

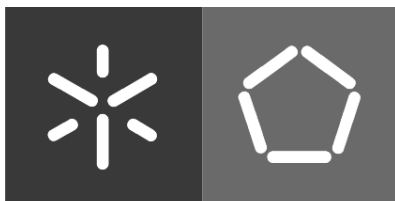


Universidade do Minho
Escola de Engenharia

Pedro Daniel Martins Pereira

**Avaliação da aplicabilidade de solos
estabilizados com cinzas ativadas
alcalinamente em camadas de
pavimentos rodoviários**

Novembro de 2014



Universidade do Minho
Escola de Engenharia

Pedro Daniel Martins Pereira

**Avaliação da aplicabilidade de solos
estabilizados com cinzas ativadas
alcalinamente em camadas de
pavimentos rodoviários**

Dissertação de Mestrado
Mestrado Integrado em Engenharia Civil

Trabalho efetuado sob a orientação de:
Professor Doutor Joel Ricardo Martins Oliveira
Professor Doutor Nuno Miguel Cordeiro Cristelo

Novembro de 2014

AGRADECIMENTOS

Todo este trabalho não teria sido possível sem o apoio, partilha de conhecimento e amizade de um conjunto de pessoas a quem devo muito e tenho a obrigação de manifestar os meus sinceros agradecimentos.

Ao Professor Doutor Joel Oliveira, quero expressar a maior gratidão por todo o conhecimento transmitido, disponibilidade e amizade que demonstrou durante todo este tempo.

Também ao Professor Doutor Nuno Cristelo, que mesmo à distância, sempre ajudou com os seus conhecimentos e experiência.

A todos os Técnicos do Laboratório de Engenharia Civil da Universidade do Minho, e a todos os colegas que frequentaram o Laboratório, um obrigado pela ajuda, conselhos e boa disposição.

Ao Engenheiro Carlos Palha do Laboratório de Vias por toda a ajuda e prontidão nas tarefas que se tornaram mais simples com a sua experiência e saber. Também deixar uma palavra de agradecimento ao futuro Mestre em Engenharia Civil, Hélder Torres por toda a ajuda prestada ao longo de todos estes meses de trabalho.

Ao Técnico do Laboratório de Geotecnia, o Senhor Gonçalves, pela ajuda, boa disposição e amizade que sempre demonstrou.

Aos Técnicos do Laboratório de Estruturas, Marco Jorge e António Matos por todo o apoio, ensinamentos e ajuda na realização de todos os trabalhos feitos naquele local.

Aos Técnicos do Laboratório de Materiais e Construção, Carlos Jesus e Fernando Pokee, por toda a ajuda e companheirismo.

Agradecer ainda à empresa MonteAdriano Agregados, S.A. pela oferta dos Agregados e simpatia que sempre demonstraram.

Ainda à PEGOP – Energia Elétrica, S.A. por fornecer as Cinzas Volantes usadas nestes trabalhos.

Ao futuro Doutorado em Engenharia Civil, Edgar Soares pela incansável dedicação, ensinamentos, conselhos e árduo trabalho que desenvolveu, bem como a amizade que surgiu.

A todos os meus amigos e colegas que de uma forma ou de outra contribuíram com a sua amizade e camaradagem para ser quem sou hoje.

Uma gratidão eterna à minha família, nomeadamente à Mãe Guida por todos os sacrifícios e exemplo que deu ao longo de toda a minha vida, tentando minimizar todas as dificuldades que surgiam; ao meu pai que sei que cuida de mim, esteja onde estiver; à minha irmã, por fazer o papel de segunda mãe.

À Sónia pela ajuda, confiança, companheirismo e amizade que mostrou em todas as etapas desde que entrou na minha vida.

Avaliação da aplicabilidade de solos estabilizados com cinzas ativas alcalinamente em camadas de pavimentos rodoviários

RESUMO

Atualmente há cada vez mais legislação e preocupações com os problemas ambientais, principalmente a eficiência energética e as emissões de gases com efeito de estufa. Estudos recentes estimam que a produção de cimento para o setor da construção é responsável por 7% das emissões mundiais de CO₂, sendo que, por cada tonelada de cimento produzida é emitida uma tonelada de CO₂. Sendo o cimento um dos produtos mais consumidos pelo Homem torna-se imperioso procurar alternativas viáveis aos materiais e métodos atuais.

O objetivo desta dissertação passa por verificar se o uso de cinzas volantes na estabilização de camadas de pavimentos rodoviários é uma alternativa viável aos métodos tradicionais.

Para isso foram testadas misturas em solo e agregado com cinzas e com cimento, com o intuito de encontrar misturas alternativas com características mecânicas que permitam utilizá-las em substituição das misturas tradicionalmente usadas.

Após vários ensaios, concluiu-se que o uso de cinzas na estabilização de solos é um processo viável em todas as propriedades mecânicas avaliadas. Relativamente à resistência à compressão simples, tanto no agregado como no solo, as cinzas obtiveram valores satisfatórios em todas as idades. Na tração indireta, para o agregado, as cinzas revelaram valores aquém dos estabelecidos pelo MACOPAV, no entanto, no solo o seu desempenho é satisfatório. Por fim, no módulo de elasticidade, foram obtidos valores muito satisfatórios para o solo estabilizado com cinzas, porém não foram atingidos os valores de referência apresentados para a estabilização do agregado. Desta forma, concluiu-se que as cinzas volantes são uma alternativa ao cimento, pois a sua utilização apresenta-se viável do ponto de vista mecânico, mitigando o seu impacto ambiental.

Palavras-Chave

Pavimentos Rodoviários

Estabilização de Solos

Cinzas Volantes

Ativação Alcalina

Assessment of the applicability of soils stabilized with alkaline activated fly ashes on road pavement layers

ABSTRACT

Presently, there are more and more legislation and concerns about environmental issues, particularly with energy efficiency and emissions of greenhouse gases. Recent studies estimate that cement production is responsible for 7% of the world's CO₂ emissions and for each ton of cement produced, a ton of CO₂ is emitted. Being cement one of the most consumed products by humans, it becomes imperative to seek viable alternatives to traditional materials and methods.

The purpose of this dissertation is to assess if the use of fly ash in stabilizing layers of road pavements is a viable alternative to traditional methods.

In order to find alternative mixtures with mechanical characteristics that allow them to substitute mixtures traditionally used, several compositions of soil and aggregate mixed with fly ashes and cement have been studied.

After several tests, it was concluded that the use of fly ashes in soil stabilization is a viable process based on the mechanical properties assessed. Regarding the compressive strength, both on the aggregate and on the soil, the fly ash obtained satisfactory results for all curing ages. In indirect tensile strength of mixtures with aggregate, the fly ashes showed results considered below of those established by MACOPAV, however, in the soil it shows a satisfactory performance.

Finally, in the Young's Modulus, very good results were obtained for the soil stabilized with ash, but the results for the aggregate stabilization did not comply with those of the mentioned Manual. Therefore, it is possible to conclude that fly ashes are an alternative to cement, since its use is feasible from the mechanical point of view, while minimizing its environmental impact.

Keywords

Road Pavements

Soil Stabilization

Fly Ashes

Alkaline Activation

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1.	Enquadramento	1
1.2.	Objetivos.....	2
1.3.	Conteúdo da dissertação	2
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1.	Introdução	5
2.2.	Pavimentos Rodoviários	8
2.2.1.	Tipos de Pavimentos Rodoviários	9
2.2.2.	Camadas betuminosas	11
2.2.3.	Camadas granulares	13
2.2.4.	Solo de Fundação	14
2.3.	Melhoria do Solo de Fundação	15
2.3.1.	Estabilização de Solos.....	16
2.3.2.	Métodos de Estabilização de Solos.....	17
2.4.	Ativação Alcalina	19
2.5.	Cinzas Volantes	23
3	MATERIAIS E METODOLOGIAS.....	25
3.1.	Introdução	25
3.2.	Materiais	25
3.2.1.	Solo	25
3.2.2.	Agregado Britado de Granulometria Extensa	28
3.2.3.	Aditivo ativador das cinzas volantes.....	29
3.2.4.	Cinzas Volantes	30
3.2.5.	Cimento.....	30
3.3.	Metodologias	30
3.3.1.	Produção de Provetes	31
3.3.2.	Avaliação da Resistência à Compressão Simples	37
3.3.3.	Avaliação da Resistência à Tração Indireta	38
3.3.4.	Avaliação do Módulo de Elasticidade	39
4	ANÁLISE DE RESULTADOS.....	43
4.1.	Introdução	43

4.1.1. Resistência à Compressão Simples	43
4.1.2. Resistência à Tração Indireta	48
4.1.3. Módulo de Elasticidade.....	53
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS E TRABALHOS FUTUROS	59
5.1. Conclusões	59
5.2. Trabalhos futuros	62
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	65

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Via pavimentada (Tarmoom, 2008).....	8
Figura 2 - Constituição Tipo de um pavimento rodoviário flexível (Silva, 2005).	11
Figura 3 - Camadas Betuminosas de um Pavimento Rodoviário (Mark, 2014).....	12
Figura 4 - Camadas Granulares de um Pavimento Rodoviário (Interactive, 2013).	13
Figura 5 - Espalhamento do cimento sobre o solo a estabilizar (Fresar, 2004).....	18
Figura 6 - Mistura do cimento com o solo a ser estabilizado (Ciber, 2013).	18
Figura 7 - Peneiros normalizados (SPLabor, 2000).	26
Figura 8 - Curva granulométrica do solo obtida por Soares (2013).	26
Figura 9 - Diagrama do Limite de Liquidez obtido por Soares (2013).	27
Figura 10 - Curva granulométrica agregado.....	29
Figura 11 - Amassadura manual da mistura.	32
Figura 12 - Provetes de solo (esquerda) e provetes de agregado (direita).....	33
Figura 13 - Esquartelamento do agregado.....	33
Figura 14 - Camada a ser escarificada.....	34
Figura 15 - Proвете a ser desmoldado numa prensa hidráulica.	34
Figura 16 - Pesagem e medição de um provete de solo/cinzas.	35
Figura 17 - Mistura da amassadura de uma laje.	35
Figura 18 - Enchimento do molde e compactação da mistura com cilindro de rasto liso.....	36
Figura 19 - Vigas cortadas de uma lajeta (Agregado/Cinzas).	36
Figura 20 - Ensaio de Compressão Simples com rótula plástica.....	37
Figura 21 - Rotura de um provete agregado/cimento durante o ensaio à tração indireta.	38
Figura 22 - Equipamento servo-hidráulico utilizado no ensaio do módulo de elasticidade (Palha, 2007).	40
Figura 23 - Dispositivo de ensaio de fadiga em quatro pontos (4PB-PR) (Palha <i>et</i> <i>al.</i> , 2009).....	41
Figura 24 - Evolução da resistência à compressão simples das misturas de agregado/cinzas com a idade de cura.....	44
Figura 25 - Evolução da resistência à compressão simples das misturas de agregado/cimento com a idade de cura.....	46
Figura 26 - Evolução da resistência à compressão simples das misturas de solo/cinzas com a idade de cura.....	47

Figura 27 - Evolução da resistência à compressão simples das misturas de solo/cimento com a idade de cura.....	47
Figura 28 - Evolução da resistência à tração indireta das misturas agregado/cinzas com a idade de cura	49
Figura 29 - Evolução da resistência à tração indireta das misturas agregado/cimento com a idade de cura	50
Figura 30 - Evolução da resistência à tração indireta das misturas solo/cinzas com a idade de cura.....	51
Figura 31 - Evolução da resistência à tração indireta das misturas solo/cimento com a idade de cura.....	52
Figura 32 - Variação do módulo complexo com a frequência de aplicação das cargas para da mistura de solo/cinzas.....	54
Figura 33 - Variação do ângulo de fase com a frequência de aplicação das cargas para a mistura de solo/cinzas.....	54
Figura 34 - Variação do ângulo de fase com a frequência de aplicação das cargas para a mistura agregado/cinzas.....	55
Figura 35 - Variação do Módulo de Elasticidade ao longo do tempo.....	56

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Tipos de pavimentos em função dos materiais e da deformabilidade (Branco et al., 2008).	10
Tabela 2 - Resultados do Ensaio de Proctor.	28
Tabela 3 - Número de misturas, idades e quantidade de provetes produzidos.....	32
Tabela 4 - Resumo das melhores misturas para cada idade e respectivas resistências à compressão simples.	48
Tabela 5 - Resumo das melhores misturas para cada idade e respectivas resistências à tração indireta.....	53

1 INTRODUÇÃO

1.1. Enquadramento

A crise económica aliada às restrições ambientais que ocorrem atualmente no nosso planeta impõem que sejam encontradas em todos os setores de atividade alternativas mais económicas e amigas do ambiente. Mais concretamente na indústria da construção, têm sido desenvolvidos estudos com o intuito de encontrar alternativas viáveis tanto aos materiais como às técnicas até então mais usuais (Lopes, 2011).

Nos países com indústrias mais evoluídas, o consumo de agregados apenas é superado pelo consumo de água. Barros et al. (2006) avançam que são consumidas anualmente cerca de 6 a 8 toneladas de agregado por habitante, o que mostra ter um papel muito importante na economia desses países.

Mais especificamente na construção de estradas, Regueiro e González-Barros (2006) adiantam que são gastos somente na Europa, cerca de 2,5 milhões de toneladas de agregados minerais. Cumulativamente, estes autores referem que anualmente são despendidos biliões de euros devido à utilização e aplicação de agregados no sector da Construção Civil.

Assim sendo, existe atualmente na Europa uma pressão crescente para implementar o uso de materiais alternativos na construção, nomeadamente em infraestruturas rodoviárias. Estas imposições são feitas por meio de legislação ou diretivas orientadoras, no sentido de encorajar o uso de materiais alternativos, como por exemplo os resíduos sólidos urbanos.

Quanto ao desenvolvimento de ligantes com base na ativação alcalina de resíduos industriais, têm sido objeto de projetos de investigação um pouco por todo o Mundo ao longo dos últimos anos. Esta técnica permite constituir aglomerados mais vantajosos do ponto de vista ecológico e de desempenho estrutural, quando comparados aos constituídos pela utilização de cimento *Portland* (Fernández-Jiménez e Palomo, 2004), permitindo assim dar utilidade a um material até então considerado um resíduo.

A opinião de Barros *et al.* (2006) coincide com o acima descrito, uma vez que se estes materiais não forem incorporados nos diversos setores da construção, terão como principal destino a sua deposição em aterros com impactos ambientais de elevada importância.

1.2. Objetivos

Tendo em atenção as necessidades acima expostas, este trabalho visa dar um contributo nesse sentido, tentando alcançar uma solução tecnicamente viável às implementadas no mercado. A ideia de base é reutilizar e incorporar resíduos industriais (cinzas volantes) ativados alcalinamente, aplicando-os em pavimentos rodoviários, não só no solo de fundação, mas também nas camadas granulares.

Assim, avaliar a aplicabilidade de cinzas volantes ativadas alcalinamente na melhoria das camadas granulares e do solo de fundação de pavimentos rodoviários é o objetivo desta dissertação. Com esse fim, foram estudadas algumas misturas estabilizadas com cinzas volantes e outras com cimento, de forma a comparar entre si as características mecânicas ao longo do tempo. Conforme os resultados obtidos será possível concluir se as primeiras são uma alternativa viável à estabilização das camadas referidas anteriormente com cimento *Portland*.

1.3. Conteúdo da dissertação

Esta dissertação encontra-se dividida em cinco capítulos, do qual se inclui o presente capítulo, que tem como finalidade enquadrar o estudo efetuado, definir os principais objetivos e descrever o conteúdo da dissertação.

No Capítulo 2 é exposto o enquadramento teórico subjacente a este tema. Inicialmente é feita uma análise geral sobre os pavimentos rodoviários que inclui os tipos existentes e as camadas que o constituem. É ainda abordada a melhoria de solos de fundação e analisado o que é a estabilização de solos e os seus métodos. Para concluir esta secção, é revista a teoria sobre a ativação alcalina.

O Capítulo 3, denominado Materiais e Metodologias, é usado para elucidar sobre os materiais e técnicas usadas na vertente prática deste estudo. Na primeira parte é feita uma abordagem mais concreta a cada material usado, e na última uma explicação mais cuidada sobre todos os procedimentos de produção das misturas e ensaio dos provetes.

O Capítulo 4 foi reservado para a Análise de Resultados obtidos em todos os ensaios efetuados, consistindo na análise e na comparação para cada ensaio da evolução das propriedades mecânicas das misturas estabilizadas com cinzas e com cimento.

No último capítulo, são indicadas todas as conclusões retiradas da análise dos resultados, bem como definidas orientações que permitam em trabalhos futuros colmatar lacunas e otimizar processos que foram identificados neste estudo.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Introdução

As restrições económicas e ambientais a que o planeta está sujeito obrigam a que se encontrem alternativas mais económicas e amigas do ambiente em todos os setores de atividade (Lopes, 2011). Neste pressuposto, uma alternativa possível no setor da construção de pavimentos é reutilizar e incorporar resíduos industriais (cinzas volantes) ativados alcalinamente. Este conceito pode vir a ser aplicado não só no solo de fundação, mas também nas camadas granulares dos pavimentos rodoviários, dando criando assim mais uma alternativa tecnicamente viável às implementadas no mercado.

Na sociedade atual, para além do bom desempenho dos materiais, tem-se realçado a importância da preservação do meio ambiente, optando por produtos e materiais que tenham um “selo verde”, isto é, que impliquem menores impactos ambientais e uma redução nos gastos energéticos (Lopes, 2011). Como refere Mehta (1986) *apud* Pozzobon (1999), este último apelou para que a escolha dos materiais de construção no futuro atendesse ao quádruplo enfoque iniciado pela letra E: engenharia, economia, energia e ecologia.

De forma clara, Oliveira (2004) concluiu que existe ainda uma falta de enquadramento legal para o estudo do impacto ambiental da aplicação dos resíduos como materiais de construção civil e de obras públicas. Refere ainda que a investigação que está a ser feita será sem dúvida uma alavanca para criar normas nacionais, e até europeias, no que diz respeito à aplicação de resíduos na construção.

