

# Incremento de Resistência à Compressão de uma Argila Aluvionar Marinha, Típica do Litoral do Nordeste Brasileiro, Misturada com Cimento Portland

Geraldo Vanzolini Moretti

Moretti Engenharia Consultiva, São Paulo, Brasil, e-mail: geraldo@morettiengenharia.com.br

António Joaquim Pereira Viana da Fonseca, e-mail: viana@fe.up.pt

Universidade do Porto, Porto, Portugal.

João Alexandre Paschoalin Filho

Moretti Engenharia Consultiva, São Paulo, e-mail: joao@morettiengenharia.com.br.

Universidade Nove de Julho, São Paulo, Brasil, e-mail: jalexandre@uninove.br.

David de Carvalho

Universidade Estadual de Campinas, Campinas, Brasil, e-mail: d33c@uol.com.br

Fabio Jorge de Oliveira

Contemat Engenharia e Geotecnia Ltda, São Paulo, Brasil, e-mail: fabio.oliveira@concremat.com.br

## RESUMO:

Apresenta-se o ganho de resistência de uma argila aluvionar do litoral do Nordeste do Brasil, ao ser misturada com cimento Portland. Após coleta em campo, adicionou-se água às amostras de argila mole até teor de umidade equivalente ao seu Limite de Liquidez. Em seguida, a argila foi homogeneizada. Para a confecção da mistura de solo/cimento foi utilizada dosagem de 600kg/m<sup>3</sup>. O cimento utilizado foi do tipo CP III-E32 e a relação água/cimento de 0,8. Para a moldagem dos corpos de prova foram utilizados moldes cilíndricos metálicos com altura e diâmetro de 100 e 50mm respectivamente. Logo após, estes foram imersos em água para cura, sendo posteriormente rompidos em ensaios laboratoriais de compressão simples de acordo com as recomendações da ABNT: NBR 7215/1996 após transcorridos 7, 28 e 56 dias. As amostras de solo foram coletadas em uma área localizada no litoral do Estado de Pernambuco, região Nordeste do Brasil. O sítio de coleta é caracterizado por apresentar superficialmente uma camada homogênea composta por uma argila-siltosa orgânica de consistência mole a muito mole e coloração acinzentada com espessura variando entre 12 e 15m. O nível do lençol freático é encontrado superficialmente a uma profundidade de 1,60m. A análise dos dados, determinados através ensaios conduzidos, possibilitou a constatação do ganho de resistência à compressão simples da mistura de solo/cimento com o tempo.

**PALAVRAS-CHAVE:** argila marinha, resistência à compressão, ganho de resistência.

## 1 INTRODUÇÃO

### 1.1 Generalidades

Problemas envolvendo solos expansivos foram reconhecidos pela Engenharia na década de 1930. Chen (1988).

De acordo com Nelson & Miler (1992), uma abordagem do problema de tratamento de solos moles inclui como alternativa para estes solos a estabilização destes por meio de aditivos químicos, a execução de pré-adensamento, remoção e substituição de material, entre outras.

A estabilização de solos através de aditivos químicos, como a cal e o cimento, modifica as propriedades do solo, tornando-o melhor para sua utilização como base de pavimentos tal como apresentado em Hausmann (1990).

Segundo Hausmann (1990) a utilização da técnica de estabilização de solo por meio da adição de cimento para a melhoria das características geotécnicas de solos moles consiste em uma técnica relativamente recente, que tem encontrado nos últimos anos grande aceitação por parte do meio técnico em virtude da sua versatilidade e competitividade face a outras soluções.

O conceito de utilização de cal para a estabilização de argilas orgânicas marinhas foi primeiramente divulgado em publicações técnicas redigidas pelo PHRI (*Port and Harbour Research Institute*) em 1968. Yanase (1968).

