

UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
CENTRO DE TECNOLOGIA E RECURSOS NATURAIS
CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E
AMBIENTAL

MODELAGEM HIDROSEDIMENTOLÓGICA EM BACIAS
SEMIÁRIDAS COM DIFERENTES FÓRMULAS DE TRANSPORTE
ACOPLADAS AO MODELO MOSEE

CAIO CÉSAR ROCHA ALMEIDA SOUTO

CAMPINA GRANDE – PB

FEVEREIRO DE 2013

CAIO CÉSAR ROCHA ALMEIDA SOUTO

**MODELAGEM HIDROSEDIMENTOLÓGICA EM BACIAS
SEMIÁRIDAS COM DIFERENTES FÓRMULAS DE TRANSPORTE
ACOPLADAS AO MODELO MOSEE**

Dissertação apresentada ao curso de pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental, na área de Engenharia de Recursos Hídricos, em cumprimento às exigências para obtenção do grau de Mestre.

ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: RECURSOS HÍDRICOS

ORIENTADOR: Professor Eduardo Eneas de Figueiredo - UAEC/CTRN/UFCG

CAMPINA GRANDE – PB

FEVEREIRO DE 2013

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA BIBLIOTECA CENTRAL DA UFCG

S726m Souto, Caio César Rocha Almeida.
Modelagem hidrossedimentológica em bacias semiáridas com diferentes fórmulas de transporte acopladas ao modelo mosee / Caio César Rocha Almeida Souto. – 2013.
127 f. : il. color.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) – Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Tecnologia e Recursos Naturais.
"Orientação: Prof. Dr. Eduardo Eneas de Figueiredo".
Referências.

1. Erosão. 2. Capacidade de Transporte de Sedimentos.
3. Cariri Paraibano. I. Figueiredo, Eduardo Eneas de. II. Título.

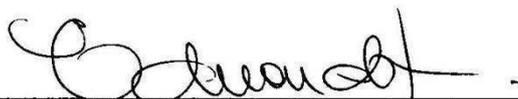
CDU 631.459(043)

**MODELAGEM HIDROSEDIMENTOLÓGICA EM BACIAS
SEMIÁRIDAS COM DIFERENTES FÓRMULAS DE TRANSPORTE
ACOPLADAS AO MODELO MOSEE**

CAIO CÉSAR ROCHA ALMEIDA SOUTO

APROVADA EM 25/02/2013

PELA SEGUINTE COMISSÃO EXAMINADORA



Professor Eduardo Eneas de Figueiredo (UAEC/CTRN/UFCG – Campus I)

Presidente – Orientador



Professora Dra. Gledsneli Maria de Lima Lins (UAEC/CTRN/UFCG – Campus I)

Examinador Interno



Professor Dr. Ricardo Aragão (DEC/CCET/UFS – Campus I)

Examinador Externo

CAMPINA GRANDE – PB

FEVEREIRO DE 2013

*“É melhor tentar e falhar,
que preocupar-se e ver a vida
passar;*

*é melhor tentar, ainda que em vão,
que sentar-se fazendo nada até o
final.*

*Eu prefiro na chuva caminhar,
que em dias tristes em casa me
esconder.*

*Prefiro ser feliz, embora louco,
que em conformidade viver ...”
(Martin Luther King).*

DEDICO

Aos meus queridos pais Dagoberto de Almeida Souto e Maria de Fátima Rocha Almeida Souto.

Aos meus amados irmãos Carlos Magno Rocha Almeida Souto e Deborah Carla Rocha Almeida Souto

Aos meus avós Maria, Benjamin (in memoriam), Rita e Severino.

AGRADECIMENTOS

A DEUS, por ter me dado a vida, por me guiar em todos os momentos da minha caminhada e pela concretização de mais um sonho.

Aos meus Pais por todo amor incondicional, confiança e ensinamentos durante toda essa jornada.

A minha tia Socorro por todo apoio essencial para meu crescimento.

À minha noiva Ielena Eulália Matias Cavalcante pelo incentivo e apoio.

Aos meus familiares, amigos, colegas de curso e professores; e a todos aqueles que participaram direta ou indiretamente da minha caminhada.

Ao professor Eduardo pela orientação, disponibilidade, estímulo, paciência e, principalmente, a amizade construída e consolidada ao longo deste curso.

Aos funcionários do Laboratório de Hidráulica, Vera Lucia Alves Rodrigues, Alrezinha Dantas Veiga, Ismael José Pereira, Haroldo Pereira Santos, Raulino Farias de Brito e Lindimar Dantas Leite.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico, CNPQ, pela bolsa de estudos.