A importância da incorporação de resíduos industriais é um tema que tem vindo a ser debatido de há uns anos a esta parte. Tal facto pode ser verificado pela criação de um decreto-lei por parte do Ministério do Ambiente já em 1997 (Ambiente (1997)), onde é referido: *“É certo, porém, que este desafio, sendo das sociedades modernas, não pode ser apenas do Estado. Na verdade, se todos têm direito a um ambiente de vida humano, sadio e ecologicamente equilibrado, têm também o dever de o defender.”*

Com a crescente consciencialização dos problemas ambientais, principalmente no que diz respeito à eficiência energética e às emissões de gases com efeito estufa, a construção e a indústria do cimento têm sido alvo de investigação, sendo que este último é responsável

por cerca de 7% das emissões de CO₂ para a atmosfera. Sabendo que a produção de cimento contribui com cerca de uma tonelada de CO₂ por cada tonelada produzida, não faz sentido que não se encontrem alternativas credíveis, eficientes e ecológicas ao cimento *Portland* (Reis e Camões, 2011). Como também é defendido por Malhotra e Mehta (2002), a emissão de CO₂ e o consumo de energia não são os únicos problemas da atualidade. Os autores admitem ainda que a durabilidade inadequada de estruturas que utilizam como ligante o cimento *Portland*, e o crescimento exponencial que o setor da construção sofreu nas últimas décadas, provocou um grande dano nos recursos naturais não renováveis. Concluem, então, que a disponibilidade de recursos é finita e, portanto, a indústria deve ter em atenção a sustentabilidade da construção.

À escala nacional, Camões et al. (2002) destacam que a procura massiva de agregados naturais nas últimas décadas, está a causar problemas ambientais com impactes que podem ser observados, por exemplo, na morfologia dos rios, que por sua vez afeta a segurança de infraestruturas.

Um dos produtos com maior implementação no mercado, e que apresenta uma utilização em larga escala, é o cimento do tipo *Portland*. Para além da utilização de recursos naturais, o consumo de energia associado ao seu fabrico é extremamente elevado, sendo apenas superado pela produção de alumínio e de aço, atingindo valores próximos de 4 GJ por tonelada (Malhotra e Mehta, 2002).

Na mesma linha, também Teixeira (2010) afirma que é imperioso promover o desenvolvimento de sistemas de estabilização alternativos ao cimento, que cumpram os mesmos objetivos de desempenho, mas permitindo um alívio da pressão sobre o ambiente. Um estudo levado a cabo pelo mesmo autor revelou resultados satisfatórios, ao verificar que a resistência mecânica dos materiais estabilizados com cinzas aos 90 dias é cerca de cinco vezes superior à dos ligantes tradicionais, para as mesmas condições.

Por estas razões, nos últimos anos, têm sido feitos estudos com o objetivo de desenvolver ligantes com base na ativação alcalina de resíduos industriais. Esta técnica permite constituir aglomerados mais vantajosos do ponto de vista ecológico e de desempenho estrutural, quando comparados aos constituídos pela utilização de cimento *Portland* (Fernández-Jiménez e Palomo, 2004).

No fabrico de betões, a utilização da ativação alcalina promove uma resistência mecânica elevada e uma excelente capacidade de adesão ao agregado e ao reforço de aço (Fernández-Jiménez e Palomo, 2004).

Reis (2009) garante que é de facto possível fabricar betões com elevados volumes de cinzas volantes e com uma percentagem reduzida de metacaulino, com desempenho mecânico e durabilidade semelhante ou superior aos betões comuns.

Já têm sido feitas em Portugal algumas obras com recurso às cinzas, nomeadamente na autoestrada A26, iniciada em 2010, e na Central de Sines, onde estão a ser utilizadas cerca de 45 mil toneladas de cinzas para servir de base de enchimento ao pavimento rodoviário sobre o tapete de transporte de carvão do porto (Vieira, 2012).

Em Portugal, desde 2006 que as cinzas volantes são certificadas e possuem a marca CE, necessária para a venda transfronteiriça na Europa. Isto significa que as cinzas produzidas em Portugal podem ser vendidas em qualquer país europeu. Embora a produção de resíduos de combustão de carvão seja muito significativa a nível Mundial (cerca de 1300 milhões de toneladas por ano, dos quais 900 milhões são de cinzas volantes), Malhotra e Mehta (2002) afirmam que apenas 20% é usado pela indústria do cimento.

O seguinte excerto da entrevista do semanário Expresso revela claramente o rumo que o País está a escolher neste tema: "*A EDP lucrou 4,5 milhões de euros em 2003 com a venda de cinzas resultantes da queima de carvão na central de Sines. Do total, 3 milhões de euros serviram para abater o custo da eletricidade, permitindo baixar as tarifas. As cinzas estão a ser utilizadas no fabrico de cimento foram empregues em obras como a construção do Estádio do Sporting (Alvalade XXI), na sede da Caixa Geral de Depósitos ou na Ponte Vasco da Gama. O interesse da indústria é tal que já se estão a importar cinzas de Itália.*" (Expresso, 2004).

Já Nardi (1975) refere que data de 1938 o primeiro registo do uso de cinzas volantes na pavimentação de vias rodoviárias nos Estados Unidos, mais propriamente em Chicago, onde se usou 20 a 50% de cinzas volantes como substituto do cimento. Já na Europa, apenas em 1960, se iniciou o uso das cinzas de carvão estabilizadas como aglomerantes em bases, sub-bases e reforços de subleitos de pavimentos (Rhode et al., 2006).

Xu e Van Deventer (2002) concluíram, num estudo acerca da geopolimerização com vários minerais, que se verifica não só uma melhoria significativa na resistência à compressão, mas também uma redução substancial do tempo de reação quando a composição das cinzas volantes é previamente otimizada.

Também Cristelo et al. (2011) entendem que a ativação alcalina é uma técnica viável para ser aplicada à estabilização de solos.

2.2. Pavimentos Rodoviários

As Vias de Comunicação em geral, e a Rede Rodoviária em concreto, constituem uma estrutura basilar para o desenvolvimento socioeconómico nacional e mundial (Figura 1). Em Portugal, até aos meados do século XX, a vasta extensão da rede rodoviária não era sinónimo de qualidade e nível de serviço, o que comprometia o desenvolvimento do País (JAE, 1995).



Figura 1 - Via pavimentada (Tarmoom, 2008).

Pereira et al. (2007) definem o pavimento como a infraestrutura mais importante numa rede rodoviária, pois é aquela que está sujeita a ações mais severas quer do tráfego quer do clima. Este tem como finalidade fornecer um meio seguro, confortável e económico para o transporte de cargas e pessoas (Antunes, 2008). Ainda Pais et al. (2007) consideram a estrada como uma infraestrutura através da qual é possível, com fiabilidade, circular

com conforto e segurança e com impactos ambientais cada vez menores, contribuindo ativamente para o aumento da qualidade de vida.

Também Branco et al. (2005) e Pereira e Santos (2002) consideram que os pavimentos rodoviários têm como função essencial assegurar uma superfície de rolamento que permita a circulação dos veículos com comodidade e segurança, durante um determinado período, sob a ação das ações do tráfego, e nas condições climáticas que ocorram.

Tanto Silva (2005), como Branco et al. (2008) concordam ao afirmar que as funções estruturais de um pavimento rodoviário são reduzir as tensões verticais aplicadas ao nível da fundação, de modo a que esta resista às solicitações de tráfego e impeça o contacto das camadas granulares e do solo de fundação com água. Defendem, ainda, que as funções funcionais não são mais do que garantir uma superfície regular, resistente e aderente capaz de resistir ao desgaste, garantindo assim segurança e comodidade de circulação do tráfego. Isto permite proteger o solo de fundação da água, garantindo que as características iniciais sejam mantidas ao longo do tempo.

Como exposto em INIR (2004), um pavimento é uma estrutura constituída por um conjunto de multicamadas colocadas sobre uma plataforma de suporte. Abaixo desta plataforma existe ainda uma fundação do pavimento, normalmente constituída pelo solo de fundação e pelo leito do pavimento.

2.2.1. Tipos de Pavimentos Rodoviários

A solução construtiva de um pavimento rodoviário está assente nas seguintes variáveis: tráfego, clima, materiais disponíveis, condições de fundação e custos de execução (Santos, 2010). Tendo em conta esses fatores, podem resultar necessidades diferentes, o que conduz a que haja necessariamente pavimentos com comportamentos distintos. Então, a classificação do tipo de pavimento é efetuada com maior facilidade se for realizada em função dos materiais utilizados e da deformabilidade das suas camadas. Todos os autores são coerentes com Branco et al. (2008) ao assumir que a classificação dos pavimentos deve ser: flexíveis, rígidos e semirrígidos como indica a Tabela 1.

Tabela 1 - Tipos de pavimentos em função dos materiais e da deformabilidade (Branco et al., 2008).

Tipo de Pavimento	Materiais	Deformabilidade
Flexível	Hidrocarbonados e granulares	Elevada
Rígido	Hidráulicos e granulares	Muito reduzida
Semi-rígido	Hidrocarbonados, hidráulicos e granulares	Reduzida

Colocando o foco nos materiais usados em cada tipo de pavimentos, de uma forma geral, pode dizer-se que os pavimentos flexíveis apresentam camadas superiores formadas por misturas betuminosas estabilizadas com ligantes hidrocarbonados (geralmente betume asfáltico), seguidas de uma ou duas camadas granulares (Branco et al., 2008).

Já nos pavimentos rígidos, é comum haver uma camada superior constituída por betão ou material granular estabilizado com ligantes hidráulicos, normalmente cimento *Portland*, seguida de uma ou duas camadas de material granular estabilizado com ligante hidráulico e/ou apenas constituído por material granular (Branco et al., 2008).

Para finalizar, os pavimentos semi-rígidos, como o próprio nome indica, apresentam características idênticas aos dois tipos de pavimentos anteriores. Uma ou duas camadas superiores constituídas por misturas betuminosas sobre uma camada constituída por agregado estabilizado com ligante hidráulico, podendo ainda dispor de uma camada granular na sub-base (Costa, 2008).

No que se refere ao comportamento dos pavimentos, principalmente a sua deformabilidade, para uma carga semelhante, o comportamento dos pavimentos será diferente. Como refere Costa (2008) o nome com que foram classificados torna esta avaliação bastante intuitiva: um pavimento flexível terá um comportamento mais elástico, logo atinge maiores deformações. Por sua vez, um pavimento rígido dá uma percepção de que se irá deformar muito pouco, enquanto o semi-rígido terá um comportamento intermédio relativamente aos outros dois.

A Figura 2 de Silva (2005) é bem elucidativa da estrutura geral de um pavimento rodoviário. No entanto, o autor realça que não é prática comum a coexistência das bases betuminosas e granulares.

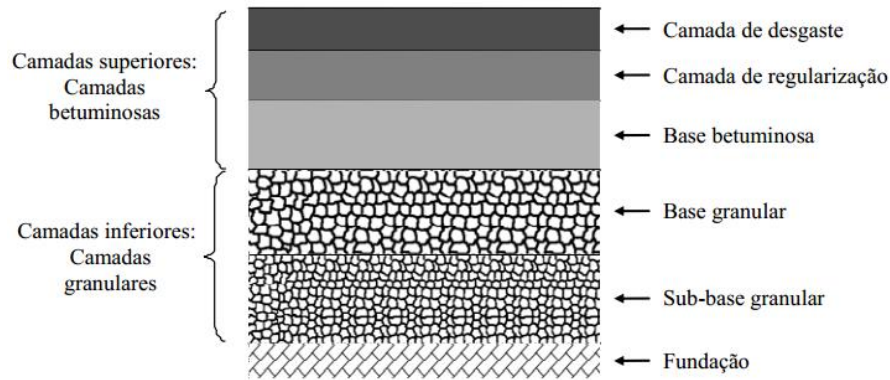


Figura 2 - Constituição Tipo de um pavimento rodoviário flexível (Silva, 2005).

Silva (2005) afirma que a maior parte da rede viária nacional é formada por pavimentos flexíveis e Costa (2008) complementa dizendo que pode haver dois tipos de pavimentos flexíveis. O que os distingue é o facto de um ter camada de base granular e o outro ter camada de base betuminosa. O autor admite que os primeiros caracterizam-se por terem camadas de base e sub-base de materiais granulares não ligados, enquanto os segundos, usualmente empregues em Autoestradas e Itinerários Principais, se diferenciam por terem camadas betuminosas com espessura elevada, aplicadas sobre camadas granulares não ligadas.

2.2.2. Camadas betuminosas

Como se tenta ilustrar através da Figura 3, e defendido por Silva (2005), as camadas betuminosas são formadas por uma camada superficial, conhecida por camada de desgaste, seguida de uma camada de regularização que assenta sobre uma camada de base betuminosa.

Quanto à camada de desgaste, Pereira e Santos (2002) afirmam que esta deve assegurar as características funcionais (como a integridade, a regularidade, o desempenho da superfície, a textura, entre outras), de modo a contribuir para uma circulação com conforto e segurança. Esta camada tem ainda a função de impermeabilizar o pavimento, evitando a entrada de água para camadas inferiores e para o solo de fundação. Por sua vez em INIR (2004) consta que a camada de desgaste é a camada superior do pavimento, sobre a qual são diretamente exercidas as ações do tráfego e do clima.



Figura 3 - Camadas Betuminosas de um Pavimento Rodoviário (Mark, 2014).

No que se refere às camadas de regularização, conforme Silva (2005) assume, estas formam uma superfície mais regular que serve de apoio à camada de desgaste, tendo também um papel preponderante na resistência global da estrutura. Já Santos (2010) é mais específico e acrescenta ainda que estas camadas devem ter um comportamento mecânico ideal para resistir à deformação permanente, à fadiga e ainda garantir um adequado módulo de deformabilidade e rigidez. Admite ainda que para além da camada de desgaste, estas camadas também influenciam a comodidade e segurança de circulação dos utentes, sendo as responsáveis pela distribuição e degradação dos esforços induzidos pelo tráfego e fendilhamento for fadiga.

Segundo Silva (2005) a camada de base betuminosa tem a função estrutural de redução de tensões verticais, tal como a camada de base granular, daí não ser comum a sua coexistência. Santos (2010), indica ainda que esta camada pode ser ligada ou não.

Ao longo da vida útil do pavimento, as camadas betuminosas são maioritariamente sujeitas a flexão, devendo porém resistir às trações que causam o fendilhamento por fadiga. Além disso, a camada de desgaste está sujeita a esforços tangenciais, variações de temperatura, e esforços de corte e compressão que causam deformações permanentes (Silva, 2005), pelo que deve ter também características adequadas para resistir a essas deformações.

2.2.3. Camadas granulares

Referente às camadas granulares, ilustradas na Figura 4, e seguindo a ordem indicada na Figura 2 sugerida por Silva (2005), superiormente temos a camada de base granular, que tem por objetivo dissipar as tensões verticais que passam para a camada subjacente.

Debaixo desta, surge a camada de sub-base granular que reduz as tensões de compressão na fundação, permitindo que numa fase inicial a fundação tenha capacidade de suportar a circulação de obra porque oferece homogeneidade à superfície da camada (Silva, 2005). Santos (2010) complementa ainda que esta camada é normalmente feita com materiais granulares compactados, ou estabilizados, com cimento. O INIR (2004) também é explícito ao garantir que tanto as camadas de sub-base como as de base dotam o pavimento da resistência mecânica necessária para o tráfego a que estará sujeito.



Figura 4 - Camadas Granulares de um Pavimento Rodoviário (Interactive, 2013).

Também Luzia et al. (2008) adverte que as diferentes camadas referidas dispõem-se, normalmente, com qualidade e resistência decrescentes, de cima para baixo, em consonância com a progressiva redução dos esforços. Estas camadas têm ainda a função de assegurar apoio para a realização da camada sobrejacente.

Sabe-se que os pavimentos rodoviários em Portugal continuam a ser construídos, quase exclusivamente, recorrendo a agregados naturais. Assim, percebe-se que os materiais

britados de granulometria extensa têm uma grande aplicação nas camadas granulares não ligadas, nomeadamente em camadas de sub-base e base granulares (Luzia et al., 2008).

De acordo com Silva (2005), as camadas granulares essencialmente estão sujeitas a esforços verticais de compressão, sendo a superfície do solo de fundação a zona de rotura mais grave pois é precisamente aí que as resistências mecânicas são menores, mesmo que a essa profundidade as tensões já sejam reduzidas.

2.2.4. Solo de Fundação

Como esclarece Santos (2010) a fundação do pavimento é constituída pelo terreno de fundação e pelo leito do pavimento. No entanto, apenas quando o solo natural não tem as características necessárias para a construção do pavimento é que existe leito do pavimento, pois é esse que aumenta a capacidade de suporte do terreno natural para suportar o tráfego de obra. Por sua vez, no *Manual de Concepção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional* (MACOPAV) (JAE, 1995), fundação de um pavimento é definido como todos os terrenos subjacentes para além da camada de leito de pavimento que condicionam o seu comportamento.

Segundo o manual, no leito de pavimento usam-se solos selecionados, materiais granulares britados ou não britados e solos tratados com cal/cimento. Quando a natureza do solo não é adequada e por razões económico-ambientais não é possível usar solos selecionados, é usual recorrer a técnicas de tratamento de solos com cal ou ligantes hidráulicos que dão uma maior capacidade de suporte. Ainda de realçar que durante a fase construtiva, o leito do pavimento deve proteger o solo de fundação e estabelecer um nivelamento ajustado ao tráfego dos equipamentos de obra.

Também Branco et al. (2008) e Costa (2008) corroboram esta versão, ao afirmar que quando a fundação não tem as características ideais, lhe é sobreposta uma camada de solo de qualidade superior, às vezes tratado com ligantes, como já se denominou acima de leito do pavimento, que permite melhorar a capacidade de suporte da fundação.

O MACOPAV (JAE, 1995) consagra quatro classes de fundação e seis tipos de solo de fundação para proceder ao dimensionamento do pavimento. Isso, por si só, já é um

indicador bastante relevante da sua importância na estrutura global do pavimento, sendo, portanto, um dos principais focos em estudo nesta dissertação.

2.3. Melhoria do Solo de Fundação

A melhoria do solo é uma técnica que remonta à antiguidade, e sendo referenciada em muitos trabalhos como tendo mais de 3000 anos de existência, sendo aplicada, por exemplo, nos antigos templos da Babilónia, com recurso a madeira, bambu ou palha para reforçar a capacidade resistente do solo. Atualmente, tornou-se um ramo da geotecnia de grande utilidade, porque além de os terrenos terem pior qualidade, os preços subiram exponencialmente nos grandes aglomerados urbanos e as exigências funcionais são cada vez mais complexas, havendo necessidade de otimizar as suas características iniciais (Ferreira et al., 2010).

Já Sobrinho (1970), referia que os Gregos e os Romanos desenvolveram a técnica de aplicação da cal para a estabilização de solos pois sentiram a necessidade de obter superfícies rígidas para a circulação dos veículos com rodas. Muitas vezes, era prática comum a utilização de pozolana (cinza vulcânica) neste tipo de aplicações, sendo que este material tinha como principal objetivo otimizar a cimentação da cal.

Se já noutros séculos houve a necessidade de recorrer à melhoria dos solos de fundação, Impe (1989), indica que essa técnica tem uma importância crescente, pois os problemas que a Engenharia Civil enfrenta são cada vez mais complexos. Nesse sentido, também Ferreira et al. (2010) defende que nas últimas décadas apareceram novas tecnologias neste ramo que se apresentam cada vez mais eficientes e de rápida execução.