As primeiras pesquisas desenvolvidas no PHRI tiveram dois objetivos: a) investigar a forma como a cal reage com diversas variedades de argilas marinhas japonesas; b) desenvolver um equipamento que permitisse o constante suprimento de agente estabilizante e forma adequada e uniforme durante a operação de tratamento do solo. Nestas pesquisas também se observou que muitas argilas marinhas japonesas apresentavam ganhos de resistência na ordem de  $100\text{kN/m}^2$  a  $1\text{MN/m}^2$  em termos de resistência à compressão não confinada.

Durante as décadas de 1970 e 1980, Terashi & Tanaka no PHRI continuaram seus estudos a respeito das características de engenharia de solos estabilizados com cimento e cal. Terashi *et al* (1979). Estes, baseados em seus estudos, propuseram um procedimento para a condução de ensaios de laboratório.

Em 1967 uma nova metodologia para estabilização de argila utilizando-se cal ativa foi desenvolvida por Kjeld Paus. Broms & Boman (1975) comentam que o método foi então batizado de “Swedish Lime Column Method (SLCM)”.

Uma descrição detalhada desta metodologia foi primeiramente elaborada por Assarson *et al* (1974). Broms & Boman (1975) divulgaram esta nova técnica na comunidade geotécnica internacional na 5ª Conferência Regional

Asiática de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. A primeira publicação contendo recomendações de projeto, redigida por Broms & Boman foi publicada em 1977.

De acordo com Rathmayer (1996), nos países do Norte da Europa, o principal objetivo da melhoria dos solos por meio da execução de colunas de solo-cal consiste na redução dos recalques em aterros rodoviários, aterros de acessos de pontes, melhorar estabilidade de aterros compactados, escavação de taludes entre outros. A utilização da mistura de cal e cimento também é atualmente utilizada na obtenção de colunas com maior resistência.

Como exemplo da aplicação desta técnica, Rathmayer (1996) comenta que em 1992, a Suécia e a Finlândia executaram mais de 1 milhão de metros lineares de coluna de solo estabilizado.

Segundo Puppala *et al* (2005) o *Deep Soil Mixing* consiste em uma importante técnica de melhoria de solos moles, incluindo argilas expansivas e marinhas

Rathmayer (1996) relata que recentemente novos agentes estabilizadores, alguns compostos por cinzas e resíduos reciclados, tem sido utilizados no tratamento de solos orgânicos ou saturados.

Taki & Yang (2005) comentam que a seleção do agente estabilizador e a determinação de sua dosagem irão depender das condições do subsolo local (tipo de solo) e do grau de melhoria necessário. A concentração dos agentes estabilizadores é usualmente expressa em peso por volume em massa de solo que será tratado.

De acordo com Jacobson *et al* (2003) e Bruce (2001) este valor situa-se entre 6 e 12% do peso seco do solo a ser tratado.

A temperatura de cura, o tempo de cura e a porcentagem de umidade consistem nos fatores ambientais que mais influenciam na resistência dos solos tratados. Enami & Hibino (1991), Lorenzo & Bergado (2004) e Babasaki *et al* (1996).

## 1.2 Mecanismos básicos para estabilização de solos moles

Na maioria dos casos, os agentes estabilizadores de solo mais comumente utilizados são o Cimento Portland e a Cal, contudo existe uma gama de outros agentes hoje disponíveis.

Segundo Ingleess & Metcalf (1972), os mecanismos básicos da estabilização de solos utilizando-se na mistura cimento ou cal foram extensivamente estudados por engenheiros rodoviários. Tal fato pode ser explicado uma vez que a cal ou o cimento são largamente utilizados no tratamento de solos utilizados como sub-base na execução de aterros rodoviários.

Os tipos de cimentos utilizados com agentes estabilizantes são: cimento Portland, cimento obtido a partir de escória de alto forno e cimentos especiais.

Segundo a Japan Association (1994), cimentos especiais para estabilização são aqueles preparados com o propósito de estabilização do solo ou material similar por meio do reforço de certos componentes do cimento convencional, por meio do ajuste da granulometria ou adicionando ingredientes específicos para cada tipo de solo a ser tratado.

