem as barras de aço apresentam corrosão e ou oxidação.
- Após a escarificação, nas regiões onde as barras de aço apresentarem perda de seção transversal, deve-se recompor a armadura.
- Após proceder a aplicação de protetor anticorrosivo e recompor a seção transversal de concreto com a aplicação de graute.

Também foi recomenda o reparo nas juntas de dilatação do viaduto e da passarela e verificação do sistema de drenagem do tabuleiro.

3.3.6.3. Projeto de recuperação estrutural da ponte Affonso Penna.

A ponte Affonso Penna está localizada na divisa entre os estados de Goiás e Minas Gerais, municípios de Araporã - MG e Itumbiara - GO, e é uma das principais vias de ligação entre os dois



municípios com o envolvimento do tráfego de veículos pelo local, trânsito de trabalhadores, escoamento de produção e diversas atividades relacionadas às questões econômicas e sociais dos municípios.

Realizou-se uma vistoria técnica motivada pela interdição temporária da ponte que se deu com base em recomendações de órgãos Governamentais. Importante destacar que ocorreu um acidente na ponte em meados de 2017 que provocou alguns danos estruturais pelo abalroamento de um caminhão com carga acima da permitida para o trânsito local, acontecimento que gerou inspeções e elaboração de laudos e pareceres técnicos sobre o sinistro.

Existem pareceres divergentes, com a sugestão desde a limitação do tráfego local levando em conta a quantidade e peso de transporte, até a interdição da ponte. No momento prevalece a medida de interdição. Considerando a divergência entre o posicionamento dos técnicos que realizaram os trabalhos, ensaios não destrutivos, destrutivos e prova de carga na referida ponte.

A Ponte Affonso Penna foi construída entre os anos de 1908 e 1909 tendo como responsável o Engenheiro José Luiz Mendes Diniz. Sua estrutura de aço foi construída na Alemanha e transportada até a cidade do Rio de Janeiro por meio de navio, após seguiu até Araguari (MG), de trem e de lá para Itumbiara, em carro de boi. A construção da Ponte Affonso Penna significou a ligação do Centro-Oeste brasileiro com as outras regiões do País, já que unia as regiões Sul e Sudeste aos estados de Goiás e Mato Grosso. A ponte localiza-se na divisa entre os estados de Goiás e Minas Gerais, precisamente entre os municípios de Araporã (MG) e Itumbiara – GO, sobre o rio Paranaíba. Após a construção da Rodovia BR-153, no decorrer da década de 1960, o movimento passou para a ponte construída para atender a rodovia.

No início da década de 1970, com a construção da Usina Hidrelétrica de Itumbiara (Furnas), engenheiros da estatal mudaram o lugar de origem da Ponte Affonso Penna para atender a Vila Operaria na cidade de Itumbiara (GO), para atender o canteiro da obra localizado no município de Araporã (MG).

Em 2005, a Prefeitura de Itumbiara (GO) procedeu a revitalização da ponte, instalando uma iluminação especial com o intuito de realçar sua bela arquitetura. À noite, a ponte pode ser vista da Avenida Beira Rio e se tornou um dos pontos turísticos mais visitados daquela região.

Considerada a ponte pênsil mais antiga do Brasil, foi tombada pelo IPHAN como Patrimônio Histórico e Artístico Cultural em 2011. A Figura 32 mostra uma vista panorâmica da ponte Affonso Penna.

Em 2017, um caminhão com carga excessiva passou pela ponte causando danos graves aos elementos estruturais da mesma. Tal fato gerou a interdição da ponte. A Figura 23 apresenta o momento em que o caminhão passava por sobre a ponte.

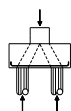


Figura 32 - Vista panorâmica da ponte Affonso Penna.

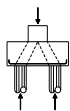


Figura 33 - Caminhão com carregamento excessivo sobre a ponte.

É importante salientar, que a ponte foi construída de acordo com a Norma vigente do país de origem, pois o Brasil naquela época (1908 a 1909) não continha norma específica para o projeto e construção de pontes. As primeiras pontes projetadas e construídas no Brasil datam da década de 1940, sendo que as normas vigentes daquele período eram: NB1:1940, NB2:1940 e NB6:1943.