Enfim, a todos que de alguma forma contribuíram para a realização deste estudo.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Valores do coeficiente Ψ_D e tensão de cisalhamento crítica τ_c para a equação de DuBoys.....	18
Figura 2.2 - Fator de eficiência e_b	26
Figura 2.3 - Variação de α	27
Figura 3.1- Estrutura da bacia e representação do perfil de solo no modelo.....	43
Figura 3.2 - Fluxograma do modelo.....	44
Figura 3.3 - Representação da intensidade da precipitação.....	45
Figura 3.4 - Representação das proporções de cobertura vegetal e de rochas.....	46
Figura 3.5 - Representação da evapotranspiração do solo.....	47
Figura 3.6 - Relação entre evapotranspiração e tensão no solo.....	47
Figura 3.7 - Representação do escoamento sub-superficial.....	53
Figura 3.8 - Representação do escoamento de base.....	53
Figura 4.1 - Localização da BRS no Estado da Paraíba.....	57
Figura 4.2 - Croqui de localização das instalações da BES.....	58
Figura 4.3 – Mapa Topográfico e Visão Tridimensional da Microbacia M1 da BRS.....	60
Figura 4.4 – Mapa Topográfico e Visão Tridimensional da Microbacia M2 da BRS.....	60

Figura 4.5 – Mapa Topográfico e Visão Tridimensional da Microbacia M3 da BRS.....	61
Figura 4.6 – Mapa Topográfico e Visão Tridimensional da Microbacia M4 da BRS.....	61
Figura 4.7 - Mapa de Solos da Bacia Representativa de Sumé	63
Figura 4.8 - Mapa de Relevo (em metros) da Bacia Representativa de Sumé	63
Figura 4.9- Localização da Bacia Experimental de São João do Cariri.....	64
Figura 4.10 - Modelo Digital da microbacia M1 da BESJ.....	67
Figura 4.11 – Modelo Digital das microbacias M2 e M3 da BESJC.....	68
Figura 4.12 – Sub-bacias 1 e 2 da BRN.....	69
Figura 4.13 – Bacia do Riacho Namorados (BRN) e suas sub-bacias.....	70
Figura 5.1- Curva de Capacidade de Infiltração da BRS	72
Figura 5.2- Granulometria do Solo Erodido na microbacia 3 da BES.....	75
Figura 5.3 – Granulometria do Solo Erodido nas Microbacias da BESJC.....	82

LISTA DE FIGURAS DO ANEXO

Figura A.1 – Comparação entre as lâminas observadas e simuladas com C calibrado para ajuste da lâmina Anual M1 – 1984 (BES)	101
Figura A.2 – Comparação entre as lâminas observadas e simuladas com C calibrado para ajuste da lâmina Anual M4 – 1984 (BES)	101
Figura A.3 – Comparação entre as lâminas observadas e simuladas com C calibrado para ajuste da lâmina Anual M2 – 1985 (BES)	102
Figura A.4 – Comparação entre as lâminas observadas e simuladas com C calibrado para ajuste da lâmina Anual M3 – 1985 (BES)	102
Figura A.5 – Comparação entre as lâminas observadas e simuladas com C calibrado para ajuste da lâmina Anual M1 – 1986 (BES)	102
Figura A.6 – Comparação entre as lâminas observadas e simuladas com C calibrado para ajuste da lâmina Anual M1 – 1986 (BES)	103
Figura A.7 – Comparação entre as lâminas observadas e simuladas com C calibrado para ajuste dos Picos M2 – 1984 (BES)	103
Figura A.8 – Comparação entre as lâminas observadas e simuladas com C calibrado para ajuste dos Picos M4 – 1984 (BES)	103
Figura A.9 – Comparação entre as lâminas observadas e simuladas com C calibrado para ajuste dos Picos M1 – 1985 (BES)	104
Figura A.10 – Comparação entre as lâminas observadas e simuladas com C calibrado para ajuste dos Picos M2 – 1985 (BES)	104

Figura A.11 – Comparação entre as lâminas observadas e simuladas com C calibrado para ajuste dos Picos M3 – 1986 (BES)	104
Figura A.12 – Comparação entre as lâminas observadas e simuladas com C calibrado para ajuste dos Picos M4 – 1986 (BES)	105
Figura A.13 – Comparação entre as erosões observadas e simuladas com CK_r calibrado para ajuste da produção anual de sedimentos M2 - 1984 (BES).....	105
Figura A.14 – Comparação entre as erosões observadas e simuladas com CK_r calibrado para ajuste da produção anual de sedimentos M3 - 1984 (BES).....	105
Figura A.15 – Comparação entre as erosões observadas e simuladas com CK_r calibrado para ajuste da produção anual de sedimentos M1 - 1985 (BES).....	106
Figura A.16 – Comparação entre as erosões observadas e simuladas com CK_r calibrado para ajuste da produção anual de sedimentos M4 - 1985 (BES).....	106
Figura A.17 – Comparação entre as erosões observadas e simuladas com CK_r calibrado para ajuste da produção anual de sedimentos M2 - 1986 (BES).....	106
Figura A.18 – Comparação entre as erosões observadas e simuladas com CK_r calibrado para ajuste da produção anual de sedimentos M4 - 1986 (BES).....	107
Figura A.19 – Comparação entre as erosões observadas e simuladas com CK_r calibrado para ajuste da erosão máxima M1 - 1984 (BES).....	107
Figura A.20 – Comparação entre as erosões observadas e simuladas com CK_r calibrado para ajuste da erosão máxima M3 - 1984 (BES).....	107
Figura A.21 – Comparação entre as erosões observadas e simuladas com CK_r calibrado para ajuste da erosão máxima M3 - 1985 (BES).....	108