Hayashi *et al* (1989) comentam que o efeito de melhoria dos solos moles é afetada pela relação  $((SiO_2 + Al_2O_3)/CaO)$  dos elementos constitutivos do cimento de estabilização, O retardamento da estabilização ou o controle do ganho de resistência com o tempo podem ser obtidas mediante o ajuste da quantidade de ingredientes tais como gipsita e calcário.

Embora a melhoria do solo, tanto se utilizando cal, bem como cimento, é baseada em reações químicas semelhantes, a taxa de ganho de resistência com o tempo poderá ocorrer de maneiras distintas.

A redução do teor de água conduz a um ligeiro ganho de resistência. Em comum também em ambos os casos, pode-se citar a troca catiônica, que promove incremento na plasticidade dos solos.

Após estas reações, um endurecimento substancial da mistura se inicia. No caso do

tratamento com cal, a reação pozolânica entre a cal e solos argilosos é lenta, mas dura por anos.

Em contraposição a esta, no caso do tratamento com cimento, a formação do produto da hidratação do cimento é relativamente mais rápida e grande parte do ganho de resistência devido a hidratação do cimento é completada em algumas semanas

A magnitude do ganho de resistência do solo tratado com cal ou cimento é influenciada por diversos fatores, uma vez que os mecanismos básicos de ganho de resistência estão intimamente ligados com a reação química entre o solo e o agente estabilizante.

De acordo com Terashi (1997), os fatores que influenciam no ganho de resistência podem ser divididos em quatro categorias: I) Características do agente estabilizante; II) Características e condições do solo; III) Condições de mistura; IV) Condições de cura.

Tabela 1. Fatores que afetam o ganho de resistência. Terashi (1997)

I- Características do agente estabilizante	1-Tipo de agente estabilizante
	2-Qualidade
	3-Água de mistura e aditivos
II - Características e condições do solo (especialmente importante para argilas)	1- Características químicas, físicas e mineralógicas do solo
	2- Concentrações de matéria orgânica
	3-pH da água intersticial
	4-Volume de água intersticial
III- Condições de mistura	1- Qualidade da mistura
	2- Tempos de mistura
	3-Qualidade do agente estabilizante
IV- Condições de cura	1-Temperatura
	2-Tempo de cura
	3-Umididade natural
	4-Condições de secagem e umedecimento

Deve-se ressaltar que as características do agente estabilizante mencionadas na categoria I afetam de maneira significativa a resistência do solo tratado. Portanto, a seleção de um agente estabilizante apropriado é de grande importância.

Diante do apresentando esta pesquisa apresenta o comportamento à compressão de uma argila aluvionar marinha, típica do litoral do Nordeste brasileiro, quando estabilizada por meio da adição de cimento Portland.

Dessa maneira, este trabalho vem a colaborar com conhecimento do meio técnico acerca do comportamento de solos moles estabilizados por meio de agentes químicos, no intuito de se incrementar características geotécnicas necessárias a projetos de obras apoiadas sobre solos moles.

## 2. OBJETIVOS

Este trabalho possui por objetivo apresentar e discutir resultados de ensaios de compressão simples conduzidos em corpos de prova manufaturados em laboratório utilizando-se argila marinha mole aluvionar estabilizada com Cimento Portland CII-E-32.

Dessa forma pretende-se com esta pesquisa contribuir com o meio técnico na ampliação do conhecimento acerca da mobilização de resistência com o tempo de solos moles estabilizados com cimento.

## 3. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE COLETA DAS AMOSTRAS

A área em estudo localiza-se no litoral Pernambucano, próximo à cidade de Goiana e apresenta 300m de extensão. No local podem ser encontrados aterros apoiados sobre pacotes de solo mole de baixa resistência e de espessuras variáveis.