Numa altura em que a sustentabilidade da construção surge como um tema de elevada discussão, o tratamento e a melhoria de solos tocam o ponto fulcral, tanto a nível ambiental, como social e económico. Cristelo e Jalali (2007) afirmam que a melhoria de solos permite não só evitar a substituição dos materiais existentes por outros de melhor qualidade, mas mitiga também a necessidade de local de depósito para os materiais de fraca qualidade.

2.3.1. Estabilização de Solos

A estabilização rodoviária é feita quando é necessário proceder a uma melhoria das propriedades mecânicas dos solos e/ou é necessário aumentar a durabilidade do pavimento. É importante perceber que é na fase de construção que o pavimento está submetido a condições mais severas, quer pelas maiores variações de humidade, quer pela maior variabilidade de cargas, aumentando a existência de deformação nos elementos presentes (Nascimento, 1970). Por sua vez, Cruz e Jalali (2008) afirmam que a estabilização de solos é feita quando os solos naturais não possuem os requisitos necessários para cumprir a função a que estão destinados, quer quando utilizados no seu estado natural, quer quando utilizados como material de construção. Simultaneamente, Cristelo (2001) assegura que a necessidade de estabilizar solos se prende essencialmente a dois motivos: a fraca capacidade de carga, permeabilidade e dificuldade de tratar as fundações por outros métodos que não as injeções; e a incapacidade dos solos naturais responderem eficazmente a situações mais severas, como estradas e aeroportos.

A estabilização de solos, basicamente pretende corrigir as propriedades naturais do solo, para que este tenha um bom desempenho do ponto de vista mecânico quer durante a construção, quer durante a vida útil da obra (Teixeira, 2010).

No entanto, deve ser claro que a estabilização de solos não é obrigatoriamente um processo infalível, principalmente pela grande variabilidade de solos que pode acontecer em alguns metros. Segundo Cristelo (2001), esta variação pode comprometer a eficácia da estabilização, pois neste processo as propriedades não são necessariamente melhoradas.

De acordo com Cristelo (2001), os principais fatores que alteram as propriedades físicas do solo estabilizado com cimento são, para além do tipo de solo e da quantidade de aditivos, o grau de mistura, o tempo de cura (ou de hidratação) e a aridade seca da mistura compactada.

O mesmo autor afirma que é em pavimentos rodoviários que a estabilização dos solos requer maiores cuidados, indicando que a resistência do solo não é condição suficiente para garantir uma boa estabilização, uma vez que, por exemplo, ao compactar um solo expansivo aumenta-se a sua resistência mas em contacto com a água este poderá absorvê-la e expandir, diminuindo novamente a resistência.

Assim sendo, Ingles e Metcalf (1972) defendem que ao estabilizar um solo as principais propriedades que garantem o seu bom comportamento são: controlo da expansibilidade, a resistência, a durabilidade dessa resistência e a permeabilidade. Para os autores, estabilização de um solo, não é mais do que conferir características que o mesmo não apresenta no seu estado natural de forma a melhorar o seu desempenho futuro.

2.3.2. Métodos de Estabilização de Solos

Com a evolução da tecnologia, a construção vai tendo mais exigências de qualidade e de durabilidade. Os pavimentos rodoviários não são exceção, como suporta Cristelo (2001), referindo que por vezes os materiais naturais que conseguem dar resposta a essas exigências se encontram em locais distantes de onde não é economicamente viável o seu transporte para a obra. Este facto, obrigou a que se aguçasse o engenho e surgissem novas ideias, sendo a mais lógica, tentar melhorar as capacidades mecânicas do material existente.

Já no início da década de 80, Hamzah (1983) referiu que no período pós 2ª Guerra Mundial houve um enorme avanço nas técnicas de melhoria de solos, resultante da grande necessidade de construção de estradas e aeródromos.

Décadas depois, os métodos de estabilização de solos mais usuais são a *estabilização mecânica*, a *estabilização química* e a *estabilização física*.

Os métodos de *estabilização mecânica* são aqueles nos quais se procura melhorar as características do solo, principalmente a diminuição da quantidade de vazios neles existente, através de uma melhor organização das suas partículas constituintes e/ou recorrendo a correções da sua composição granulométrica (Cruz e Jalali, 2010).

Quanto aos métodos de *estabilização física* são aqueles onde se promove a alteração das propriedades do solo através da ação do calor, da eletricidade, etc. (Cruz, 2004).

Nos métodos de *estabilização química* promove-se uma permanente modificação das propriedades do solo através da utilização de aditivos (Cruz e Jalali, 2010).

Dentro da estabilização química, uma das técnicas mais usuais consiste em incorporar cimento na preparação de uma mistura com água, em proporções previamente determinadas, bastando apenas compactar enquanto ocorre a hidratação. O tratamento de solos com ligantes hidráulicos é cada vez mais utilizado em Portugal, sobretudo em obras rodoviárias e justifica-se pelas necessidades de carácter económico e pela crescente preocupação ecológica (Cristelo, 2001). Fernandes et al. (2010) destacam ainda como vantagem o aumento da rigidez a médio e longo prazo, pois verifica-se a redução do índice de plasticidade e o aumento da trabalhabilidade.

A estabilização de solos com cimento (Figura 5), tem sido a mais utilizada, com diversas aplicações, por exemplo em camadas de leito de pavimento, sendo particularmente vantajosa em solos granulares, solos silteosos e argilas pouco plásticas (Cristelo, 2001).



Figura 5 - Espalhamento do cimento sobre o solo a estabilizar (Fresar, 2004).

Após a tarefa ilustrada acima, é feita a mistura do solo com o cimento e adicionada uma determinada quantidade de água, como ilustra a Figura 6, ocorrendo uma reação química que provoca o endurecimento do solo, acontecendo assim a estabilização do solo.



Figura 6 - Mistura do cimento com o solo a ser estabilizado (Ciber, 2013).

Para além disso, (Cristelo, 2001) considera também usual a estabilização com cal, uma vez que é uma técnica que se encontra em aplicação na construção de bases para pavimentos. Este processo baseia-se nas reações químicas e físicas entre as partículas do solo, a cal e os componentes presentes no meio-ambiente.

Pode ainda proceder-se à estabilização de solos usando aditivos (cinzas volantes, por exemplo), sendo necessário proceder à ativação alcalina das cinzas. Este processo consiste em criar um ambiente altamente alcalino que permita a dissolução da sílica em alumina presente nas cinzas, precipitando numa pasta com propriedades colantes. O desenvolvimento desta técnica está associado ao recente progresso tecnológico que tem permitindo rendimentos consideráveis e uma boa qualidade de construção (Cristelo, 2001).

2.4. Ativação Alcalina

Na última década, a ativação alcalina tem sido objeto de projetos de investigação um pouco por todo o Mundo. A ativação alcalina trata-se de um processo químico que permite a transformação de determinadas estruturas parcial ou totalmente amorfas, em estruturas com propriedades cimentícias (Palomo et al., 1999).

Os materiais obtidos por ativação alcalina (ou geopolimerização, como também pode dizer-se) são em geral mais resistentes do ponto de vista mecânico, apresentam maior durabilidade e estabilidade e atingem este grau de comportamento muito mais rapidamente que os materiais fabricados com a utilização do cimento *Portland* (Xu e van Deventer, 1999).

Para que a ativação alcalina ocorra é necessário um meio fortemente alcalino, que é conseguido utilizando-se soluções de NaOH ou de Ca(OH)₂, embora sejam possíveis outras soluções (Vargas *et al.*, 2006).

Nestes ambientes fortemente alcalinos, a sílica (SiO₂) e a alumina (Al₂O₃), constituintes dos alumino-silicatos, reagem entre si organizando-se alternadamente nas três dimensões por partilha dos átomos de oxigénio. Os iões alcalinos (K⁺ e Na⁺) atuam como agentes formadores da estrutura, compensando o excesso de cargas negativas decorrente da alteração da coordenação do alumínio com o oxigénio, e são os componentes que

determinam as propriedades ligantes. A este tipo de materiais assim obtido, com elevada resistência mecânica, estabilidade térmica, superfície e dureza, onde o cálcio está praticamente ausente, deu-se a designação de geopolímeros (Bakharev, 2005).

As pesquisas no domínio dos geopolímeros, sofreram um incremento exponencial a partir das descobertas efetuadas pelo investigador francês Joseph Davidovits que desenvolveu e patenteou os ligantes obtidos por ativação alcalina de caulino e metacaulino, tendo criado o termo “geopolímero” para os designar. Segundo o autor, os geopolímeros são polímeros pelo facto de se transformarem, policondensarem, ganharem forma e endurecerem rapidamente a baixa temperatura. Adicionalmente, também são geopolímeros por serem inorgânicos, duros, estáveis até temperaturas na ordem dos 1250°C e não inflamáveis (Torgal et al., 2007b).

Pinto (2004) considera que os geopolímeros são produtos de fácil execução que usam matérias-primas correntes ou mesmo resíduos industriais, dando lugar a produtos com comportamento mecânico assinalável. O autor crê que se trata de uma vantagem assinalável, pois tudo indica que as limitações do cimento *Portland* parecem ser ultrapassadas com estes ligantes. Essas limitações não são apenas as relativas ao comportamento mecânico, mas também quanto aos problemas ambientais provocados pelas enormes emissões de CO₂.

Xu e Van Deventer (2002) concluíram, num estudo acerca da geopolimerização com vários minerais, que se verifica não só uma melhoria significativa na resistência à compressão, mas também uma redução substancial do tempo de reação quando a composição das cinzas volantes é previamente otimizada.

Relativamente à utilização da ativação alcalina para fabrico de betões, convém sublinhar que mesmo na ausência total de cimento *Portland* estes desenvolvem uma resistência mecânica elevada, e além disso revelam possuir um nível muito baixo de contração e uma excelente capacidade de adesão ao agregado e ao reforço de aço (Fernández-Jiménez e Palomo, 2004).

Num estudo levado a cabo por Cristelo *et al.* (2011) percebeu-se que cinzas volantes ativadas com sódio produzem uma pasta que quando misturada com o solo endurece, formando um material com maior resistência mecânica e menor deformabilidade do que

o solo original. A principal conclusão, com base nos resultados obtidos nesse estudo, é de que a ativação alcalina é uma técnica viável para ser aplicada à estabilização de solos.

Ainda nesta ótica, estudos recentes detetaram claras vantagens dos ligantes ativado alcalinamente, como é o caso do estudo de Fernandez-Jimenez *et al.* (2007), onde compararam o desempenho de provetes feitos com recurso a ligantes ativado alcalinamente e outros de betões correntes, quando imersos em ácido clorídrico (pH=1), observaram que enquanto os primeiros mantinham a sua integridade mesmo após 90 dias, os segundos se apresentavam já muito deteriorados após 56 dias de imersão. O que revela uma maior resistência em ambientes agressivos de betões feitos recorrendo à ativação alcalina.

Também Torgal e Jalali (2010) chegaram à conclusão que enquanto que os betões correntes apresentam um fraco desempenho quando sujeitos a uma fase térmica, iniciando a sua desintegração para temperaturas acima dos 300 °C, os ligantes ativado alcalinamente são termicamente mais estáveis. Ainda mais determinante, foi o estudo de Pawlasova e Skavara (2007) onde se confirmou que existe estabilidade térmica de ligantes obtidos pela ativação das cinzas volantes, mesmo para temperaturas próximas de 1000 °C.

Krivenko e Guziy (2007) analisaram o comportamento dos ligantes ativado alcalinamente para uma situação representativa de um incêndio, e concluíram pelo seu bom desempenho neste ensaio, que esse material é indicado para utilização em obras para as quais o incêndio seja especialmente gravoso, como túneis e edifícios altos. Neste âmbito também Perná *et al.* (2007) chegaram à mesma conclusão, considerando esta alternativa como um material anti-fogo.

Quanto à abrasão e choque, testados no ensaio de Los Angeles, Torgal *et al.* (2007a) confirmam o bom desempenho de ligantes ativado alcalinamente comparativamente ao betão CPN da classe de resistência C20/25 e C30/37.

Goretta *et al.* (2007) testaram também a resistência ao impacto dos ligantes ativado alcalinamente a partir de escórias de alto forno, concluindo que a resistência destes materiais é proporcional à velocidade de impacto e que a presença de cinzas volantes na composição daqueles aumenta a sua resistência.

Relativamente à resistência mecânica de misturas com utilização de cinzas volantes, Cristelo et al. (2011) afirmam que se verificam melhorias após um ano, sendo um processo completamente diferente, por exemplo, daquele que apresenta o cimento *Portland*, que adquire grande parte da resistência até aos 28 dias de cura. Assim, as condições de cura de misturas com silicato de sódio/ hidróxido de sódio e cinzas volantes não são exigentes, podendo ser curadas à temperatura ambiente, sendo apenas importante que não haja perda da água constituinte.

Como se verifica, vários estudos apontam para o benefício da utilização de ativação alcalina, apresentando resistências superiores que as técnicas tradicionais em ambientes agressivos, altas temperaturas, incêndios, abrasão e choque, impacto e mecânica. O que é comprovado por Torgal e Jalali (2010) num artigo dedicado à revisão da literatura dos ligantes obtidos por ativação alcalina, ao concluírem que os resultados destes novos ligantes apresentam uma durabilidade superior à do cimento *Portland*.

Apesar das vantagens apresentadas, as reações químicas que estão na base da ativação alcalina são ainda mal conhecidos e por isso mal controladas, desconhecendo-se muito particularmente o efeito que podem ter na reação final de determinados tipos de compostos considerados impurezas e que estão presentes nas matérias-primas, sejam elas metacaulinos, cinzas volantes ou outras (Pinto, 2004). O mesmo autor concluiu que mesmo sendo produzidos com materiais abundantes e até excedentes, os geopolímeros acarretam custos elevados por não serem produzidos à mesma escala que o cimento *Portland*. No entanto assume que a vertente ambiental tem peso suficiente para contrariar a parte económica, sendo que se deveria reduzir a produção de cimento *Portland* devido às elevadas quantidades de CO₂ produzidas.

Os materiais obtidos por ativação alcalina são muito sensíveis às condições de cura, que não sendo severas ou difíceis de garantir, devem contudo ser respeitadas; sobretudo deve tentar evitar-se a possibilidade de retração que aparece associada à perda da água de hidratação (Pinto, 2006).

2.5. Cinzas Volantes

De acordo com Estradas de Portugal (2009), cinzas volantes são um pó fino resultante da queima de carvão, constituído maioritariamente por partículas esféricas e vítreas, com propriedades pozolânicas e composto por Sílica e Alumina.

Chamam-se volantes, por serem partículas muito pequenas e leves que são filtradas por precipitação eletrostática ou por filtros que se usam em centrais termoelétricas para controlar as emissões de partículas poluentes. Para serem recolhidas, as partículas são electrostaticamente carregadas, sendo atraídas depois por mecanismos que as neutralizam e recolhem.

No processo de combustão do carvão pulverizado formam-se partículas que se aglomeram e depositam no fundo da caldeira, obtendo-se um resíduo designado por “escórias” ou “cinzas de fundo” e as menores ficam em suspensão nos gases de combustão que, ao passarem por sistemas de despoeiramento, dão origem a um resíduo designado por “cinzas volantes”. Coelho (1988) retrata dois tipos de cinzas volantes relativamente à sua origem: sílico-aluminatos normalmente designadas por cinzas sílico-aluminosas, quando a sua origem são carvões betuminosos; e cinzas sulfocálcicas quando a sua origem são carvões lenhíticos e sub-betuminosos.

As propriedades físicas e químicas das cinzas podem variar consideravelmente em função da sua proveniência e até entre diferentes remessas da mesma central termoelétrica. Estas diferenças devem-se, fundamentalmente, aos diferentes tipos de carvão utilizados na queima e aos diferentes procedimentos empregues na combustão (Jalali, 1991).

A norma americana C618 (ASTM, 2014) agrupa as cinzas volantes em duas classes conforme a sua proveniência. As cinzas volantes que resultam da queima de antracite ou carvão betuminoso, de baixo teor em cálcio, são da classe F e apresentam propriedades pozolânicas, mas não têm propriedades aglomerantes e hidráulicas. As cinzas volantes provenientes da queima de carvões sub-betuminosos ou de lenhites, de alto teor de CaO, são da classe C e têm propriedades pozolânicas e aglomerantes.

Malhotra e Ramezani pour (1994) sugerem a designação cinzas de elevado teor de cálcio e cinzas de reduzido teor de cálcio em alternativa às classes C e F propostas pela ASTM. A grande maioria das cinzas produzidas em todo o mundo, incluindo as

disponíveis em Portugal, pertencem à classe F, e, normalmente, contêm reduzidas quantidades de cálcio (Malhotra, 1999).

As cinzas volantes são usadas como um componente em geopolímeros, em que a reatividade das cinzas volantes é usada para gerar um agente de ligação comparável à de um cimento *Portland* hidratado em aparência e propriedades, mas possivelmente com emissões reduzidas de dióxido de carbono (Duxson et al., 2007).

As propriedades que as cinzas volantes apresentam são incomuns entre os materiais utilizados na engenharia. Ao contrário dos solos que são normalmente utilizados para a construção de aterros, as cinzas apresentam um grande coeficiente de uniformidade sendo constituídas por partículas do tamanho da argila. Assim, quando se promove a adição de cinzas volantes nos solos resulta uma alteração na rigidez e propriedades do solo original. As suas partículas são mais finas do que as do cimento *Portland* (na maioria dos casos) causando assim uma maior segmentação dos poros e aumentando também a quantidade de locais de nucleação para a precipitação dos produtos de hidratação da pasta cimentícia, o que permite acelerar as reações (Isaia et al., 2003).

Já na década de 80, de acordo com Hansen et al. (1984), nos Estados Unidos eram lançadas anualmente para a atmosfera cerca de 2,5 milhões de toneladas de cinzas volantes. Ainda na mesma altura, Del Monte e Sabbioni (1987) referem que as partículas de cinzas são os principais constituintes dos aerossóis provocados pelo Homem, podendo ser encontradas um pouco por todo o mundo, desde sedimentos oceânicos ao gelo do Ártico.

3 MATERIAIS E METODOLOGIAS

3.1. Introdução

Este capítulo serve para esclarecer quais os materiais, os procedimentos para a produção das misturas em estudo e os métodos experimentais usados ao longo do trabalho exposto nesta dissertação.

No Subcapítulo 3.2 classificam-se todos os materiais usados bem como as suas proveniências e funções. No Subcapítulo 3.3 é explicada toda a metodologia de produção das misturas e provetes, sendo ainda indicados todos os procedimentos de ensaio.

3.2. Materiais

Sendo o objetivo desta dissertação avaliar a aplicabilidade de cinzas volantes ativadas alcalinamente na melhoria de camadas de pavimentos rodoviários, foram feitas algumas misturas para perceber se o uso das cinzas volantes ativadas alcalinamente é uma alternativa viável à estabilização de solos e materiais granulares com cimento *Portland*.