As normas de pontes não vigentes e vigentes do nosso país basearam-se na norma Alemã DIN 1072, cuja o trem-tipo padrão fora o mesmo adota pelas normas brasileiras.

Nesse artigo apresentado o trem-tipo padrão que foi utilizado na análise estrutural simplificada e preliminar da referida ponte, onde o mesmo é caracterizado como tipo 12, ou seja, veículo com carga máxima de 120 kN (12 tf), segundo a NBR 7188:1982, que atualmente, não está em vigor.



Realizou-se inspeção visual e teve como referência uma avaliação estrutural, apreciação que foi suficiente para possibilitar uma decisão com embasamento técnico confiável acerca da interdição e/ou liberação da referida ponte para tráfego de veículos leves.

Durante a inspeção visual observou-se a existência de vários danos nos elementos estruturais, como: flambagens, plastificações, corrosões e oxidações, destacando que tais danos, comprometem de maneira significativa a capacidade estrutural da ponte.

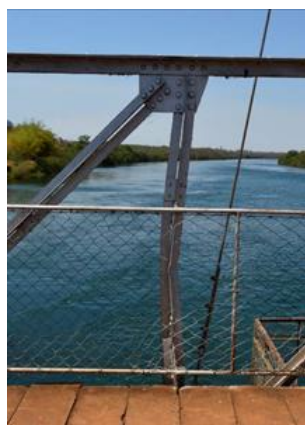
A inspeção visual foi separada em três etapas, sendo: Ancoragem, cabos, pendurais e torres; Trelças; e Tabuleiro

A Figura 34 apresenta algumas das patologias encontradas na ponte, em função da passagem de um veículo sobre a mesma, com carga acima do permitido.

Em função das patologias observadas e em função da ponte ser um patrimônio histórico, realizou-se um projeto de recuperação estrutural da mesma, mantendo todas as suas características originais.

Com base nos resultados dos ensaios realizados, escolheu-se o tipo de aço adequado para atender os esforços existente na ponte.

A Figura 35 apresenta parte do projeto da ponte desenvolvido e a Figura 36, detalhes dos perfis metálicos que necessitam ser substituídos.



a. Flambagem global e local de um dos montantes.



b. Flambagem global do banzo superior.



c. Flambagem local do banzo inferior.

Figura 34 - Patologias nos elementos estruturais da ponte.

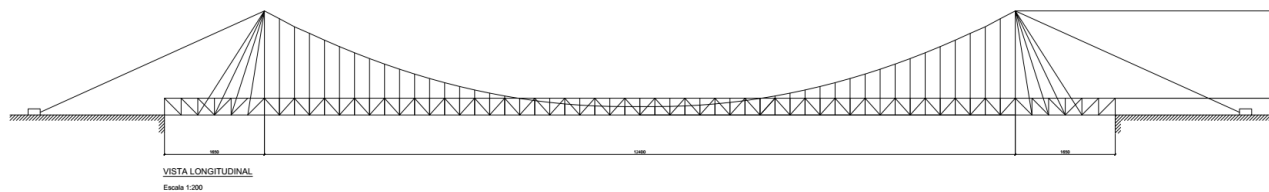
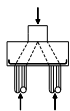


Figura 35 - Vista longitudinal da ponte.