A área em estudo está apoiada sobre um subsolo composto por uma camada de silte argilo-arenoso de aproximadamente 1,0m de espessura, seguida de uma camada de argila orgânica de 12,0 a 15,0m, uma camada de argila siltosa de 2,0m e uma camada de silte argiloso. O nível do lençol freático foi detectado em uma profundidade de até 1,60m

## 4. METODOLOGIA UTILIZADA

Com o objetivo de obtenção dos parâmetros geotécnicos necessários a esta pesquisa foram desenvolvidas os seguintes procedimentos: a)

coleta de amostras de solo por meio de amostradores *Shelby* em profundidades de 2,6 e 11m; b) condução de ensaios de simples caracterização geotécnica; c) dosagem e mistura do solo utilizando Cimento Portland como agente estabilizador; d) moldagem dos corpos de prova; e) cura dos corpos de prova em diferentes idades; f) execução de ensaios de compressão simples.

Após a coleta das amostras de argila estas foram caracterizadas em laboratório por meio dos seguintes ensaios: Determinação do Limite de Liquidez (ABNT: NBR 6459/1984), Limite de Plasticidade (ABNT: NBR 7180/1984), Distribuição Granulométrica por Sedimentação (ABNT 7181/1984), Umidade Natural e Peso Específico Natural.

Para a confecção dos corpos de prova necessários a esta pesquisa, inicialmente adicionou-se água às amostras de argila mole, coletadas no campo, até que a umidade da argila se aproximasse de seu Limite de Liquidez.

Logo em seguida as amostras de argila foram homogeneizadas por cinco minutos utilizando-se argamassadeira planetária dotada de cuba metálica de capacidade de 5 litros e pá (batedor) em aço inoxidável, para, posteriormente, serem mantidas em descanso em local fresco e determinadas suas massas.

Conhecendo-se a massa e o peso específico da argila mole foi possível calcular seu volume.

A quantidade de cimento acrescida ao solo mole para a confecção dos corpos de prova foi obtida considerando-se dosagem em termos de massa de cimento por volume de amostra a ser tratada.

Para a confecção da mistura de solo/cimento foi utilizada dosagem equivalente a 600kg/m<sup>3</sup>. O cimento utilizado foi do tipo CP IIE-32 e a relação água/cimento de 0,8. O solo/cimento foi misturado em argamassadeira planetária inicialmente por dois minutos. Após este período foi avaliada a homogeneidade da mistura, verificando-se a ocorrência de pelotas e aglomerações de cimento. Uma vez constatada a boa qualidade desta, procedeu-se nova homogeneização por mais cinco minutos.

Para a moldagem dos corpos de prova foram utilizados moldes cilíndricos metálicos com

altura e diâmetro de 100 e 50mm, respectivamente.

Com o intuito de se evitar a formação de bolhas e descontinuidades nos corpos de prova, pequenas batidas na parede externa das fôrmas foram realizadas.

Por fim, as faces superior e inferior dos cilindros foram niveladas e protegidas hermeticamente.

Os corpos de prova, após preparo, foram submersos em água com temperatura de 20° C por 7, 28 e 56 dias.

Os ensaios de compressão simples foram executados de acordo com as recomendações da Associação Brasileira de Normas Técnicas ABNT: NBR 14992/03 Anexo “D” – *Determinação da resistência à compressão axial.*

## 5. RESULTADOS OBTIDOS

Neste tópico serão apresentados os parâmetros obtidos por meio dos ensaios realizados.

Na Tabela 1 são apresentadas as características geotécnicas determinadas, na Tabela 2 pode-se observar a distribuição granulométrica da argila estudada.

Tabela 1. Parâmetros geotécnicos de simples caracterização da argila estudada.

Prof. (m)	LL (%)	IP (%)	h (%)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
2	64	25	120	13,8
6	65	26	126	13,9
11	71	30	100	14,4

Tabela 2. Distribuição granulométrica da argila em estudo

Prof. (m)	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)
2	10	28	62
6	2	20	78
11	6	20	74

Na Tabela 3 são apresentados os valores de resistência à compressão simples dos corpos de prova de solo cimento executados em diferentes tempos de cura e dosagem de 600kg/m<sup>3</sup>.