As misturas estudadas foram feitas usando apenas um tipo de solo e um agregado britado, sendo a variável o tipo de ligante. Assim, foram usados dois ligantes, o tradicional cimento *Portland* e as cinzas volantes, o que perfaz um total de quatro misturas em estudo.

3.2.1. Solo

O solo escolhido para os trabalhos desta dissertação é originário de Penselo, uma freguesia do concelho de Guimarães, na proximidade do Campus de Azurém da Universidade do Minho. Trata-se de um solo residual granítico que é bem representativo da realidade do Norte do País.

Para uma adequada caracterização de um solo é essencial a determinação da sua granulometria, a qual é realizada por peneiração e pesagem de cada fração que fica retida

Avaliação da aplicabilidade de solos estabilizados com cinzas ativadas alcalinamente em camadas de Pavimentos Rodoviários

em cada peneiro (Figura 7). A granulometria pode estar limitada por determinados fusos previstos na Norma.



Figura 7 - Peneiros normalizados (SPLabor, 2000).

O solo foi inicialmente alvo de uma caracterização granulométrica com base na especificação LNEC E 196, relativa ao ensaio por peneiração e sedimentação, sendo obtida a curva granulométrica apresentada na Figura 8.

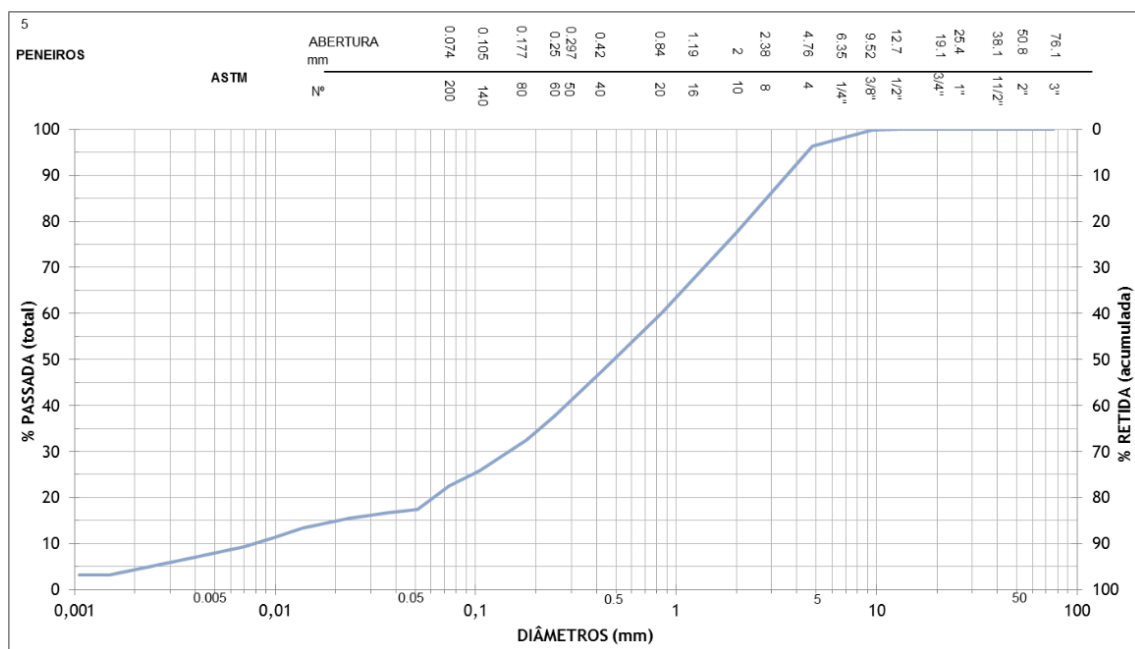


Figura 8 - Curva granulométrica do solo obtida por Soares (2013).

Seguidamente foi feito o ensaio de densidade de partículas, seguindo a norma NP 83, em que se obteve uma densidade de $2,62 \text{ g.cm}^{-3}$.

O Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) disponibiliza ainda normas para estimar os Limites de Consistência, onde foram avaliados o Limite de Liquidez e o Limite de Plasticidade. Estes parâmetros são obtidos conforme a NP 143, foi obtido o valor de 28% de Liquidez (Figura 9), e concluiu-se que se trata de um solo não plástico.

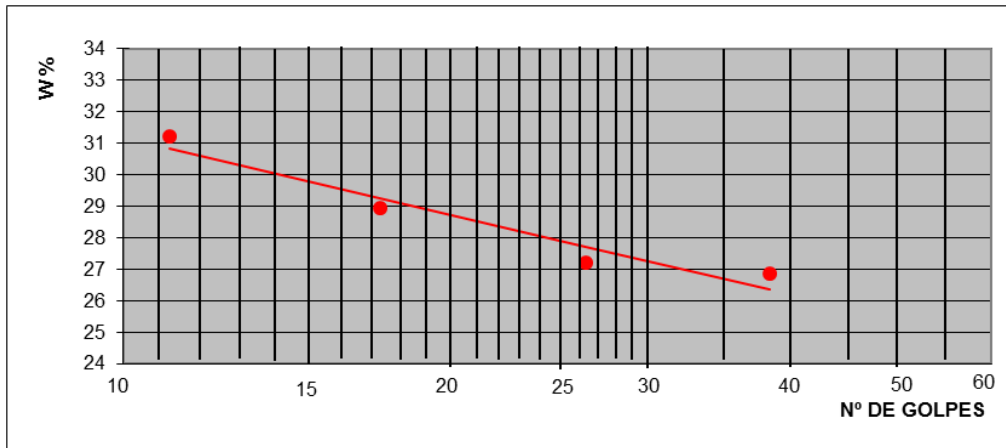


Figura 9 - Diagrama do Limite de Liquidez obtido por Soares (2013).

O passo seguinte na caracterização do solo foi a realização do Ensaio de Proctor conforme a especificação LNEC E 197, que permite perceber qual o teor em humidade ótimo, qual a baridade seca máxima e qual a sua energia de compactação. Este ensaio é de grande importância, pois os dados obtidos permitem otimizar o desempenho do solo, determinando o teor em água ótimo para a operação de compactação, pois é nessa situação que se obtém maior estabilidade. Este ensaio tem duas variáveis: Proctor normal ou Proctor modificado, dependendo se a compactação é leve ou pesada, respetivamente. Neste trabalho, optou-se por averiguar quais os valores obtidos para cada um dos tipos de ensaio, sendo os resultados os presentes na Tabela 2.

Através de uma compactação correta, a resistência do solo aumenta, a sua permeabilidade diminui, e por haver redução do volume de vazios, diminui também a sua deformabilidade. Tudo isto tem uma grande influência no desempenho dos pavimentos rodoviários, uma vez que as camadas em que é desenvolvido este projeto, são o suporte para as camadas superiores (betuminosas).

Tabela 2 - Resultados do Ensaio de Proctor.

	Proctor Normal	Proctor Modificado
Teor de humidade ótimo (%)	12.1	12.3
Baridade seca máxima (g.cm ⁻³)	1.71	1.85

Estes valores são obtidos através da curva de compactação de cada um dos ensaios, correspondendo ao valor máximo resultante dos ensaios para cada quantidade de água.

3.2.2. Agregado Britado de Granulometria Extensa

O agregado escolhido para os trabalhos foi gentilmente cedido pela empresa MonteAdriano Agregados S.A., cuja origem é uma pedreira localizada em Fornelo, concelho de Vila do Conde. Trata-se de um Agregado Britado de Granulometria Extensa (ABGE) de 1.^a categoria, vulgarmente conhecido por *Tout-Venant*. Esta designação francesa significa “vem com todos”, referindo-se a todo o tamanho de partículas que o constituem, desde finos a grossos.

O agregado foi objeto de uma caracterização granulométrica com base na norma NP EN 933, relativa ao ensaio por peneiração.

Para a dimensão máxima do agregado, a Norma prevê uma determinada massa de material a ensaiar. Essa quantidade é lavada, e o material que ficar retido no peneiro 63 µm é seco a (105±5) °C e pesado quando estiver completamente seco. A essa massa, a Norma define que deve corresponder o parâmetro M2. Após a peneiração, a Norma prevê que se denomine de R1 a massa retida no maior peneiro, R2 ao imediatamente inferior, e assim consecutivamente. Ao material que ficar retido no fundo, passa-se a chamar P. Quanto aos cálculos previstos, a percentagem de finos (f) que passa através do peneiro 63 µm é obtida através da Equação 1.

$$f = \frac{(M1-M2)+P}{M1} \times 100 \quad (1)$$

Onde:

M1 é a massa seca do provete de ensaio, em quilogramas;

M2 é a massa seca com granulometria superior a 63 µm, em quilogramas;

P é a massa do material peneirado retido no fundo, em quilogramas.

Tendo finalizado o procedimento, obteve-se a curva granulométrica do agregado, que é ilustrada na Figura 10. Esta representa uma granulometria bastante próxima da requerida pela norma, de forma a poder classifica-lo como sendo um agregado de 1.^a categoria.

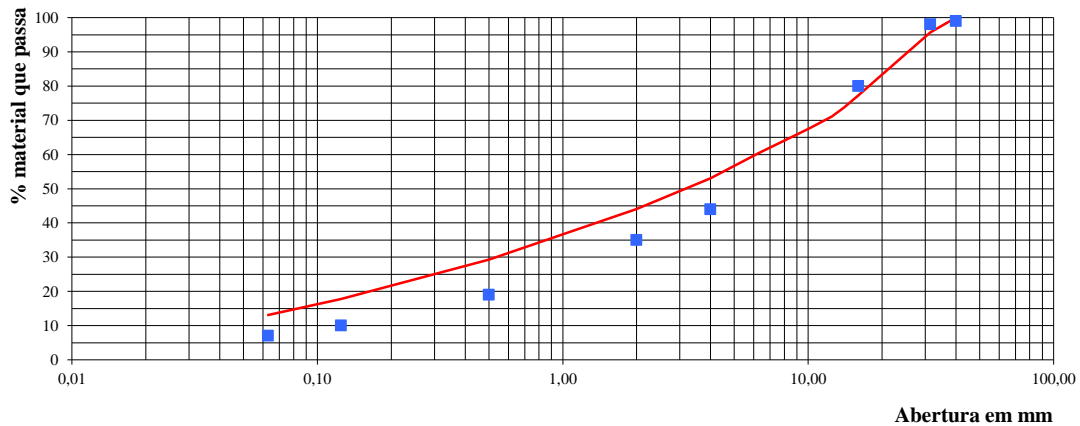


Figura 10 - Curva granulométrica agregado.

O agregado foi também alvo do ensaio de Proctor. Neste ensaio, com uma energia de compactação para cada densidade, existe uma humidade do solo. Quanto maior a energia de compactação, maior será a densidade, contudo a humidade aumenta até um determinado valor. Esse ponto de inflexão separa o ramo seco do ramo húmido e denomina-se por teor em humidade ótimo.

Devido à heterogeneidade do agregado, não foi possível obter valores coerentes para o ensaio de Proctor, tendo-se optado por um teor ótimo em humidade próximo dos normalmente usados em agregados idênticos a este.

3.2.3. Aditivo ativador das cinzas volantes

O hidróxido de sódio (NaOH) e o silicato de sódio (Na_2SiO_3) são os compostos químicos mais utilizados na ativação alcalina de pozolanas, no entanto, dependendo da composição das cinzas, podem-se usar outros ativadores. O uso dos ativadores tem como intenção conferir trabalhabilidade e capacidade aglomerante às cinzas volantes (Soares, 2013).

Neste estudo, foi usado hidróxido de sódio e silicato de sódio. O primeiro foi obtido pela dissolução em água de soda cáustica sólida com 98% de pureza e concentração molal de 12,5 mol/kg, proveniente da empresa PCC Rokita S.A.. Quanto ao silicato de sódio, distribuído pela empresa MARCANDE, foi adquirido na forma de solução. Este é constituído por Na₂O (óxido de sódio) e SiO₂ (dióxido de silício) numa proporção aproximada, em massa, de 1:2, e apresenta uma densidade de $1,464 \pm 0,021 \text{ g/cm}^3$.

3.2.4. Cinzas Volantes

As cinzas volantes utilizadas são originárias da Central Termoelétrica do Pego, localizada na margem esquerda do Rio Tejo, perto da cidade de Abrantes, a cerca de 150 km de Lisboa. As cinzas usadas foram da Classe F, que se diferenciam das outras, por possuírem baixo teor em Cálcio e por não terem propriedades hidráulicas nem aglomerantes.

3.2.5. Cimento

O cimento usado foi um CEM II 32,5 N, que se trata de um cimento *Portland* de calcário, e é o mais utilizado nas obras de construção civil, inclusive, na melhoria de solos Secil (2014).

3.3. Metodologias

Com vista ao objetivo desta dissertação, foram produzidos provetes e vigas para que fossem realizados ensaios capazes de avaliar a evolução das resistências mecânicas das misturas ao longo do tempo, nomeadamente, a resistência à compressão simples, a resistência à tração indireta e o módulo de rigidez.

Uma vez que o estudo foi feito considerando a possibilidade de aplicação da ativação alcalina de cinzas volantes para melhoria do solo de fundação e em camadas granulares de base de pavimentos rodoviários, optou-se por comparar os seguintes materiais estabilizados: solo/cimento (SCim) e solo/cinzas (SC); agregado/cimento (ACim) e

agregado/cinzas (AC). As misturas de solo/cinzas foram previamente estudadas por Soares (2013), tendo sido escolhidas as que obtiveram resultados mais promissores.

O estudo foi efetuado, prevendo o fabrico de quatro misturas de solo/cinzas, duas misturas de solo/cimento, quatro misturas de agregado/cinzas e duas misturas de agregado/cimento.

Quanto à formulação das misturas, importa explicar que, relativamente às estabilizadas com cimento, o teor em água usado foi 15%, valor proveniente do ensaio de Proctor. Quanto às misturas de cinzas, a percentagem adotada para a fase líquida foi de 6% para o agregado e varia entre 12 e 14% para o solo. A percentagem usada no agregado justifica-se por se tratar da mistura de duas soluções e não apenas água, que tem maior facilidade de hidratação do material.

O objetivo é comparar os resultados de cada tipo de material estabilizado com cinzas e com cimento das diferentes misturas formuladas.

Em termos práticos, a avaliação é feita conforme o comportamento mecânico observado em cada mistura para as diferentes idades de cura. Para avaliar a resistência à compressão simples e tração indireta, usam-se provetes cilíndricos com dimensões normalizadas, enquanto para avaliar o módulo de elasticidade, usam-se vigas também elas normalizadas.

3.3.1. Produção de Provetes

Antes de iniciar o fabrico de provetes, foi necessário determinar quais e quantas misturas se iriam estudar para as camadas do pavimento em análise, tendo como base os resultados obtidos no estudo feito por Soares (2013).

Na Tabela 3 estão apresentadas as idades e número de misturas produzidas, bem como o número de provetes a produzir.

Tabela 3 - Número de misturas, idades e quantidade de provetes produzidos.

	Solo/Cinzas (SC)	Solo/Cimento (SCim)	Agregado/Cinzas (AC)	Agregado/Cimento (ACim)
Misturas	4	2	4	2
Idades	5	5	4	4
Provetes	120	60	96	48

No total, foram produzidos para serem objeto de estudo, 324 provetes, sendo que os de solo foram produzidos no Laboratório de Geotecnia da Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro, em Vila Real, e os de agregado foram produzidos no Laboratório de Geotecnia da Universidade do Minho, em Azurém.

Este número elevado de provetes justifica-se pelo facto de serem produzidos seis provetes para cada mistura (Figura 11) em cada uma das idades, uma vez que três serão ensaiados à Compressão Simples, e outros três à Tração Indireta. O resultado a considerar, por exemplo, para a Compressão Simples de uma dada idade, de uma dada mistura, será obtido pela média aritmética da resistência dos três provetes ensaiados.



Figura 11 - Amassadura manual da mistura.

Para as misturas de solo, as idades escolhidas para os ensaios foram 7, 28, 60, 90 e 180 dias, enquanto para as misturas de agregado foram 7, 28, 90 e 180 dias.

No que diz respeito ao fabrico dos provetes é importante indicar que foram utilizados dois tipos de molde. O fabrico dos provetes de solo foi realizado utilizando para o efeito moldes cilíndricos com 70 mm de diâmetro e 140 mm de altura, enquanto que no caso dos provetes de agregado, foram utilizados moldes de CBR com 150 mm de diâmetro e

125 mm de altura, conseguidos através do recurso a uma base metálica que compensasse a altura total do molde (Figura 12).



Figura 12 - Provetes de solo (esquerda) e provetes de agregado (direita).

O processo de fabrico destes provetes é igual, quer para o ensaio de Compressão Simples, quer para o de Tração Indireta, há apenas umas ligeiras diferenças no tratamento prévio do solo e do agregado, uma vez que o material e o estado em que se encontram são diferentes. Ambos os materiais passaram por um processo idêntico, sendo as etapas seguintes fundamentais: secagem em estufa, vibração para desagregar todas as partículas, esquartelamento (processo que permite ter uma mistura mais homogênea), (Figura 13).



Figura 13 - Esquartelamento do agregado.

Nos provetes Agregado/Cimento, inicialmente envolve-se o cimento no agregado e só depois é adicionada a água que permite criar a mistura final.

Essa mistura é dividida em três partes iguais, uma delas é colocada dentro do molde, e são aplicadas 25 pancadas pelo compactador de Proctor. Essa camada depois de compactada é escarificada (Figura 14), para permitir que a camada seguinte se una de forma mais eficaz. O processo é repetido até preencher na totalidade o molde, estando o provete pronto depois de ser rasado e alisado o topo superior. Depois de 24 horas, é retirado o provete do molde, com o auxílio de uma prensa hidráulica, estando então pronto a ser pesado e acondicionado até à data do ensaio (Figura 15).



Figura 14 - Camada a ser escarificada.



Figura 15 - Provete a ser desmoldado numa prensa hidráulica.

No dia do ensaio, o provete é pesado e são retiradas, com o uso de um paquímetro, três diâmetros em cada base e três alturas (Figura 16). Mais tarde, a média aritmética do diâmetro e da altura, será o valor a usar para calcular a tensão de rotura desse provete.

Para a preparação dos provetes usados nos ensaios de determinação do módulo de elasticidade, a mistura é produzida da mesma forma que para os provetes de compressão simples e de tração indireta, com a diferença de ser feita a amassadura numa misturadora, como ilustra a Figura 17, por ser uma quantidade grande de material que vai ser usado para a produção de uma lajeta prismática.



Figura 16 - Pesagem e medição de um provete de solo/cinzas.



Figura 17 - Mistura da amassadura de uma laje.

É importante referir que as quantidades a usar foram determinadas com base na baridade dos provetes cilíndricos, por uma razão de coerência.