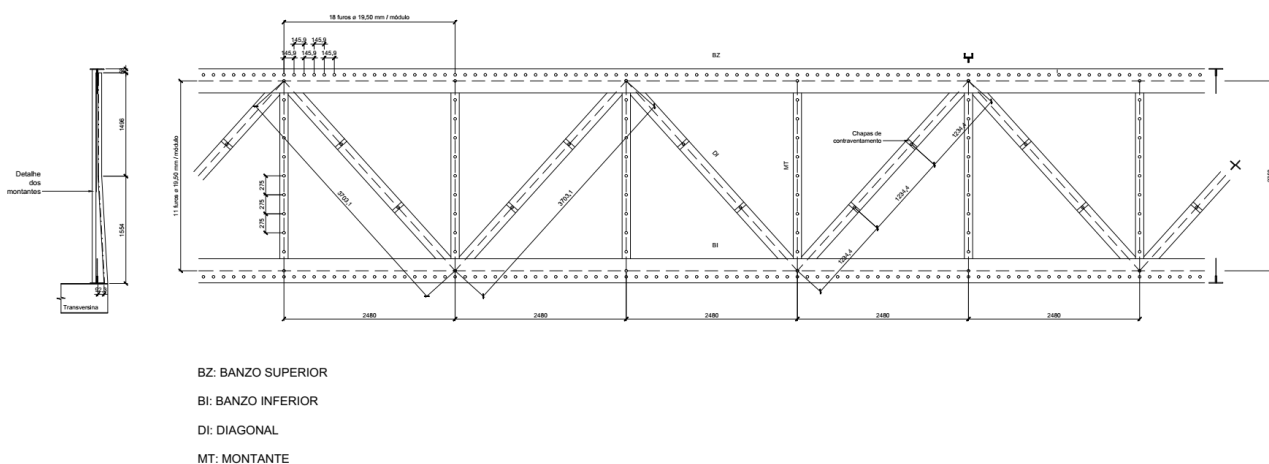


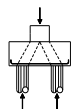
Figura 36 - Detalhe da treliça da ponte.

3.4. ATIVIDADES ADMINISTRATIVAS

Dentre as atividades administrativa no âmbito das Universidades Federais, destaco algumas que estão descritas no Quadro 03.

Quadro 3 - Atividades de Admirativas.

Instituição	Período	Atividades exercidas
UFG / Campus Catalão	2014 - 2015	Coordenador Administrativo das Faculdades de Engenharia - FENAD
UFG / Campus Goiânia	2013 - 2015	Vice – Coordenador no curso de Mestrado em Engenharia Civil – CMEC.
UFG / Campus Catalão	2010 - 2015	Membro no Núcleo Docente Estruturante do curso de Engenharia Civil.
UFG / Campus Catalão	2010 - 2012	Coordenador do curso de Engenharia Civil.
UFU / FECIV	2016 - 2018	Coordenador do Laboratório de Estruturas.
UFU / FECIV	2016 - 2017	Membro da Comissão de Recebimento de Obras da UFU.
UFU / FECIV	2019 - Atual	Presidente da Comissão de Espaço Físico da FECIV.
UFU / FECIV	2021 - 2023	Membro do Conselho da Faculdade de Engenharia Civil.



UFU / FECIV	2021 - 2023	Substituto legal do diretor da FECIV.
UFU / FECIV	2024 - Atual	Membro do Colegiado do Mestrado em Engenharia Civil – PPGE/CIV.
UFU / FECIV	2023 - Atual	Membro da comissão de relação internacionais.
UFU / FECIV	2024 - Atual	Chefe da seção de estruturas.
UFU / FECIV	2024 - Atual	Membro sem voto do conselho da Faculdade de Engenharia Civil.
IBRACON – Instituto Brasileiro do Concreto	2016 - 2018	Membro da diretoria regional do Ibracon – Triângulo Mineiro e Alto Paranaíba.
ABFIBRA - associação brasileira da indústria de fibras para construção civil e produtos afins	2023 - Atual	Diretor de Projetos.

Observa-se por meio do Quadro 03 que sempre estive envolvido com as atividades das universidades e associações vinculadas à engenharia civil.

Além das atividades descritas no Quadro 03, também fui membro de banca examinadora de concurso público para professor de magistério superior em sete oportunidades.

Dentre todas as atividades exercidas por mim, a comissão de recebimento de obras foi a mais desafiadora e me permitiu conhecer praticamente toda as instalações da UFU.

3.5. CONTRIBUIÇÕES PARA AS UNIVERSIDADES.

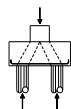
Além das obrigações com as atividades de ensino, pesquisa, extensão e administração, gostaria de apresentar as contribuições que fiz para a UFG – Campus Catalão e para a FECIV/UFU.

- UFG – Campus Catalão

- Responsável técnico pelo projeto estrutural e de fundações do prédio das engenharias;
- Construção da laje e do pórtico de reação do laboratório de estruturas da Faculdade de Engenharia Civil.
- Aquisição de dois computadores para, por meio de projetos de pesquisa com fomento governamental, para a Faculdade de Engenharia Civil.