Tabela 3. Valores de resistência à compressão simples em diversos tempos de cura.

Amostra	Resistência à compressão simples (MPa)		
	Tempo de cura (dias)		
	7	28	56
1	1,7	7,9	8,5
2	1,9	7,6	9,4
3	2,2	7,9	8,9
4	2,4	7,7	8,4
Valor Médio (MPa)	2,05	7,78	8,8
Desvio padrão (MPa)	0,31	0,15	0,45
Coefficiente de variação	15%	2%	5%

Na Figura 1 são apresentados os valores de resistência à compressão simples dos corpos de prova ensaiados.

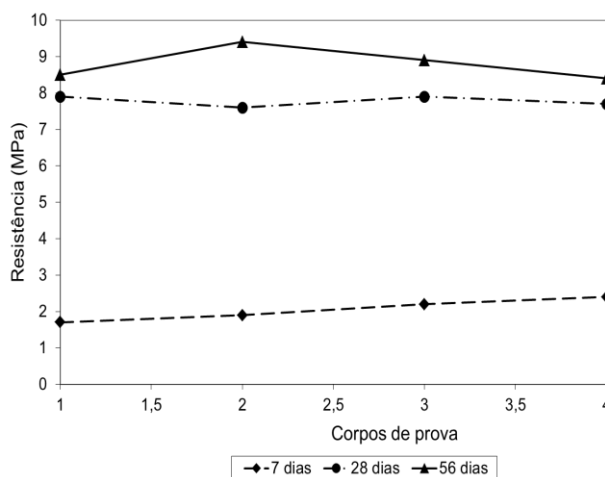


Figura 1. Valores de resistência à compressão simples obtidos para dosagem de 600kg/m<sup>3</sup>.

De acordo com a Tabela 3 apresentada pode-se verificar que o valor médio de resistência à compressão simples aos 7 dias foi de 2,05MPa (*desvio padrão de 0,31MPa e coeficiente de variação de 15%*). Após 28 dias de cura o valor médio de resistência à compressão obtido passou a 7,78MPa (*desvio padrão de 0,15MPa e coeficiente de variação de 2%*), enquanto que após 56 dias o valor médio de resistência à compressão obtido foi equivalente a 8,80MPa (*desvio padrão de 0,45MPa e coeficiente de variação de 5%*). Os baixos valores de coeficiente de variação e desvio padrão observados indicam a boa homogeneização da mistura

Na tabela 4 são apresentadas as relações entre os valores de resistência à compressão simples obtidas nos tempos de cura estudados.

Tabela 4. Relação entre as resistências à compressão simples obtidas durante os tempos de cura estudados.

Amostra	$RC_{28\text{dias}}/RC_{7\text{dias}}$	$RC_{56\text{dias}}/RC_{28\text{dias}}$
1	4,65	1,1
2	4,00	1,2
3	3,59	1,1
4	3,21	1,1
Valor Médio (MPa)	3,9	1,1
Desvio padrão (MPa)	0,6	0,1
Coefficiente de variação (%)	16	6,4

Por meio da Tabela 4 apresentada pode-se notar que o maior ganho de resistência observado ocorreu nos primeiros 21 dias de cura. A partir daí (entre 28 e 56 dias) o ganho de resistência observado foi menor. O valor médio de  $RC_{28\text{dias}}/RC_{7\text{dias}}$  foi de 3,9MPa (*desvio padrão de 0,6MPa e coeficiente de variação de 16%*), enquanto que valor médio de  $RC_{56\text{dias}}/RC_{28\text{dias}}$  equivaleu a 1,1 (*desvio padrão de 0,1MPa e coeficiente de variação de 6,4%*).