Depois de a mistura estar produzida é colocada num molde retangular e é compactada com ajuda de um cilindro de rasto liso conforme se apresenta na Figura 18.



Figura 18 - Enchimento do molde e compactação da mistura com cilindro de rasto liso.

Depois de compactada, a laje é desmoldada apenas 48 horas depois da sua compactação, para evitar danificá-la durante o manuseamento, sendo que neste intervalo de tempo convém que esteja protegida do calor e vá sendo hidratada.

O ensaio para o Módulo de Elasticidade é realizado com provetes prismáticos (Figura 19) com dimensões normalizadas cortadas das lajetas acima referidas.



Figura 19 - Vigas cortadas de uma lajeta (Agregado/Cinzas).

Apenas numa data próxima do dia do ensaio, é que as vigas são serradas com as dimensões: $5,1 \times 6,3 \times 38 \text{ cm}^3$, e colocadas numa câmara climática até serem ensaiadas aos 28, 56 e 150 dias. Foram ensaiadas três vigas de cada mistura, sendo em cada uma delas um ensaio de flexão em quatro pontos, com uma configuração de carga repetida sinusoidal.

3.3.2. Avaliação da Resistência à Compressão Simples

Os ensaios de compressão simples realizados seguiram a Norma EN 13286-41 (CEN, 2004) relativa a misturas feitas com ligantes hidráulicos. Este processo decorreu no Laboratório de Estruturas da Universidade do Minho, com recurso a um aparelho servo-hidráulico de 200 kN de capacidade de carga, apresentado na Figura 20.



Figura 20 - Ensaio de Compressão Simples com rótula plástica.

Como referido anteriormente, o ensaio foi realizado em três provetes de cada mistura para cada uma das idades de ensaio (7, 28, 90 e 180 dias), sendo apresentado como resultado a média das três tensões obtidas. A passagem do valor da força de rotura do provete para tensão, tem em consideração a fórmula prevista na Norma (Equação 2).

$$R_c = \frac{F}{A_c} \quad (2)$$

Sendo:

R_c a tensão de compressão, em N/mm^2 ;

F a força máxima suportada pelo provete, em N;

A_c a área da secção do provete, em mm^2 ;

É necessário esclarecer que a área da secção do provete considerada para o cálculo da tensão de rotura, é obtida com a média dos três diâmetros medidos em cada uma das bases. Deste modo, a média das tensões de rotura dos três provetes ensaiados será o valor a considerar para essa mistura.

Os provetes são ensaiados na vertical, com uma rótula plástica no topo superior, que permite que a carga seja aplicada de forma uniforme em toda a superfície plana do provete. Conforme refere a norma, para tensões de compressão acima dos 5 N/mm^2 , a velocidade de ensaio deve ser $0,1 \text{ N/mm}^2$.

3.3.3. Avaliação da Resistência à Tração Indireta

Os ensaios de Tração Indireta foram realizados em conformidade com a Norma EN 13286-42 (CEN, 2004) relativa a misturas feitas com ligantes hidráulicos. Também conhecido por Ensaio Brasileiro, este consiste em aplicar uma carga de compressão na geratriz de um provete cilíndrico, que se coloca deitado com duas chapas metálicas nas zonas de contacto, de forma a promoverem uma melhor distribuição da carga em toda a face lateral do provete, como elucidada a Figura 21.



Figura 21 - Rotura de um provete agregado/cimento durante o ensaio à tração indireta.

O ensaio foi feito em três provetes de cada mistura para cada uma das idades de ensaio (7, 28, 90 e 180 dias), sendo apresentado como resultado a média das três tensões obtidas.

A passagem do valor da força de rotura do provete para tensão, tem em consideração a fórmula prevista na Norma (Equação 3).

$$R_{it} = \frac{2F}{\pi HD} \quad (3)$$

Sendo:

R_{it} a tensão de tração indireta, em MPa;

F a força máxima suportada pelo provete, em N;

H é a altura do provete, em mm;

D é o diâmetro da base do provete, em mm;

É importante explicar que a altura usada foi a média das três alturas medidas em cada provete, enquanto o diâmetro foi a média dos seis retirados, sendo três em cada topo.

Assim, a resistência de cada mistura de uma dada idade, não é mais do que a média das tensões dos três provetes ensaiados com esse propósito.

A Norma explicita também que a velocidade de ensaio não pode ser superior a 0,2 MPa/s, o que foi respeitado neste trabalho.

3.3.4. Avaliação do Módulo de Elasticidade

O desempenho estrutural dos pavimentos e o seu dimensionamento dependem das características mecânicas dos materiais constituintes. Uma das características mais importantes é o módulo de rigidez/elasticidade, dada a sua influência do estado de tensão a que os materiais são sujeitos aquando da aplicação das cargas dos veículos. Neste caso, o comportamento mecânico dos materiais em estudo foi caracterizado pelo ensaio de Módulo de Rigidez/Elasticidade normalmente utilizado para a caracterização de misturas betuminosas aplicadas na construção de pavimentos. O ensaio foi realizado conforme a Norma EN 12696-26 (CEN, 2004) e basicamente consiste em deformar a viga sob a aplicação de cargas sinusoidais repetidas em carga ou deformação controlada.

Foi usado um equipamento servo-hidráulico, apresentado na Figura 22, que segundo a norma EN 13108-20 (CEN, 2004) sugere o uso das seguintes frequências (por ordem

crecente): 0,1; 0,2; 0,5; 1; 2; 5; 8; 10 e novamente 0,1 Hz. Refere ainda que a temperatura da câmara de ensaio não deve exceder um limite de $\pm 0,5$ °C da temperatura especificada (20 °C) e que o provete se deve encontrar na câmara de ensaio à temperatura pretendida um mínimo de quatro horas antes da realização do ensaio.



Figura 22 - Equipamento servo-hidráulico utilizado no ensaio do módulo de elasticidade (Palha, 2007).

A razão para voltar a aplicar uma frequência de 0,1 Hz, é que esta serve de verificação de que o provete não foi danificado durante o ensaio, através da comparação dos valores obtidos na primeira e última frequência. Para concluir que houve dano, a diferença entre ambas as medições não pode ser superior a 3%. Para simular a aplicação das cargas dos veículos da forma mais realista possível, os ensaios são realizados por flexão dos provetes em quatro pontos, utilizando o dispositivo que se apresenta na Figura 23.

O comportamento dos materiais betuminosos usados em pavimentos rodoviários pode ser definido pelo Ângulo de Fase e pelo Módulo de Rigidez, estando estes parâmetros dependentes da temperatura e da frequência de aplicação das cargas cuja variação temporal se deve procurar reproduzir o melhor possível (Moreira e Rodrigues, 2004).

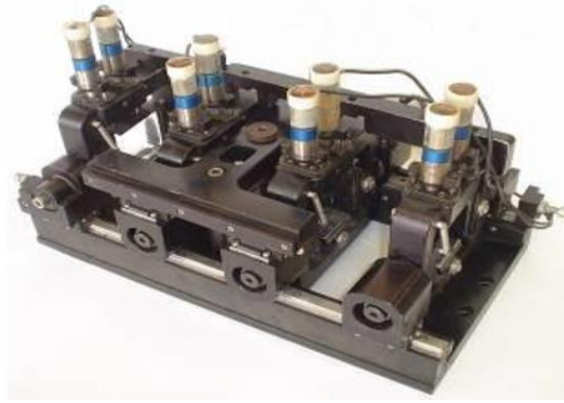


Figura 23 - Dispositivo de ensaio de fadiga em quatro pontos (4PB-PR) (Palha *et al.*, 2009).

Dos ensaios realizados no aparelho servo-hidráulico ilustrado anteriormente, obtêm-se os valores do Ângulo de Fase e do Módulo Complexo. No entanto, estes só se aplicam a materiais com comportamento viscoelásticos, nomeadamente materiais betuminosos como os que são correntemente ensaiados no Laboratório de Pavimentos Rodoviários da Universidade do Minho. Nestes materiais, a deformação sofrida quando estes são sujeitos a uma carga não é instantânea, o que origina que haja uma libertação de energia sob a forma de calor. A este desfasamento entre a carga e a deformação dá-se o nome de Ângulo de Fase e o seu valor é tanto maior quanto maior for o comportamento viscoso do material.

O Módulo Complexo pode ser caracterizado pelo Módulo Elástico e pelo Módulo Viscoso, sendo o resultado da sua soma vetorial de ambos.

Estas duas variáveis são relacionáveis, pois a tangente do Ângulo de Fase é a razão entre o Módulo Viscoso e o Módulo Elástico que compõem o Módulo Complexo.

4 ANÁLISE DE RESULTADOS

4.1. Introdução

Este capítulo é dedicado à apresentação e análise dos resultados obtidos nos ensaios de compressão simples, tração indireta e módulo de elasticidade das misturas em estudo que incluem várias composições geopoliméricas testadas a diferentes idades.

Para avaliar a utilização de cinzas volantes ativadas alcalinamente na melhoria da capacidade de suporte de pavimentos rodoviários, faz sentido comparar para cada um dos materiais granulares estudados, as melhorias que esta nova técnica traz comparativamente ao método mais comum, ou seja, a estabilização com cimento. Assim, será dado mais relevo à comparação Solo/Cimento com Solo/Cinzas e de Agregado/Cimento com Agregado/Cinzas, para todos os ensaios efetuados.

4.1.1. Resistência à Compressão Simples

As misturas inicialmente em comparação são as de agregado/cinzas (mistura C) e as de agregado/cimento (mistura D), cujos valores das tensões registadas serão expostos mais abaixo.

Na legenda das figuras estão representadas as misturas em estudo, com os valores das percentagens de cinzas ou cimento que constituem a fase sólida do ligante utilizado na mistura em questão.

A título de exemplo, veja-se a mistura C1. É uma mistura de agregado/cinzas que tem 3% da massa da fase sólida do provete de cinzas. Estas percentagens derivam de outros estudos, realizados por Soares (2013). Tendo em conta a baridade do agregado e a percentagem de fase líquida estimada pelo ensaio de Proctor obtém-se a massa da fase sólida a usar.

Este processo é idêntico para todas as misturas, variando apenas as percentagens tanto para as cinzas como para o cimento que conseqüentemente faz variar a razão ativador/cinza ou água/cimento.

A percentagem de água a usar na produção dos provetes com cimento foi de 4%, enquanto nas misturas com cinzas, a percentagem de ativador foi de 6%. Esta alteração está relacionada com o facto de o ativador ser um material que apresenta maior densidade, pois este é o resultado da dissolução de cristais de sódio e silício em água.

Seguidamente apresentam-se os resultados das resistências dos ensaios de compressão simples para todas as idades dos provetes de agregado/cinza, em forma de gráfico. Assim, na Figura 24 observa-se que de uma forma geral, o comportamento das quatro misturas é semelhante, havendo em todas, de forma mais ou menos acentuada, um aumento de resistência à compressão simples ao longo do tempo.

Claramente a mistura C3 é aquela que tem maior variação de resistência para o mesmo intervalo de tempo, uma vez que aos 7 dias de cura era a que suportava menores esforços, mas no entanto, aos 180 dias era de forma evidente a mistura mais promissora, apresentando o maior valor de resistência à compressão simples. No entanto, quando se avalia o R^2 das quatro misturas, a mistura C3 é a que tem menor valor, o que demonstra que a evolução dos valores de resistência com do tempo não é tão uniforme.

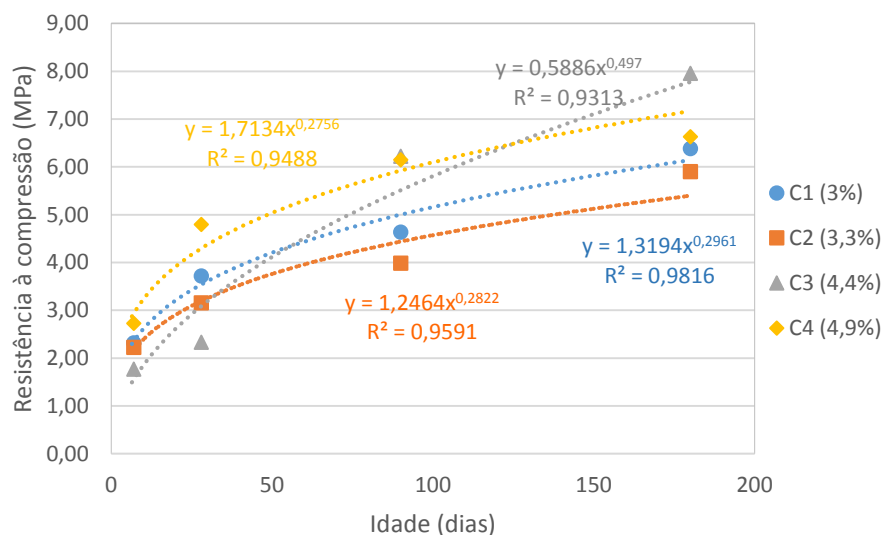


Figura 24 - Evolução da resistência à compressão simples das misturas de agregado/cinzas com a idade de cura.

Nas restantes misturas, a que em grande parte do período de estudo teve maiores resistências, foi a mistura C4. Porém, aos 180 dias, a diferença de resistência comparativamente com as misturas C1 e C2 reduziu, se for tido em conta os seus comportamentos para as restantes idades.

De facto apenas a mistura C3 tem um comportamento mais distinto das outras três misturas, que apresentam valores de R^2 muito próximos, que variam entre 0,94 e 0,98 aproximadamente.

Parece claro que as misturas C1 e C2 são as que verificam um comportamento mais próximo entre si, como era de prever, por se tratarem de misturas com percentagens de cinza muito próximas, 3 e 3,3%, respetivamente.

Em contraponto, verifica-se que as restantes misturas, C3 e C4, tendo percentagens de cinzas igualmente próximas entre si, não possuem um comportamento tão semelhante como se esperava. Era previsível que ambas conseguissem suportar maiores cargas, por serem as que têm maior percentagem de cinzas na sua composição, no entanto é a mistura C3 que consegue obter maior capacidade resistente. Uma justificação possível será a relação ativador/cinza, que é superior na mistura C3. É possível que a quantidade de ativador presente na mistura C4 não seja suficiente para tirar proveito do excesso de cinza que esta tem relativamente à mistura C3.

Tendo em conta que todas as misturas apresentam um coeficiente de determinação (R^2) relativamente elevado (próximo de 1), avaliou-se o comportamento das misturas a longo prazo. Nesse sentido, a mistura C3 é a que apresenta maior resistência aos 180 dias de cura, cerca de 20% superior à capacidade de carga da mistura imediatamente seguinte, a C4.

Comparando os ganhos de resistência à compressão verificados aos 7 dias e aos 180 dias, todas as misturas verificaram ganhos que variam entre os 243% e os 275%, sendo que a mistura C3 tem ganho de resistência a rondar os 450%.

Quanto aos resultados obtidos para as misturas de agregado/cimento (apresentados na Figura 25), estas têm um comportamento bastante semelhante, tendo ambas um R^2 muito próximo de 1. A diferença entre ambas as misturas é a percentagem de cimento presente na fase sólida. A mistura D5 apresenta 2,5% de cimento, enquanto a mistura D6 tem 5%

de cimento, logo parece evidente que a mistura D6 obtenha para todas as idades um comportamento mais robusto. Nesta situação não se previam grandes mudanças de comportamento pela simples razão de que o comportamento do cimento é bem conhecido ao longo do tempo, o que não sucede com as cinzas. No entanto, tendo em conta que o cimento ganha grande parte da sua resistência até aos 28 dias, tendo um ganho de resistência mais lento daí em diante, é de realçar que em ambas as misturas se notou um interessante ganho de resistência até aos 180 dias.

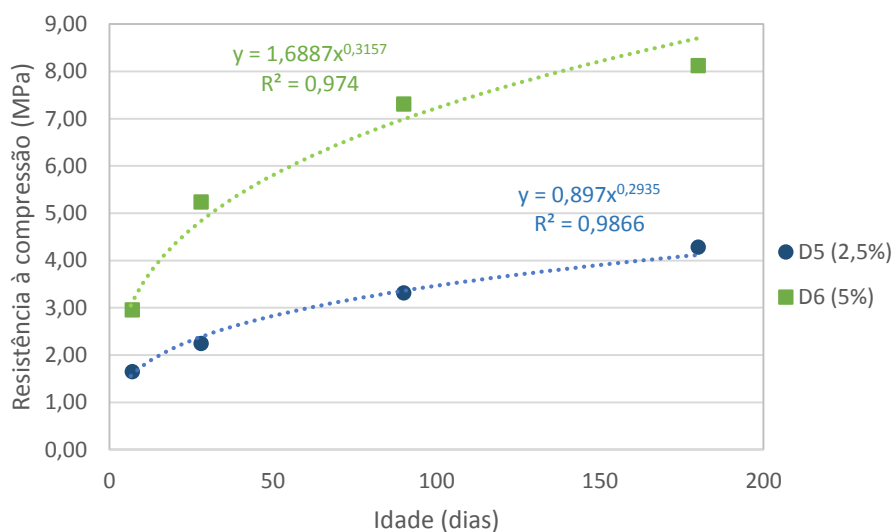


Figura 25 - Evolução da resistência à compressão simples das misturas de agregado/cimento com a idade de cura.

Quanto aos ganhos de resistência ao longo dos 180 dias, ambas as misturas têm valores a rondar os 265%, estando a mistura D6 em todas as idades com resistências correspondentes a sensivelmente o dobro da mistura D5. Este comportamento é normal, tendo em conta que as percentagens de cimento são também o dobro uma da outra.

Quanto às misturas solo/cinzas (A), conforme ilustrado na Figura 26 verifica-se que algures entre os 28 dias e os 90 ocorre uma ligeira diminuição da resistência, porém volta a aumentar até aos 180 dias. Estas variações refletem-se no R^2 que, não sendo especialmente alto nas restantes misturas, é bastante baixo para a mistura A2.

Apesar das oscilações, o ganho de resistência é bastante elevado para todas as misturas havendo ganhos desde os 317% da mistura A2 e os 567% da mistura A3, entre os 7 e os 180 dias.