- FECIV/UFU

- Manutenção e adequação da câmara úmida do Laboratório de Materiais de Estruturas;
- Manutenção do pórtico de reação do Laboratório de Estruturas;
- Aquisição de inúmeros materiais de consumo para o Laboratório de Estruturas, os quais foram adquiridos por meio de projetos de pesquisa com fomento governamental e por projetos de extensão.
- Aquisição de materiais permanentes para a FECIV (computadores, impressoras, estabilizadores, etc.);



- Aquisição de matérias permanentes para o Laboratório de Estruturas (bomba elétrica para acionamento automático de atuadores hidráulicos; talhas; células de carga; sistema de aquisição de dados; Balanças digitais; relógios comparadores; transdutores de deslocamentos; bases magnéticas; etc.);
- Responsável técnico pelo projeto estrutural e de fundações da ampliação do prédio da marcenaria.

3.6. PRODUÇÃO BIBLIOGRÁFICA

Minha produção bibliográfica ao longo de minha carreira pode ser vista no seguinte sítio eletrônico: <http://lattes.cnpq.br/6277549281444797>.

No Quadro 04, apresento algumas publicações em revistas indexadas, fruto das pesquisas desenvolvidas até a presente data.

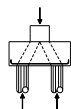
Mas as publicações que me deram maior prazer, foram:

- Fundações com hélice contínua. Revista: Guia da Construção, Editora Pini; Entrevista, páginas: 22 e 23, ano: 2012.
- Escadas de concreto armado devem seguir projeto e normas técnicas. Revista eletrônica: AECweb. Editora: Construmarket. Entrevista, ano: 2023.
- Recuperação da ponte Affonso Penna. Revista: Estrutura – ABECE (Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural); Páginas: 66 e 67, ano: 2024.

Além das publicações em revistas e congressos, também produzi vários materiais didáticos utilizados por alunos da graduação e da pós-graduação. Tais materiais didáticos estão correlacionados às estruturas de concreto armado, protendido e fundações.

Quadro 4 - Publicações em revistas indexadas.

Título	Periódico	Extrato Qualis 2020
Numerical Modeling of Four-Pile Caps Using the Concrete Damaged Plasticity Model.	Buildings	A1
Análise das tensões nodais nos ensaios de Blévoit e Frémy.	Holos	A1
Analysis of the pile-to-cap connection of pile caps on two steel piles - An experimental and numerical study.	Engineering Structures	A1

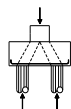


Experimental analysis of two piles caps with embedded socket - an experimental confirmation.	RPEE	A3
Análise numérica e estatística da influência da taxa de armadura longitudinal sobre a resistência à força cortante em lajes de betão armadas em uma direção.	RPEE	A3
Numerical analyses of two-pile caps considering lateral friction between the piles and soil.	RIEM	A3
Analysis of the nodal stresses in pile caps	RIEM	A3
Análise das novas prescrições da ABNT NBR 9062:2017 para o dimensionamento de cálices externos de fundações submetidos a ações de grande excentricidade.	RPEE	A3
Avaliação experimental e numérica de blocos de concreto armado sobre duas estacas.	RPEE	A3
Experimental analysis of reinforcing columns of reinforced concrete, with anchor steel bolts.	RIEM	A3
The influence of connecting pile cap-column in the mechanisms of break in the two pile caps.	RIEM	A3
Avaliação de deflexões em estruturas de concretoarmado utilizando mecânica do dano.	RIEM	A3
Numerical analysis of two pile caps with sockets embedded, subject the eccentric compression load.	RIEM	A3
Numerical and statistical analysis about displacements in reinforced concrete beams using damage mechanics.	Computers and Concrete	A3
Influence of column cross section and eccentricity of compression load in structural behaviour of two pile caps.	RIEM	A3
Theoretical and numerical analysis of reinforced concrete beams with confinement reinforcement.	RIEM	A3
Deformations in the strut of two pile caps.	RIEM	A3

Também foram desenvolvidas várias ferramentas computacionais com o objetivo de auxiliar alunos de graduação, de pós-graduação e profissionais da área de engenharia de estrutura e fundações.