Na Figura 2 é apresentada a evolução do ganho de resistência à compressão simples dos corpos de prova nos tempos de cura utilizados.

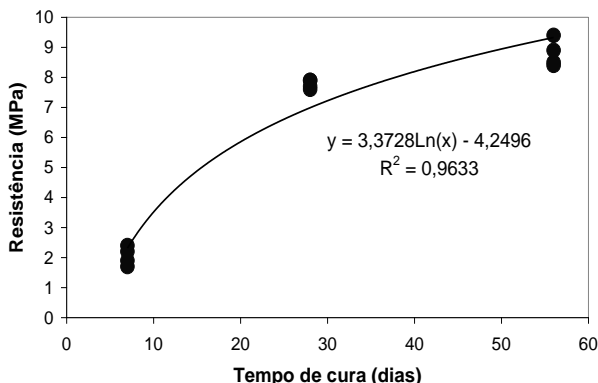


Figura 2. Evolução do ganho de resistência à compressão com o tempo de cura.

Conforme apresentado na Figura 2 pode-se observar que o crescimento da resistência à compressão apresentou um comportamento que

pode ser representado por uma curva logarítmica com valor de  $R^2=0,96$ . Nota-se também que o ganho de resistência com o tempo de cura se apresentou maior no período compreendido entre 7 e 28 dias, representado pelo trecho curvilíneo do gráfico.

A Figura 3 seguinte reinterpreta a resistência à compressão simples em função da idade de cura das amostras, no entanto, o tempo está apresentado em escala logarítmica. Para a elaboração deste gráfico foram utilizados dados médios de resistência obtidos em cada tempo de cura estudado.

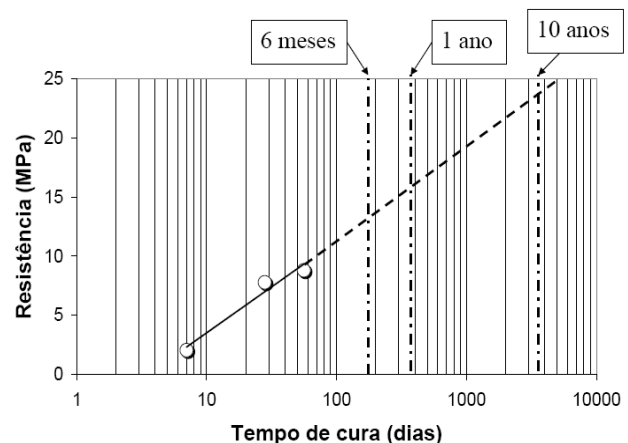


Figura 3. Resistência média a compressão vs tempo de cura.

Por meio da Figura 3 pode-se, assumindo que a melhor relação entre Resistência à compressão vs tempo de cura seja logarítmica (como observado na Figura 2), pode-se estimar em um período de 10 anos uma resistência que poderá chegar a um valor de aproximadamente 3 vezes superior ao valor da resistência observada para 56 dias.

## 6. CONCLUSÕES

Por meio da observação dos parâmetros obtidos por esta pesquisa podem ser tomadas as seguintes conclusões:

a) A metodologia utilizada para homogeneização e estabilização das amostras em laboratório foi satisfatória. Tal fato pôde ser comprovado em função dos baixos coeficientes de variação obtidos nos ensaios, que variaram entre 2% e 15%, dentro do mesmo grupo de amostras

(amostras moldadas no mesmo consumo e rompidas nos mesmos tempos de cura).

b) O ganho de resistência à compressão simples com o tempo de cura pode, para amostras ensaiadas, ser representada por meio de uma curva logarítmica.

c) O ganho de resistência das amostras estudadas mostrou-se mais acelerado nos primeiros 28 dias, diminuindo gradativamente ao longo do tempo.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem as seguintes entidades pela colaboração nesta pesquisa: Moretti Engenharia Consultiva/SP, Universidade do Porto, a Universidade Nove de Julho (Uninove) e Contemat Engenharia Ltda.