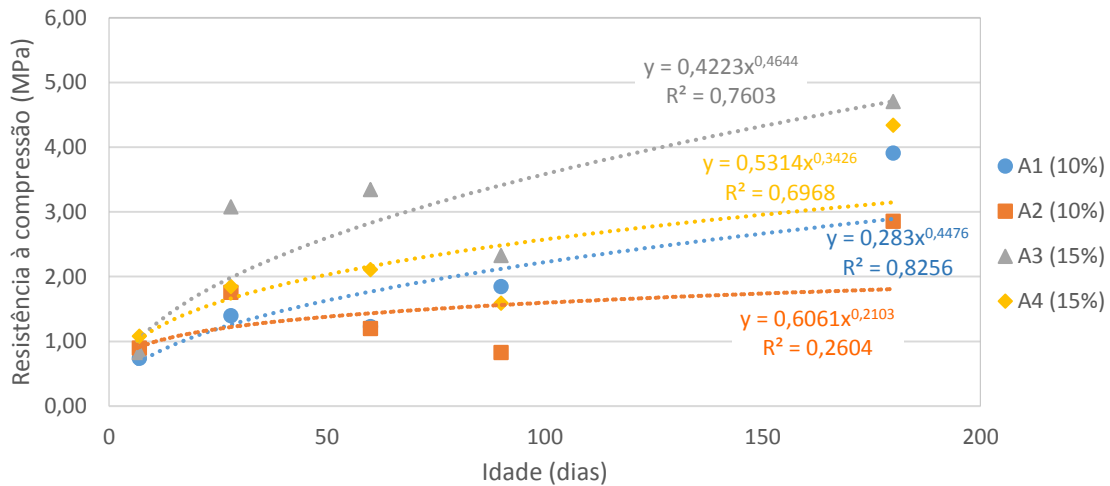


Figura 26 - Evolução da resistência à compressão simples das misturas de solo/cinzas com a idade de cura.

A mistura A3 é a que mantém um melhor comportamento em praticamente todas as idades. Por outro lado, a mistura A2 é a que tem um pior desempenho, eventualmente pelo facto de ter menor quantidade de ativador que a mistura A1, não fazendo reagir as cinzas da mesma forma. Pela mesma razão a mistura A3 consegue ser superior à mistura A4.

Novamente a mistura estabilizada com cimento tem um comportamento bastante previsível, com R^2 alto, conforme se verifica na Figura 27. Obviamente a mistura B6 tem melhores resultados que a mistura B5 por ter melhor relação água/cimento.

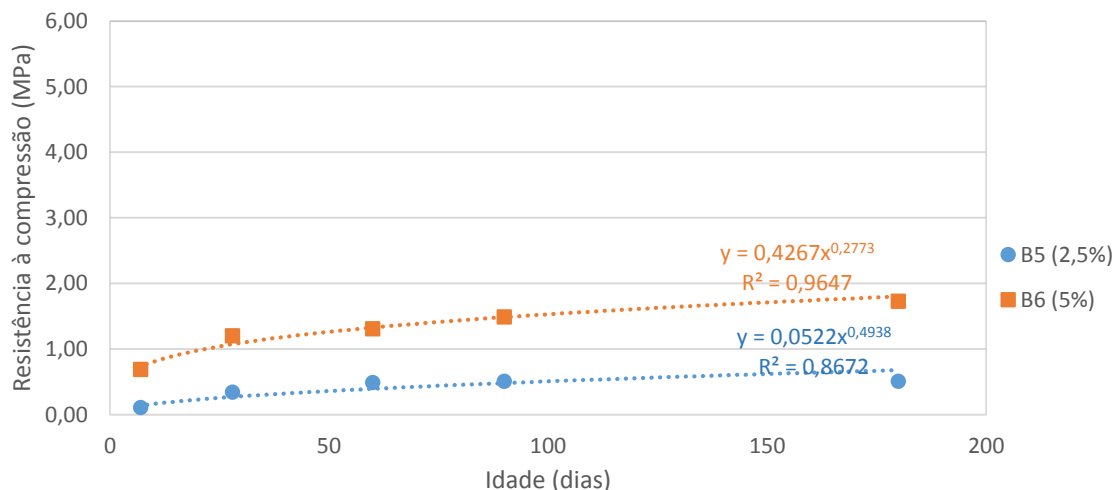


Figura 27 - Evolução da resistência à compressão simples das misturas de solo/cimento com a idade de cura.

O aumento da resistência é contínuo ao longo dos 180 dias, sendo observados até essa data aumentos de 463% para a mistura B5 e 250% para a mistura B6 em relação à resistência aos 7 dias. No entanto é a última que tem melhor performance, pois a resistência aos 7 dias da mistura B6 é superior à resistência da mistura B5 aos 180 dias.

Como resumo deste subcapítulo, apresenta-se a Tabela 4 abaixo, que faz referência às misturas mais eficazes em cada idade para cada tipo de material.

Tabela 4 - Resumo das melhores misturas para cada idade e respectivas resistências à compressão simples.

Idade de cura (dias)	Material	Mistura selecionada	Resistência (MPa)
28	Agregado	Cimento (D6 – 5%)	5,2
		Cinzas (C4 – 4,9%)	4,8
180		Cimento (D6 – 5%)	8,12
		Cinzas (C3 – 4,4%)	7,96
28	Solo	Cinzas (A3 – 15%)	3,08
		Cimento (B6 – 5%)	1,2
180		Cinzas (A3 – 15%)	4,71
		Cimento (B6 – 5%)	1,73

4.1.2. Resistência à Tração Indireta

Neste subcapítulo apresentam-se os resultados das resistências obtidas para todas as idades dos provetes de agregado/cinza como exposto na Figura 28, relativas ao ensaio de tração indireta.

Como era de esperar, o comportamento destas misturas à tração indireta foi bastante inferior ao verificado para a compressão simples, pois as camadas onde estes materiais são normalmente aplicados têm que garantir em serviço uma boa resistência à compressão.

Para além de serem baixos, estes resultados apresentam alguma variabilidade, como se comprova pelos valores de R^2 obtidos. Quando idealmente devem estar próximos de 1,

verifica-se que para a mistura C2 que o R^2 é praticamente zero, resultado de um inexistente aumento de resistência com o tempo. Mesmo para as outras misturas, os valores obtidos variam entre 0,44 e 0,68, não sendo satisfatórios, e mostram que há valores muito dispersos ao longo do tempo.

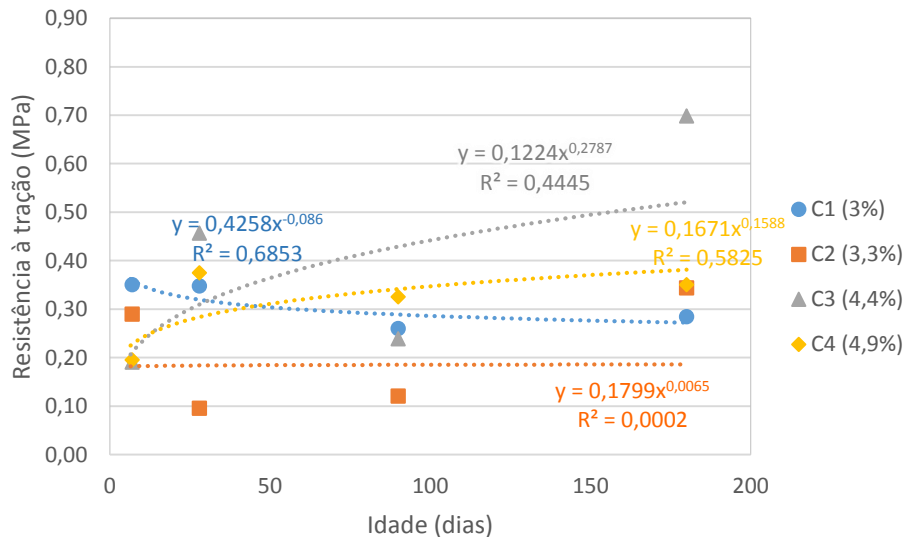


Figura 28 - Evolução da resistência à tração indireta das misturas agregado/cinzas com a idade de cura

Em todas as misturas ao longo dos 180 dias verificaram-se quebras de resistência, o que não era expectável, podendo a justificação estar relacionada com o processo químico de reação das cinzas com o ativador. Aqui poderá estar um motivo para no futuro se desenvolverem mais estudos no sentido de entender de forma mais aprofundada o comportamento das cinzas ativadas alcalinamente.

Na mistura C1, por exemplo, a tensão aos 180 dias é inferior à registada aos 7 e aos 28 dias. De uma forma geral, a mistura C3 foi a que teve melhor comportamento, uma vez que tem claramente resultados superiores às restantes misturas. No entanto, o valor da resistência aos 90 dias acaba por influenciar de forma muito negativa o seu desempenho, e força a que o R^2 seja demasiado baixo.

Tirando a mistura C1, que perdeu resistência em praticamente todas as idades, as outras misturas tiveram ganhos na ordem dos 120% (C2), 365% (C3) e 180% (C4), comparando entre os 7 e os 180 dias.

Na generalidade das misturas de cinzas, nota-se um decréscimo de resistência aos 90 dias, o que leva a crer que se possa tratar de algum processo de natureza química ainda não identificado.

Idealmente o comportamento das misturas devia ser idêntico ao das misturas C3 e C4, no entanto, a menor percentagem de cinzas pode ser o motivo pelo qual as misturas C1 e C2 não obtiveram ganhos de resistência claros.

Quanto às misturas de cimento, D5 e D6, os resultados já estão de acordo com o previsto como exemplifica a Figura 29. Verifica-se um ganho contínuo com a idade de cura, bem representado no R^2 de ambas, apesar da mistura com maior percentagem de cimento (D6), apresentar sempre resistências mais elevadas do que a mistura com menor percentagem de ligante (D5). Aliás, conseguiu mesmo aos 7 dias de cura, ter uma tensão muito próxima à da mistura D5 aos 180 dias, o que prova que um pequeno incremento de percentagem de cimento faz subir bastante a resistência da mistura.

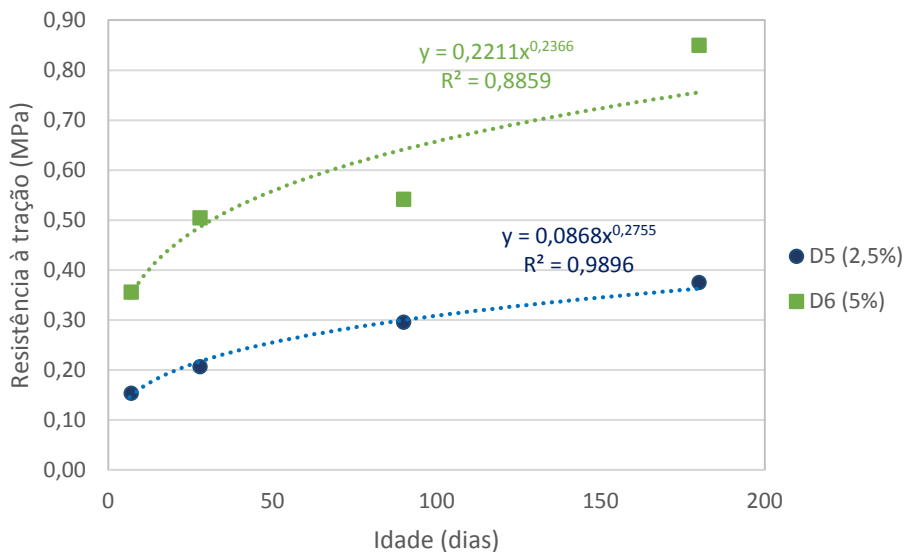


Figura 29 - Evolução da resistência à tração indireta das misturas agregado/cimento com a idade de cura

Os ganhos de resistência de ambas as misturas entre os 7 e os 180 dias rondam os 240%, o que é significativo, tendo em conta que as misturas com cimento *Portland* geralmente ganham a quase totalidade da sua resistência até aos 28 dias.

As misturas analisadas de seguida são as de solo/cinzas (A) e as de solo/cimento (B), cujos valores das resistências registadas serão expostos de seguida.

Como se pode ver na Figura 30, todas as misturas de solo/cinzas tiveram um bom desempenho na tração indireta, pois obtiveram ganhos de resistência consideráveis no período em estudo. À exceção da mistura A1, todas as outras sofreram uma redução de resistência entre os 28 e os 90 dias, conforme já tinha sido apresentado anteriormente. No entanto, até aos 180 dias verificam-se ganhos de resistência notáveis em todas as misturas, isto é, considerando apenas o período 90-180 dias, os ganhos foram cerca de 340%, 500%, 573% e 812% para as misturas de A1 a A4. Tendo por referência o período decorrido desde os 7 dias, os valores são ainda mais impressionantes, com um aumento de resistência de 812%, 318%, 1.090% e 406%.

Estes números revelam que as misturas com cinzas volantes ativadas alcalinamente permitem ganhos de resistência enormes a longo prazo, o que pode ser uma mais-valia para os pavimentos que se degradam naturalmente ao longo do tempo.

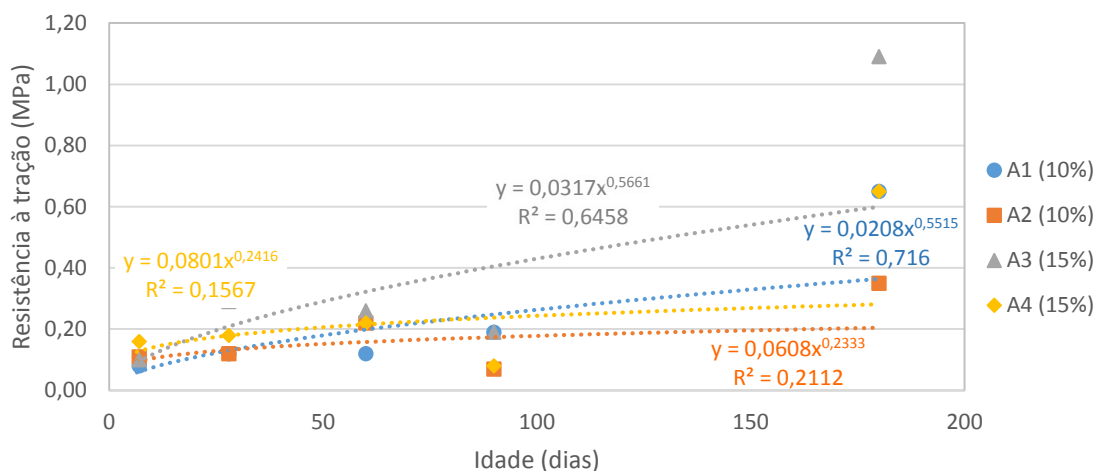


Figura 30 - Evolução da resistência à tração indireta das misturas solo/cinzas com a idade de cura.

Em todas as misturas observam-se ganhos de resistência pequenos nas primeiras idades de cura, porém, os baixos valores apresentados aos 90 dias de idade, em contraponto com as resistências aos 180 dias levam a que o R^2 das misturas seja globalmente baixo. Apesar disso, verifica-se que a mistura A3 apresenta uma resistência à tração indireta aos 180 dias de cerca de 1,1 MPa, o que é um valor muito aceitável para uma camada de solo

estabilizado (superior até ao valor obtido para a mistura de agregado/cimento a essa idade de cura).

Relativamente às misturas de solo/cimento, os seus valores estão representados na Figura 31, e verifica-se que as tendências são semelhantes aquelas que se observou nos resultados das misturas de agregado/cimento. A mistura B5 por ter metade do cimento da B6 oferece naturalmente menor capacidade resistente ao longo das idades de ensaio, representando ganhos entre os 7 e os 180 dias de 350% e 416%, respetivamente.

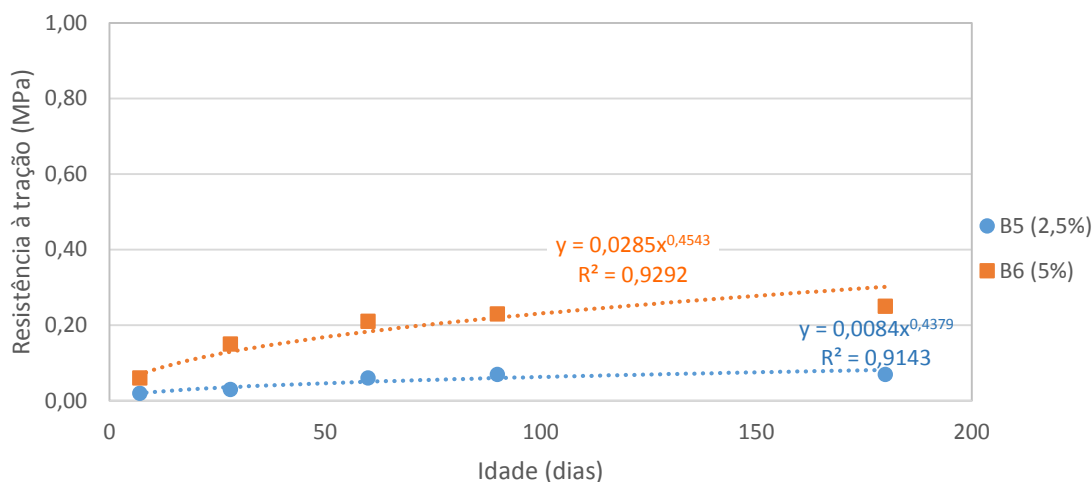


Figura 31 - Evolução da resistência à tração indireta das misturas solo/cimento com a idade de cura.

O R^2 de ambas as misturas é muito semelhante e próximo de 1, o que demonstra que o comportamento das misturas de cimento é mais previsível do que o das cinzas.

Tal como se fez para a resistência à compressão, apresenta-se de seguida a Tabela 5, com as misturas que obtiveram melhores valores de resistência à tração indireta. Nesta tabela apresentam-se também os valores mínimos de referência para materiais estabilizados com cimento, de acordo com o Manual de Conceção de Pavimentos Rodoviários (JAE, 1995).

À exceção da resistência à tração das misturas com cinzas aos 28 dias, todos os restantes resultados apresentados na Tabela 5 corroboram os resultados apresentados na Tabela 4 (para a resistência à compressão). Assim, as misturas que obtiveram melhor comportamento em termos gerais (considerando as idades de 28 e 180 dias) foram a mistura D6 (agregado com 5% de cimento), C3 (agregado com 4,4% de cinzas), B6 (solo com 5% de cimento) e A3 (solo com 15% de cinzas).

Tabela 5 - Resumo das melhores misturas para cada idade e respectivas resistências à tração indireta.

Idade de cura (dias)	Material	Mistura selecionada	Resistência (MPa)	MACOPAV (MPa)
28	Agregado	Cimento (D6 – 5%)	0,51	1
		Cinzas (C3 – 4,4%)	0,46	
180		Cimento (D6 – 5%)	0,85	N.D.
		Cinzas (C3 – 4,4%)	0,70	
28	Solo	Cinzas (A3 – 15%)	0,29	0,3
		Cimento (B6 – 5%)	0,15	
180		Cinzas (A3 – 15%)	1,09	N.D.
		Cimento (B6 – 5%)	0,25	

4.1.3. Módulo de Elasticidade

A principal propriedade dos materiais utilizados em pavimentos rodoviários que condiciona o seu dimensionamento é o módulo de elasticidade/rigidez. Assim, para compreender o comportamento das misturas estudadas ao longo do tempo foram realizados ensaios de módulo complexo e ângulo de fase para três idades de cura (28, 56 e 150 dias).

Nas páginas seguintes são apresentados os resultados desses ensaios, para comparação das misturas agregado/cinzas e agregado/cimento, bem como as misturas solo/cinzas e solo/cimento. Os resultados para cada uma das idades referentes às misturas são a média dos resultados obtidos para três vigas ensaiadas.