- Programas registro:

- Dimensionamento de seções retangulares de concreto armado solicitadas à flexão simples;
- Dimensionamento estrutural e geotécnico de estacas solicitadas por forças normais, horizontais e momento fletor;
- Dimensionamento de seções tipo t de concreto armado solicitadas à momento fletor;
- Capacidade de carga e recalques em estacas - Geo - P – R.



- Dimensionamento de seções circulares de concreto armado solicitadas à flexão normal composta.

- Programas sem registro:

- Elaboração de planilha eletrônica para o cálculo de blocos sobre estacas com estaqueamento plano;
- Previsão da Capacidade de Carga em Fundações por Estacas;
- Determinação da capacidade de carga e detalhamento de sapatas retangulares.

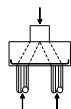
3.7. ATIVIDADES NA ÁREA DE PROJETOS DE ESTRUTURAS

A seguir, apresento algumas das minhas atividades realizadas na área de projetos de estruturas, as quais julgo serem mais relevantes.

- Perito nomeado pelo Ministério Público Federal;
- Perito nomeado pela Procuradoria Geral do Estado de São Paulo;
- Perito nomeado pelo Ministério Público do Estado de Minas Gerais;
- Serviços de assessoria e consultoria técnica nas obras de construção do estádio de futebol de Ituiutaba – MG, Análise Estrutural, de fundações e contenções;
- Projeto de Recuperação Estrutural da Ponte Affonso Penna – Primeira ponte Pênsil do Brasil;
- Vistoria em passarela e viadutos do município de Uberlândia;
- Análise estrutural dos blocos sobre estacas da Linha 17 do Metrô de SP, Consórcio PE-ATO-LINHA 17;
- Projeto de Fundações do edifício de ensaios da CEPETRO – Unicamp, Campinas – SP;
- Projeto de Fundações do Museu de Artes Visuais – Unicamp, Campinas – SP;
- Análise estrutural das Obras de Artes Especiais 107 e 109 do rodãoel Mário Covas, trecho 11, Norte.

4. CONCLUSÃO

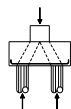
Aos longos destes quarenta e oito anos de minha vida, posso dizer que sou um vencedor e acredito nisso. Constituí uma família, que na minha opinião é o que mais importa. Fiz grande amigos e contribui com a formação de vários engenheiros. Durante meus dezesseis anos de carreira junto às Universidades Federais – UFG e UFU, creio que contribui para o crescimento das mesmas, exercendo



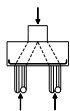
atividades nas quatro áreas da carreira docente: ensino, pesquisa, extensão e administração. Em relação à pesquisa, contribui para o meio técnico por meio das pesquisas realizadas principalmente no tema de blocos sobre estacas, onde apresentei formulações e vários resultados experimentais. Na extensão, pude colaborar com a sociedade de Uberlândia – MG e região, em função dos trabalhos realizados, especialmente, nas condições das pontes e viadutos. Estou apenas no meio de minha carreira como professor e tenho ciência de novos desafios virão e estarei preparado para aceita-los.