## REFERÊNCIAS

- Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR-6459/1984. Solo-Determinação do Limite de Liquidez*. Rio de Janeiro, 1984. 6p.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR-7180/1984. Solo- Determinação do Limite de Plasticidade*. Rio de Janeiro, 1984. 3p.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR-7181/1984. Solo- Análise Granulométrica*. Rio de Janeiro, 1984. 13p.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR-7215/196. Cimento Portland- Determinação da resistência a compressão..* Rio de Janeiro, 1996. 8p.
- Babasaki, R. M., Terashi, T., Suzuki, A. Maekaea, M. (1996) JGS TC report: *Factors influencing the strength of improved soil*. Proceedings 2and International Conference on Ground Improvement Geosystems, Grouting and Deep Mixing, Vol. 2, Balkema, Tokyo, pp913-918. 1996.
- Broms, B., Boman, P. (1979) Lime columns – a new foundation method. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 105, GT4, pp. 539-556
- Bruce, D. (2001) *An introduction to deep mixing methods as used in geotechnical applications, volume 3, the verification and properties of treated ground*. Report No FHWA-RD-99-167 U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
- Chen, F. (1998) *Foundations on Expansive Soils. Developments in Geotechnical Engineering*, Vol. 12. Elsevier Publications, Netherlands.
- Enami, A., Hibino, S. (1991) *Improvement of foundation ground using a deep mixing blender with free blades*. Journal of Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, N 39, Vol.10, pp 37-42.
- Hayashi, H.S., Noto.,Toritani, N. (1989) *Cement improvement of Hokkaido peat*. Proceedings. Symposium on High Organic Soils: pp101-106. 1989
- Hausmann, M.R. (1990) *Engineering principles of ground modification*, McGraw Hill. New York, 320p.
- Ingless, O.G., J.B., Metcalf. (1972) *Soil stabilization, principles and practice*. Butterworth.pp120-135.
- Jacobson, J. R., Filz, G.M., Mitchell, J. K. (2003) *Factors affecting strength gain in lime-cement columns and development of a laboratory testing procedure*. Report No. VTRC 03-CR16, Virginia Transportation Research Council, Charlottesville, Va.
- Japan Cement Association. (1994) *Soil improvement manual using cement stabilizer*. pp15-30.
- Lorenzo, G.A, Bergado, D.T. (2004). *Fundamental parameters of cement admixed Clay-New approach*. JGGE, n.130, vol.10,pp.1042-1050.
- Nelson, J.D., Miller, J. D. (1992) *Expansive soils: Problems and Practice in foundation and pavement engineering*. John Wiley and Sons, Inc., New York.
- Puppala, A.J, Bhadriraju, V., Porbaha, A. (2005) *Quality assurance practices and protocols for in-situ testing of deep mixed columns*. Proceedings of International Conference on Deep Mixing: Best Practice and Recent Advances, Swedish Deep Stabilization Research Centre, Stockholm, Sweden, pp 613-619.
- Rathmayer, H. (1996) *Deep mixing methods for soft subsoil improvement in the Nordic Countries*. Proceedings 2and International Conference on Ground Improvement Geosystems, IS-Tokyo 96, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 869-878.
- Taki, O, Yang, D.S. (2005) *Soil-cement mixed wall technique*. Geotechnical Engineering Congress, ASCE, Reston, Va., 298-309.
- Terashi, M., H. Tanaka & T. Okumura. (1979) *Engineering properties of lime treated marine soils and the DSM method*. Proceedings of the 6th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol.1, pp. 191-194.1979
- Terashi, M. Theme Lecture: (1997) *Deep Mixing Method-Brief State of the Art*. Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol.4, pp.2475-2478.
- Yanase, S. (1968) *Stabilization of marine clays by quicklime. Report of the Port and Harbour Research Institute*, n.7, vol.4, pp.85-132.