De forma a analisar o tipo de comportamento apresentado pelas misturas em estudo analisou-se a evolução do módulo complexo e do ângulo de fase com a frequência de aplicação de cargas. Nas Figuras 32 e 33 estão representados a título de exemplo, os valores de módulo complexo e de ângulo de fase da mistura de solo/cinzas, que representam bem o que sucedeu nas outras misturas.

No que diz respeito à evolução do módulo complexo com a frequência é possível verificar na Figura 32 que esta é praticamente inexistente. Assim, pode dizer-se que o material apresenta um comportamento elástico (a parte viscosa do módulo complexo, responsável

pela variação das características dos materiais com a frequência de aplicação de cargas, é praticamente inexistente).

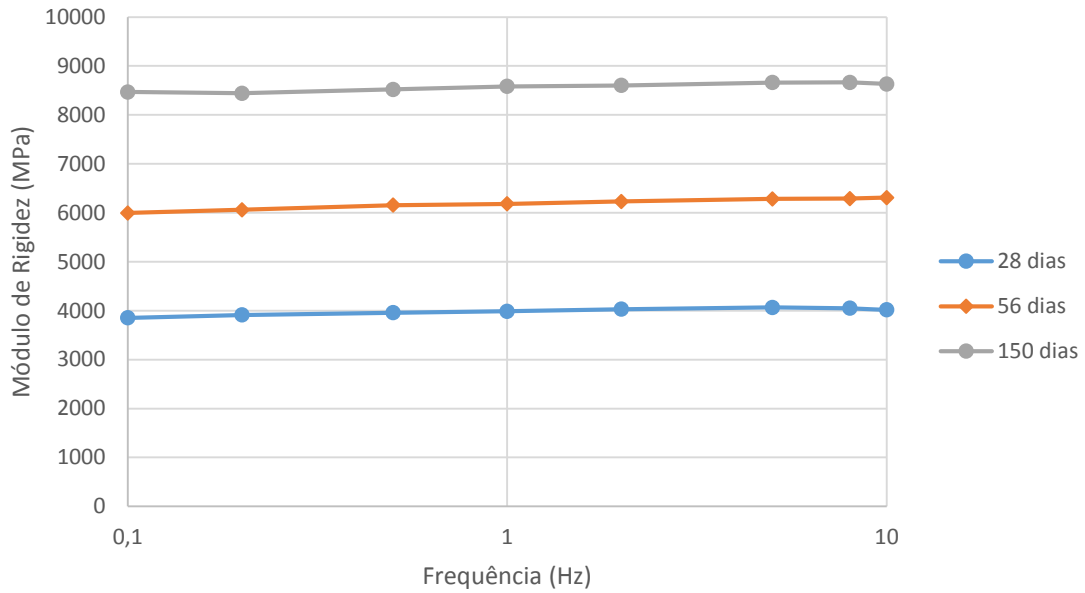


Figura 32 - Variação do módulo complexo com a frequência de aplicação das cargas para da mistura de solo/cinzas.

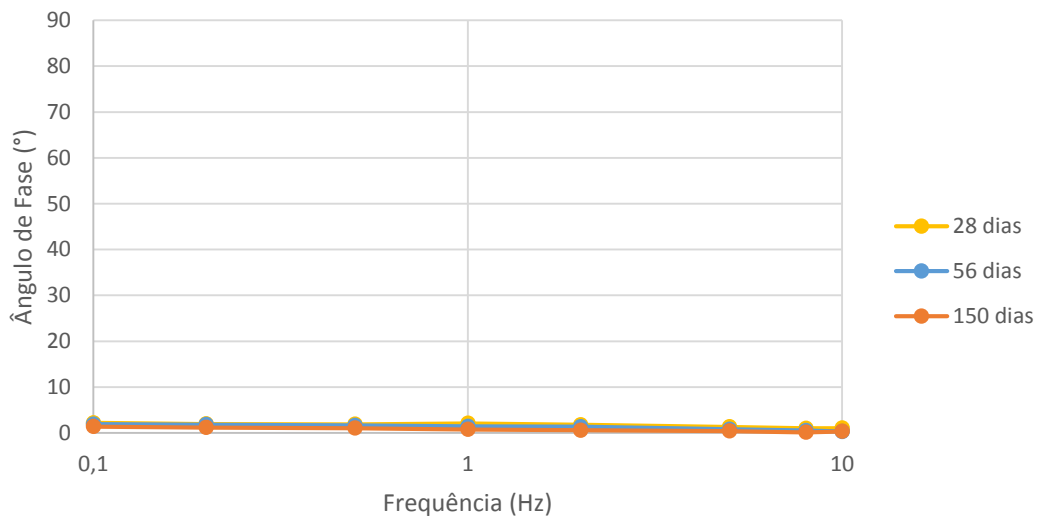


Figura 33 - Variação do ângulo de fase com a frequência de aplicação das cargas para a mistura de solo/cinzas.

No que diz respeito aos valores do ângulo de fase, observou-se em todas as misturas valores muito baixos, praticamente nulos. Estes valores confirmam o comportamento verificado em relação ao módulo complexo e pode dizer-se que eram os expectáveis por se tratar de materiais estabilizados com ligantes hidráulicos, cujo comportamento é normalmente considerado elástico, sendo então considerado nulo o módulo viscoso. Esta simplificação levou a que daqui em diante, se utilize a denominação de módulo de elasticidade e não módulo de rigidez (ou módulo complexo), normalmente utilizada para caracterizar as misturas betuminosas utilizadas na pavimentação rodoviária.

No entanto, a mistura de agregado/cinzas (Figura 34) obteve valores ligeiramente diferentes dos esperados. Isso inclui ter valores de ângulo de fase próximos dos 10° e valores aos 56 dias superiores aos obtidos aos 28 dias.

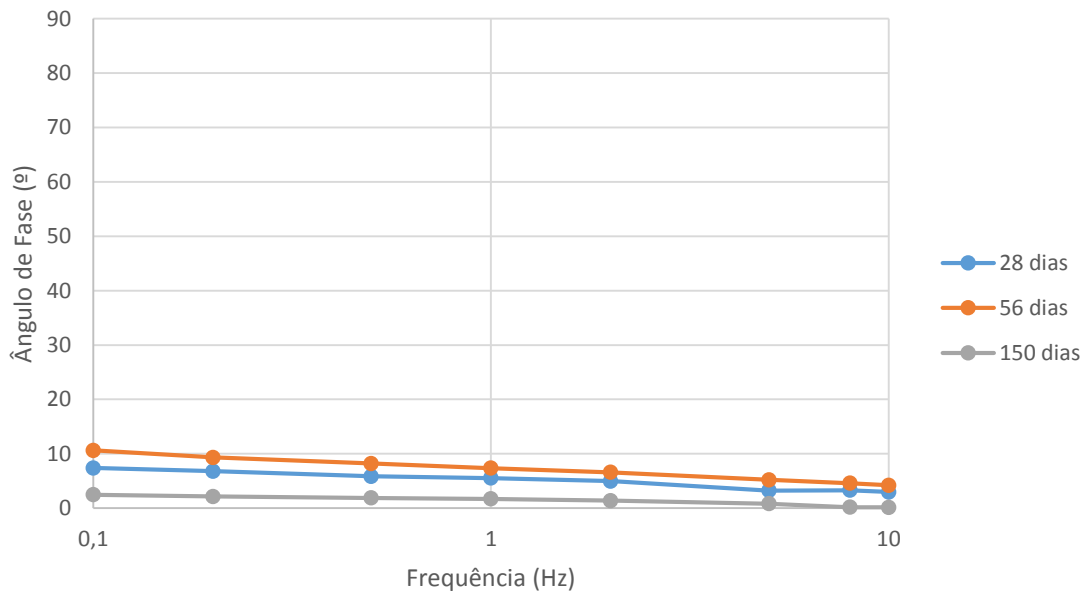


Figura 34 - Variação do ângulo de fase com a frequência de aplicação das cargas para a mistura agregado/cinzas.

A causa dos resultados inesperados apresentados na Figura 34 pode estar relacionada com a dificuldade em garantir que todas as amostras utilizadas para produzir os diferentes provetes são totalmente homogêneas. Uma granulometria ligeiramente diferente poderá ter originado uma alteração do valor ótimo de teor em água, o qual poderá ter resultado numa alteração do processo de ativação alcalina. Assim, as reações químicas entre o ativador e o ligante poderão ter ocorrido de uma forma mais demorada, uma vez que ao

fim de 180 dias o comportamento desta mistura já é próximo das restantes (com valores de ângulo de fase próximos de zero). Esta mudança de comportamento pode também estar relacionada com a formação da rede cristalina que se verifica algures entre os 60 e 90 dias de idade, como se viu nos provetes cilíndricos analisados nos subcapítulos anteriores.

No que se refere à análise da evolução do módulo de elasticidade com a idade de cura, importa informar que por impossibilidade de obtenção dos dados em tempo útil, os resultados apresentados não incluem os valores referentes aos 150 dias de cura da mistura de solo/cimento.

Uma vez que o módulo de elasticidade não varia substancialmente consoante as frequências, optou-se por analisar esses resultados considerando o valor médio obtido para as várias frequências ensaiadas. Para além disso, cada resultado apresentado corresponde à média dos valores obtidos para um conjunto de três provetes do mesmo material. Na Figura 35 apresenta-se a evolução do módulo de elasticidade de todas as misturas ao longo do tempo de cura.

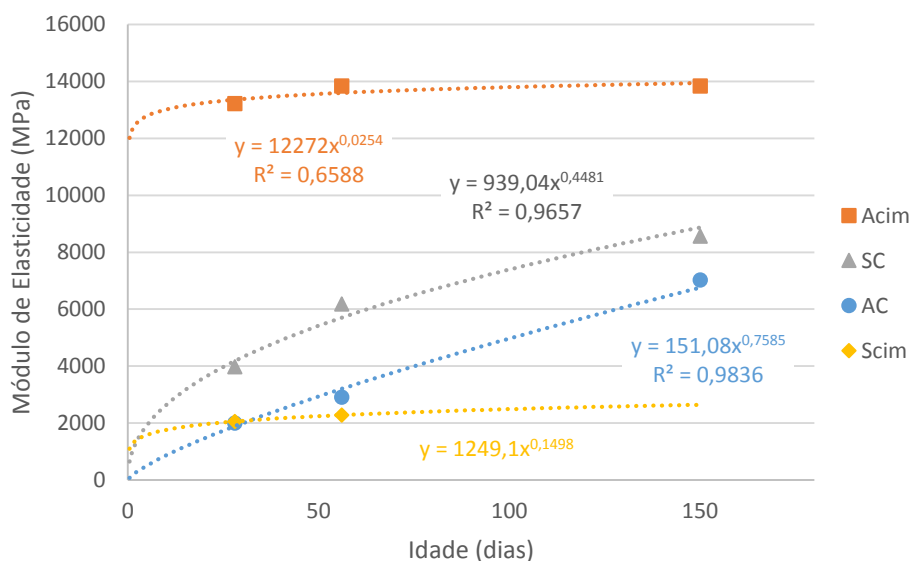


Figura 35 - Variação do Módulo de Elasticidade ao longo do tempo.

Começando por analisar os resultados referentes aos 28 dias de cura, é bem visível a diferença de módulo de elasticidade da mistura de agregado/cimento comparativamente às restantes. Enquanto as restantes misturas tiveram valores de módulo de elasticidade entre os 2000 MPa e os 4000 MPa, a de agregado/cimento ultrapassa os 13000 MPa. Para

esta idade, claramente o agregado obtém melhores resultados quando estabilizado com cimento, porém para o Solo verificaram-se valores mais promissores quando a estabilização é feita com cinzas.

Fazendo uma análise ao longo do tempo verifica-se que, ao fim de 28 dias, as misturas com cimento já tinham atingido um valor de módulo de elasticidade próximo do seu valor final, enquanto as misturas com cinzas demonstram uma evolução mais lenta não tendo sido possível aferir se ao fim de 180 dias o valor de módulo de elasticidade dessas misturas já teria estabilizado. Apesar disso, de uma forma global parece evidente que o ligante mais eficiente para o agregado é o cimento e para o solo os mais promissores são sem dúvida as cinzas volantes ativadas alcalinamente.

Quando comparados os resultados obtidos no presente estudo com os valores de referência do MACOPAV (JAE, 1995), que indica módulos de elasticidade de 2000 e 15000 MPa, respectivamente, para solo-cimento e agregado de granulometria extensa tratado com cimento, pode concluir-se que as misturas estudadas neste trabalho com 5% de cimento atingem valores dessa ordem de grandeza ao fim de 28 dias. Já as misturas com cinzas, têm um comportamento distinto; no caso da mistura de solo/cinzas, os valores de referência são claramente ultrapassados, enquanto os valores obtidos para a mistura de agregado/cinzas ficam aquém do valor de referência (mesmo ao fim de 180, apesar de o ganho de resistência ser mais duradouro no tempo e ainda não existir evidência de que se tenha atingido o valor final).

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS E TRABALHOS FUTUROS

5.1. Conclusões

O objetivo principal deste trabalho era averiguar se o desempenho de camadas de pavimentos estabilizados com cinzas volantes ativadas alcalinamente era uma alternativa viável às técnicas tradicionalmente utilizadas. De facto, ficou claro após vários ensaios, que o uso de cinzas na estabilização de solos é um processo exequível no que se refere às propriedades mecânicas avaliadas.

Para fazer a comparação entre estabilização com cimento ou com cinzas, foram realizados ensaios à tração indireta, à compressão simples e módulo de elasticidade.

Para as camadas em estudo, o Manual de Concepção de Pavimentos Rodoviários (MACOPAV) (JAE, 1995), apenas considera os valores mínimos exigidos aos 28 dias para a tração indireta. Este manual foi usado por servir de referência no dimensionamento de pavimentos em Portugal.

Assim, tendo em conta os parâmetros mínimos sugeridos pelo Manual no Quadro 5.5, referente à tipologia de misturas com ligantes hidráulicos, concluiu-se que os valores da resistência à tração indireta (também designada de compressão diametral) das misturas de agregado, independentemente da percentagem de ligante, ficaram aquém dos valores de referência. O Manual exige uma resistência à compressão diametral superior a 1 MPa aos 28 dias de idade para as misturas de agregado com cimento, tendo as misturas estudadas obtido valores bem abaixo dos exigidos. Nas misturas de agregado com cinzas, este comportamento repete-se.

Verificou-se ainda que nenhuma das misturas cumpre os requisitos mínimos relativos à resistência à tração indireta, mesmo ao fim de 180 dias. Para cumprir esse requisito seria necessário avaliar a utilização de uma dosagem superior dos ligantes para tentar obter resultados que cumpram os exigidos.

No caso da utilização de cinzas na estabilização de agregado, pode concluir-se que a mistura com o melhor comportamento não é aquela que foi produzida com a maior percentagem de ligante, o que poderá indicar que não seria vantajoso aumentar a dosagem de ligante. Em comparação com a mistura de cimento, os valores de resistência da melhor

mistura com cinzas ficam apenas ligeiramente abaixo dos anteriores, quer para a idade de 28 dias quer para os 180 dias de cura. Assim, poderá assumir-se que a utilização de cinzas como ligante neste tipo de camadas poderá ser viável, desde que não seja necessária um ganho de resistência imediato após a construção da camada.

O mesmo documento exige para as misturas de solo-cimento uma resistência à compressão diametral de 0,3 MPa aos 28 dias. Verificou-se também para as misturas de solo estabilizado que os valores obtidos não cumprem a referência do MACOPAV. Para as misturas com cinzas, apenas uma delas (A3 (15%)) cumpriu o exigido. Já as misturas com cimento ficam bastante mais aquém desses valores.

Ao fim dos 180 dias de cura, a comparação entre as misturas continua a apontar a melhor mistura com cinzas, a A3 (15%), e a B6 (5%) como a melhor mistura com cimento. Neste caso, a mistura de solo/cinzas superou até os valores das misturas de agregado/cinzas e agregado/cimento. A principal razão poderá ter a ver com a maior dosagem de ligante dessa mistura. No entanto, convém esclarecer que essa dosagem foi definida num estudo anterior feito por Soares (2013) em função da fase líquida necessária para compactar o material (de acordo com os resultados do ensaio de compactação). Já no caso das misturas com cimento, as dosagens basearam-se nos valores genericamente utilizados em misturas estabilizadas com cimento, como o caso das misturas recicladas *in situ* com cimento, nas quais se limita a percentagem de ligante a valores da ordem dos 2 a 5% para controlo do fendilhamento por retração, conforme sugerido por Matos (2008) e Moreira (2005). Apesar disso, para o caso do solo, este valor poderá ter-se mostrado demasiado baixo dada a menor granulometria desse material, que conseqüentemente tem uma superfície específica e a quantidade de ligante poderá não ter sido suficiente para uma adequada ligação entre as partículas de solo.

Relativamente aos resultados provenientes dos ensaios de compressão simples, sendo o MACOPAV (JAE, 1995) omissivo a esse respeito, a comparação foi feita entre cada tipo de material, dependendo do estabilizador.

Verificou-se que as misturas de agregado estabilizado com cimento obtiveram valores da mesma ordem de grandeza das misturas com cinzas em todas as idades. A mistura com cimento mais promissora aos 28 dias foi a D6 (5%), enquanto a melhor mistura com cinzas foi a C4 (4,9%). Já aos 180 dias, apesar de a mistura D6 (5%) se manter como a

mais forte das misturas de cimento, para as cinzas, foi a mistura C3 (4,4%) que se sobressaiu mais. Tanto para os 28, como para os 180 dias, a mistura com melhor desempenho foi a de cimento, D6 (5%).

Já para as misturas de solo, os valores foram menores em ambos os ligantes. Aqui, as misturas com cinzas obtiveram genericamente melhores resultados do que as misturas com cimento em todas as idades. Aos 28 dias, as misturas com melhores resultados foram a A3 (15%) e a B6 (5%), para as cinzas e para o cimento, respectivamente. O mesmo padrão verifica-se aos 180 dias. Comparando o desempenho dos ligantes para todas as idades, verifica-se que as cinzas obtiveram valores muito superiores ao cimento.

Quanto ao Módulo de Elasticidade, o MACOPAV (JAE, 1995) refere no Quadro 5.6 que para as misturas de agregado estabilizado com cimento os seus valores devem rondar os 15.000 MPa. Neste parâmetro, as misturas de cinzas obtiveram valores muito baixos para todas as idades, enquanto as de cimento obtiveram logo aos 28 dias valores muito próximos do exigido. Este comportamento das cinzas pode estar relacionado com a forma como se estabelecem as ligações entre os constituintes da mistura, que podem resultar num aumento de módulo mais demorado. Assim, poderá ser necessário otimizar a composição da mistura, alterando a razão ligante/ativador. O mesmo resultado foi retratado no estudo levado a cabo por Matos (2008), o que pode indicar a necessidade de rever o valor imposto pelo Manual por ser bastante elevado.