5. BIBLIOGRAFIA

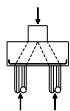
1. ADEBAR, P.; KUCHMA, D.; COLLINS, M. P. (1990). Strut-and-tie models for design of pile caps: an experimental study. **ACI Journal**, v. 87, p. 81-91, Jan/Feb;
2. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS (2004). **NBR 6118:2023 – Projeto de estruturas de concreto**. Rio de Janeiro;
3. BARROS, R.; DELALIBERA, R. G.; GIONGO, J. S. (2016). Avaliação experimental e numérica de blocos de concreto armado sobre duas estacas. **RPEE**. V. 01, p. 43-54;
4. BLÉVOT, J.; FRÉMY, R. (1967). Semelles sur pieux. **Annales d'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics**, Paris, v. 20, n. 230, p. 223-295, fev;
5. DELALIBERA, R. G. (2006). **Análise teórica e experimental de blocos de concreto armado sobre duas estacas submetidos a ação de força centrada e excêntrica**. Tese (doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. (A publicar).
6. DELALIBERA, R. G.; DA SILVA, W. A.; GIONGO, J. S. (2014). Análise numérica de blocos sobre duas estacas com cálice embutido submetido à ação de força horizontal. **Ciência & Engenharia**. V. 23, p. 83-91;
7. DELALIBERA, R. G.; GIONGO, J. S.. (2013). Numerical analysis of two pile caps with sockets embedded, subject the eccentric compression load. **Ibracon Structures and Material Journal**. Volume 6, Number 3 (June 2013) p. 436-474.
8. DELALIBERA, R. G.; SILVA, J. C. G.; GIONGO, J. Samuel; SILVA, A. A. D. S.. (2023) Análise das tensões nodais nos ensaios de blévote e frémy. **HOLOS** (NATAL. ONLINE), v. 7, p. 1-20;
9. DELALIBERA, R. G.; SOUZA, D. B.. (2021). Análise numérica de blocos sobre doze estacas: estudo de caso. **PRINCIPIA** (JOÃO PESSOA), v. 1, p. 1-21.
10. FUSCO, P. B. (1993). **Técnicas de armar estruturas de concreto**. Editora Pini Ltda., São Paulo;



11. GONÇALVES, V. F.; DELALIBERA, R. G.; OLIVEIRA FILHO, M. A.. (2021). Analysis of the pile-to-cap connection of pile caps on two steel piles - An experimental and numerical study. **Engineering Structures**, v. 251, p. 113629-13, 2021;
12. INSTRUCCIÓN DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL – EHE-08. (2011). **Ministerio de fomento**, gobierno de españa;
13. MELÉNDEZ G. C.; SAGASETA, J.; MIGUEL SOSA, P.; PALLARÉS RUBIO, L. (2019). Refined Three-Dimensional Strut-and-Tie Model for Analysis and Design of Four-Pile Caps. **ACI Structural Journal**. 116(4):15-29;
14. MESQUITA, A. C. (2015). **A influência da ligação pilar-bloco nos mecanismos de ruptura de blocos de fundações sobre duas estacas**. Dissertação (mestrado) – Curso de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia;
15. OLIVEIRA FILHO. M. A.. (2017). **Análise numérica e experimental do efeito de pino em lajes maciças de concreto armado**. Dissertação (mesatrado). Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia – MG;
16. PERES. M. O. **Influência das armaduras longitudinais inferiores e superiores na resistência à força cortante em lajes maciças**. Dissertação (mesatrado). Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia – MG;
17. RESENDE, J. C.. (2017). **Influência da geometria e da taxa de armadura do pilar em blocos sobre estacas**. Dissertação (mestrado). Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia – MG.
18. ROCHA, A. S.; MESQUITA, A. C.; DELALIBERA, R. G.; Da SILVA, W. A.. (2016). The influence of connecting pile cap-column in the mechanisms of break in the two pile caps. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 9, p. 856-882.
19. SCHLAICH, J.; SCHAFER, K.; JENNEWEIN, M. (1987). Toward a consistent design of reinforced structural concrete. **Journal of Prestressed Concrete Institute**, v. 32, n. 3, p. 74-150, May-June;
20. SILVA, A. A. S.. (2024). **Análise numérica e experimental de blocos sobre duas estacas metálicas**. Dissertação (mesatrado). Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia – MG;
21. SOUZA. D. B.. (2020). **Estudo de caso: análise numérica de blocos sobre estacas considerando a influência do solo**. Dissertação (mesatrado). Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia – MG.
22. TOMAZ, M. A.. (2018). **Análise da ligação entre estacas metálicas para fundação com bloco de coroamento em concreto armado sobre duas estacas**. Dissertação (mesatrado). Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia – MG.



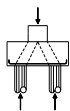
-
23. TOMAZ, M. A.; DELALIBERA, R. G.. (2018). Analysis of the nodal stresses in pile caps. **Ibracon Structures and Material Journal**. Volume 11, p. 1208-1257.



“Nos extremos lances da vida, confie em Deus”.

RODRIGO GUSTAVO DELALIBERA

Candidato



ANEXO A – APRESENTAÇÃO DA DEFESA