Para as misturas de solo, o mesmo Manual define como valor de referência os 2.000 MPa para o Módulo de Elasticidade. Os valores obtidos para ambos os ligantes são superiores aos mínimos exigidos, tendo a mistura estabilizada com cimento cumprido esse requisito de forma muito subtil. Já as cinzas permitiram ultrapassar esses valores por uma margem grande logo aos 28 dias. Conclui-se portanto, que as misturas com cinzas obtiveram valores do Módulo de Elasticidade muito superiores às misturas com cimento.

Em resumo, verificou-se que os valores de referência para a resistência à tração indireta não foram atingidos. Constatou-se que nenhuma das misturas de agregado foi capaz de adquirir valores próximos dos indicados pelo Manual, tal como a mistura de solo/cimento. Apenas a mistura de solo/cinzas foi capaz de dar uma resposta superior ao exigido.

Quanto à compressão simples, conclui-se que para todas as idades o cimento foi o ligante que permitiu ao agregado obter valores mais elevados. Por sua vez, no solo, é a

estabilização com cinzas que consegue alcançar valores mais satisfatórios em todas as idades.

Quanto ao módulo de elasticidade do agregado, apenas quando estabilizado com cimento é que os valores se conseguem aproximar da meta imposta pelo MACOPAV. No que respeita ao solo, embora ambos os ligantes cumpram o exigido, são as cinzas que permitem chegar a valores muito superiores ao exigido.

Por fim, destaca-se ainda o facto de para todos os ensaios feitos, as cinzas obtiveram valores mais satisfatórios que o cimento quando se trata da estabilização do solo. Isto poderá estar relacionado com uma melhor envolvência do solo com a pasta com propriedades colantes que se cria aquando da junção do ativador. O mesmo comportamento não se verifica no agregado, talvez por haver uma maior área de contacto a cobrir, ficando portanto prejudicada a ligação entre as partículas. Realça-se ainda que por se tratar de uma material bastante heterogéneo e difícil de homogeneizar, possam ter ocorrido dificuldades em tirar o máximo partido das propriedades cimentícias das cinzas no agregado.

5.2. Trabalhos futuros

Com base nas conclusões retiradas neste estudo, parece óbvio que estes estudos devem prosseguir, por se tratar de uma abordagem com potencial para melhorar o comportamento de pavimentos rodoviários, ao mesmo tempo que contribui para o ambiente, pela reutilização de um resíduo industrial. No entanto, existem ainda alguns aspetos que precisam de ser clarificados e que poderão dar origem a trabalhos futuros neste domínio, conforme se apresenta de seguida.

Uma vez que as propriedades mecânicas das misturas estabilizadas com cinzas verificam aumentos significativos a idades mais avançadas, ao contrário das estabilizadas com cimento (que estabilizam a idades mais curtas), seria interessante averiguar qual o comportamento das primeiras em idades ainda maiores, e alargar o estudo a outras propriedades, como a retração das misturas com este tipo de ligantes ou a sua resistência à fadiga.

Tendo como suporte os resultados obtidos, deve-se tentar otimizar as misturas, de forma a melhorar as características que este estudo revelou como mais débeis. Mais concretamente o comportamento à tração indireta.

Podendo estar a heterogeneidade do agregado na origem do pior desempenho das cinzas comparativamente ao cimento, seria importante averiguar se isto é de facto um entrave ao real comportamento das cinzas ativadas alcalinamente.

Para além disso, poderá ser interessante avaliar as propriedades das misturas em idades ainda mais jovens do que os 7 dias, para perceber como é que estes se comportariam sob a ação precoce de tráfego (nomeadamente o tráfego de obra), em situações em que existam prazos apertados para a execução da obra e não seja possível aguardar que estes materiais adquiram resistências ideais.

Sabendo que a utilização de cinzas volantes na estabilização de solos permite obter resultados satisfatórios, está então aberta a possibilidade de tentar otimizar este processo, e avaliar para condições mais adversas, a sua resistência ao longo do tempo. Seria então importante proceder a estudos mais abrangentes que incluam ensaios que simulem o desgaste do pavimento.

Uma abordagem interessante a fazer em trabalhos futuros, seria a utilização do *software* JPAV, para perceber quais as reais poupanças de betume nas camadas superiores dos pavimentos rodoviários. Com diferentes valores obtidos pela estabilização das camadas granulares com cinzas volantes ativadas alcalinamente seria útil verificar de que forma isso iria interferir nas camadas betuminosas.

Como visto inicialmente, não é apenas a vertente técnica de aplicação deste tipo de materiais em obras de pavimentação que interessa avaliar. A parte económica e ambiental têm um peso bastante superior. O estudo da primeira será mais fácil, embora o facto de o cimento ser produzido mundialmente a uma escala muito maior, possa fazer com que o seu preço seja menor que os encargos que as cinzas volantes acarretam. Do ponto de vista ecológico, a utilização das cinzas permite dar um fim a um resíduo que acabaria provavelmente num aterro e ao contrário do cimento, a sua produção não está associada à poluição ambiental. Além disso, em toda a bibliografia consultada sobre o tema, os autores concordam ao afirmar que a produção de cimento tem que abrandar urgentemente, sob pena de esgotar as matérias-primas e de não cumprir as restrições relativas às

emissões de gases com efeito de estufa. Assim, conclui-se que urge avançar na investigação acerca da aplicabilidade das cinzas volantes de forma mais contundente na indústria da construção.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Ambiente, M.d. (1997). *Decreto-Lei n.º 239/97*, 208, Diário da República, Diário da República - I Série A.

Antunes, L. (2008). *Reforço de Pavimentos Rodoviários com Geossintéticos*, Universidade de Brasília, Brasília.

ASTM (2014). *Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete*, C618, United States.

Bakharev, T. (2005). Geopolymeric materials prepared using Class F fly ash and elevated temperature curing, *Cement and Concrete Research*, Vol. 35 (6), pp. 1224-1232.

Barros, J.R., Lopes, M.d.G., Correia, A.G. (2006). Escórias de R.S.U. : caracterização mecânica para fins rodoviários.

Branco, F., Pereira, P., Santos, L.P. (2005). *Pavimentos Rodoviários*, Edições Almedina, Coimbra.

Branco, F., Pereira, P., Santos, L.P. (2008). *Pavimentos Rodoviários*.

Camões, A., Ferreira, R.M., Aguiar, J.B.d., Jalali, S. (2002). Durability of high-performance concrete with fly ash, *International Conference Challenges of Concrete Construction*, Dundee, Scotland.

CEN (2004). *Bituminous mixtures - Test methods for hot mix asphalt - Part 26: Stiffness*, Brussels.

Ciber (2013). *Camadas granulares*, ciber, http://www.ciber.com.br/media/vsug_pm2014/ciber/jobreportwr240/dsc03173.JPG.

Coelho, A.M.E. (1988). Impacte ambiental das cinzas volantes das centrais térmicas a carvão, *VI Jornadas do Ambiente*, Almada.

Costa, H.B.C.B.M.d. (2008). *Análise de Custos de Ciclo de Vida Relativa a Pavimentos Rodoviários Flexíveis* Instituto Superior Técnico de Lisboa, Lisboa.

Cristelo, N. (2001). *Estabilização de solos residuais graníticos através da adição de cal*, Universidade do Minho, Guimarães.

Cristelo, N., Glendinning, S., Pinto, A.T. (2011). Deep soft soil improvement by alkaline activation, *Ground Improvement*, Vol. 164.

Cristelo, N., Jalali, S. (2007). *Estabilização de solos com cal*, Universidade do Minho, Guimarães.

Cruz, M. (2004). *Novas tecnologias da aplicação de solo-cimento*, Universidade do Minho, Guimarães.

Cruz, M., Jalali, S. (2010). *Melhoramento do desempenho de misturas de solo-cimento com recurso a activadores de baixo custo*, Revista Luso-Brasileira de Geotecnia.

Cruz, M.d.L., Jalali, S. (2008). Melhoramento do desempenho de misturas de solo-cimento com recurso a activadores de baixo custo.

Del Monte, M., Sabbioni, C. (1987). Glassy Spherical Particles on Stone, *Commission of the European Communities, Dir General for Science Research and Development*, Vol. 1, n.º 4, pp. 4-7.

Duxson, P., A.Fernández-Jiménez, Provis, J.L., Lukey, G.C., Palomo, A., Deventer, J.S.J.v. (2007). Geopolymer technology: the current state of the art, *Journal of Materials Science*, Vol. 42 (9), pp. 2917-2933.

Estradas de Portugal, S.A. (2009). *Cadernos de Encargos Tipo Obra - Pavimentação - Métodos construtivos*.

Expresso (2004). *Cinzas da EDP valem 4,5 milhões*, Expresso.

Fernandes, J., Santos, J., Pinto, N. (2010). Contribuição para o estudo da combinação de cal com cimento no tratamento de solos, *12º Congresso Nacional de Geotecnia*, Guimarães, pp. 397-406.

Fernandez-Jimenez, A., Garcia-Lodeiro, I., Palomo, A. (2007). Durability of alkali-activated fly ash cementitious materials, *Journal of Materials Science*, Vol. 42, pp. 3055-3065.

Fernández-Jiménez, A., Palomo, A. (2004). Alkaline Activation of fly ashes. Manufacture of concretes not containing Portland cement, *International RILEM Conference on the Use of Recycled Materials in Building and Structures*, Barcelona, Espanha, pp. 863 - 870.

Ferreira, C., Correia, A., Jalali, S. (2010). *Estudo de aditivos no desempenho mecânico de formulações laboratoriais de uma argila orgânica.*, 12º Congresso Nacional de Geotecnia, p. 239-246, Guimarães.

Fresar (2004). *Caminhão Espalhador de Cimento*, <http://www.fresar.com.br/>.

Goretta, K., Gutierrez-Mora, F., Singh, D., Routbort, J., Lukey, G., Deventer, J. (2007). Erosion of geopolymers made from industrial waste, *Journal of Materials Science*, Vol. 42, pp. 3066-3072.

Hamzah, M. (1983). *Conventional Methods for Highway Soil Stabilization*, University of Strathclyde, Glasgow.

Hansen, L.D., Silberman, D., Fisher, G.L., Eatough, D.J. (1984). Chemical Speciation of Elements in Stack-Collected, Respirable-Size, Coal Fly Ash, *Environmental Science and Technology*, Vol. 18, n.º 3, pp. 181-186.

Impe, W.F.V. (1989). *Soil improvement techniques and their evolution*, Brookfield, VT : Balkema, Roterdão, Holanda.

Ingles, O., Metcalf, J.B. (1972). Soil stabilization, *Principles and practice*, Austrália.

INIR, I.d.I.-E.R.-. (2004). *Disposições Normativas. Directivas para a concepção de pavimentos. Critérios de dimensionamento*.

Interactive, P. (2013). *Spreading an unbound aggregate base layer*, Pavemente Interactive.

Isaia, G.C., Gastaldini, A.L.G., Moraes, R. (2003). Physical and pozzolanic action of mineral additions on the mechanical strength of high performance concrete, *Cement and Concrete Composites*, Vol. 25 (1), pp. 69-76.

JAE (1995). *Manual de Concepção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional*, Lisboa.

Jalali, S. (1991). *A study of factors affecting the mechanical behaviour of lime-fly ash mixtures*, Coventry, Reino Unido.

- Krivenko, P., Guziy, S. (2007). Fire resistant alkaline portland cements, *Alkali Activated Materials - Research, Production and Utilization 3rd Conference*, Praga, República Checa, pp. 333-347.
- Lopes, L.d.S.E. (2011). *Análise do Comportamento Mecânico e Ambiental de Misturas Solo-Cinzas de Carvão Mineral para Camadas de Base de Pavimentos*, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- Luzia, R.C., Santos, L.d.P., Gardete, D.C. (2008). Comportamento mecânico de materiais britados não ligados usados nos Pavimentos Rodoviários Portugueses: Definição de Modelos, *5º Congresso Luso-Moçambicano de Engenharia*, Moçambique.
- Malhotra, V.M. (1999). *Making concrete "greener" with fly ash*, Concrete International, American Concrete Institute, p. 61-66, Farmington Hills.
- Malhotra, V.M., Mehta, P.K. (2002). High Performance, High Volume Fly Ash Concrete: Materials, Mixture Proportioning, Properties, Construction Practice, and Case Histories, *CANMET*, Ottawa, Canada.
- Malhotra, V.M., Ramezani pour, A.A. (1994). *Fly ash in concrete - 2nd edition*, p. 307.
- Mark, P. (2014). *Cold Joints in asphalt pavements*, Perit Mark, peritmarkjohn.com.
- Matos, P. (2008). *Estudo da Influência da Variabilidade dos Materiais no Comportamento de Camadas Recicladas a Frio "in situ" com Cimento.*, Universidade do Minho, Guimarães.
- Moreira, J. (2005). *Contribuição para a Reutilização da Material Fresado em Camadas Estruturais de Pavimentos*, Universidade do Minho, Guimarães.
- Moreira, R.S., Rodrigues, J.D. (2004). *Caracterização dinâmica do Módulo Complexo de materiais viscoelásticos*, Métodos Computacionais em Engenharia, APMTAC, Lisboa.
- Nardi, J.V. (1975). *Estabilização de areia com cal e cinza volante; efeito do cimento como aditivo e de brita na mistura*, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- Nascimento, U. (1970). Princípios e âmbitos de aplicação da estabilização de solos, *Curso de Especialização 108: Estabilização de Solos*, Lisboa.
- Oliveira, R. (2004). Gestão integrada de resíduos : o impacto ambiental.
- Pais, J.C., Freitas, E.F., Silva, H.M.D., Oliveira, J. (2007). *A reabilitação da rede rodoviária no século XXI : a contribuição da inovação para uma visão global da reabilitação rodoviária*, Azurém, Guimarães, Portugal.
- Palha, C. (2007). *Equipamento servo-hidráulico para realizar ensaios de fadiga e módulo de rigidez*.
- Palha, C., Silva, H., Oliveira, J. (2009). *Comparação de diferentes métodos de ensaio normalizados para avaliação do Módulo de Rigidez e da Resistência à Fadiga das misturas betuminosas*, C-TAC - Comunicações a Conferências Nacionais, Guimarães.
- Palomo, A., Grutzeck, M.W., Blanco, M.T. (1999). Alkali-activated fly ash. A cement for the future., *Cement and Concrete Research*, Vol. 29 (8), pp. 1323-1329.
- Pawlasova, S., Skavara, F. (2007). High-temperature properties of geopolymer materials. Alkali Activated Materials, *Research, Production and Utilization 3rd Conference*, Praga, República Checa, pp. 523-524.

Pereira, P., Santos, L.P. (2002). *Pavimentos Rodoviários*, Tipografia Barbosa & Xavier, Lda., Braga.

Perná, I., Hanzlicek, T., Straka, P., Steinerova, M. (2007). Utilization of fluidized bed ashes in thermal resistance applications. *Alkali Activated Materials - Research, Production and Utilization 3rd Conference*, Praga, República Checa, pp. 527-537.

Pinto, A.T. (2004). *Sistemas Ligantes Obtidos por Activação Alcalina do Metacaulino* Universidade do Minho, Guimarães.

Pinto, A.T. (2006). *Introdução ao estudo dos geopolímeros*.

Pozzobon, C.E. (1999). *Aplicações tecnológicas para a cinza do carvão mineral produzida no Complexo Termelétrica Jorge Lacerda*, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.

Regueiro, M., González-Barros, M. (2006). La extracción de áridos en la Unión Europea en el marco de la estrategia del uso sostenible de los recursos naturales, *Boletín Geológico y minero*, Vol. 117.

Reis, R., Camões, A. (2011). Eco-Efficient Ternary Mixtures Incorporating Fly Ash and Metakaolin, *International Conference on Sustainability of Constructions – Towards a Better Built Environment*, Innsbruck, Austria.

Reis, R.J.A.d.C. (2009). *Betões Eco-Eficientes com Cinzas Volantes e Metacaulino*, Universidade do Minho, Guimarães.

Rhode, G.M., Zwonok, O., Chies, F., Silva, N.I.W. (2006). *Cinzas de carvão fóssil no Brasil – Aspectos técnicos e ambientais*, CIENTEC, Porto Alegre.

Santos, J.M.R.d. (2010). *Materiais Utilizados na Construção de Pavimentos Rodoviários*, Universidade de Aveiro, Aveiro.

Secil (2014). www.secil.pt.

Silva, H.M.R.D.d. (2005). *Caracterização do mastic betuminoso e da ligação agregado-mastique : contribuição para o estudo do comportamento das misturas betuminosas*, Universidade do Minho, Guimarães.

Soares, E.M.M. (2013). *Melhoria do Solo Residual Granítico com recurso à Activação Alcalina de Cinzas Volantes*, Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro, Vila Real.

Sobrinho, J.F.C. (1970). *Pozolanas como material de construção: sua fabricação artificial em Urubupungá*, Centrais Elétricas, São Paulo.

SPLabor (2000). *Peneiras Granulométricas em aço Inox*, <http://www.splabor.com.br/>.

Tarmoom, A. (2008). *JAI-NZ02004*.

Teixeira, C.C.R. (2010). *Avaliação do potencial de ligantes à base de sódio e cinzas volantes na estabilização de solos - comparação com soluções tradicionais*, Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro, Vila Real.

Torgal, F.P., Castro Gomes, J.P., Jalali, S. (2007a). Alkali-activated tungsten mine waste mud binder versus opc concrete. Acid and abrasion resistance, *Alkali activated materials-research, production and utilization 3rd Conference*, Praga, República Checa, pp. 693-700.

Torgal, F.P., Gomes, J.P.d.C., Jalali, S. (2007b). Argamassas Antigas: Reacção Pozolânica ou Activação Alcalina? .

Torgal, F.P., Jalali, S. (2010). Ligantes obtidos por activação alcalina. Parte 1 - Durabilidade, *Engenharia Civil - UM*, Vol. 37.

Vargas, A., Molin, D.D., Vilela, A., Jalali, S., Gomes, J.P.C. (2006). *Ativação alcalina de cinzas volantes utilizando solução combinada de NaOH e Ca(OH)₂*, Congresso Anual da Associação Brasileira de Metalurgia e Materiais, p. 619-628, Rio de Janeiro, Brasil.

Vieira, F.M.C. (2012). *Gestão dos produtos da queima do carvão em centrais térmicas*, Instituto Superior Técnico, Lisboa.

Xu, H., van Deventer, J. (1999). *The Geopolymerisation of Natural Alumino- silicates*, Second International Conference Geopolymère '99, p. 43-64, Saint Quentin.

Xu, H., Van Deventer, J.S.J. (2002). Geopolymerisation of multiple minerals, *Minerals Engineering*, Vol. 15 (12), pp. 1131-1139.