Figura A.22 – Comparação entre as erosões observadas e simuladas com CK_r calibrado para ajuste da erosão máxima M4 - 1985 (BES).....	108
Figura A.23 – Comparação entre as erosões observadas e simuladas com CK_r calibrado para ajuste da erosão máxima M1 - 1986 (BES).....	108
Figura A.24 – Comparação entre as erosões observadas e simuladas com CK_r calibrado para ajuste da erosão máxima M2 - 1986 (BES).....	109
Figura A.25 – Comparação entre as lâminas observadas e simuladas com C calibrado para ajuste da lâmina Anual M2 – 2002 (BESJC).....	109
Figura A.26 – Comparação entre as lâminas observadas e simuladas com C calibrado para ajuste da lâmina Anual M3 – 2002 (BESJC).....	109
Figura A.27 – Comparação entre as lâminas observadas e simuladas com C calibrado para ajuste da lâmina Anual M1 – 2003 (BESJC).....	110
Figura A.28 – Comparação entre as lâminas observadas e simuladas com C calibrado para ajuste da lâmina Anual M2 – 2003 (BESJC).....	110
Figura A.29 – Comparação entre as lâminas observadas e simuladas com C calibrado para ajuste da lâmina Anual SB1 – 2004 (BESJC).....	110
Figura A.30 – Comparação entre as lâminas observadas e simuladas com C calibrado para ajuste da lâmina Anual SB2 – 2005 (BESJC).....	111
Figura A.31 – Comparação entre as lâminas observadas e simuladas com C calibrado para ajuste da lâmina Anual SB1 – 2006 (BESJC).....	111
Figura A.32 – Comparação entre as lâminas observadas e simuladas com C calibrado para ajuste dos Picos M1 – 2002 (BESJC).....	111

Figura A.33 – Comparação entre as lâminas observadas e simuladas com C calibrado para ajuste dos Picos M2 – 2002 (BESJC).....	112
Figura A.34 – Comparação entre as lâminas observadas e simuladas com C calibrado para ajuste dos Picos M2 – 2003 (BESJC).....	112
Figura A.35 – Comparação entre as lâminas observadas e simuladas com C calibrado para ajuste dos Picos M3 – 2003 (BESJC).....	112
Figura A.36 – Comparação entre as lâminas observadas e simuladas com C calibrado para ajuste dos Picos SB2 – 2004 (BESJC).....	113
Figura A.37 – Comparação entre as lâminas observadas e simuladas com C calibrado para ajuste dos Picos SB1 – 2005 (BESJC).....	113
Figura A.38 – Comparação entre as lâminas observadas e simuladas com C calibrado para ajuste dos Picos SB2 – 2006 (BESJC).....	113
Figura A.39 – Comparação entre as erosões observadas e simuladas com CK_r calibrado para ajuste da produção anual de sedimentos M2 - 2002 (BESJC).....	114
Figura A.40 – Comparação entre as erosões observadas e simuladas com CK_r calibrado para ajuste da produção anual de sedimentos M3 - 2002 (BESJC).....	114
Figura A.41 – Comparação entre as erosões observadas e simuladas com CK_r calibrado para ajuste da produção anual de sedimentos M1 - 2003 (BESJC).....	114
Figura A.42 – Comparação entre as erosões observadas e simuladas com CK_r calibrado para ajuste da produção anual de sedimentos M3 - 2003 (BESJC).....	115
Figura A.43 – Comparação entre as erosões observadas e simuladas com CK_r calibrado para ajuste da Erosão máxima M1 - 2002 (BESJC).....	115

Figura A.44 – Comparação entre as erosões observadas e simuladas com CK_r calibrado para ajuste da Erosão máxima M2 - 2002 (BESJC).....	115
Figura A.45 – Comparação entre as erosões observadas e simuladas com CK_r calibrado para ajuste da Erosão máxima M2 - 2003 (BESJC).....	116
Figura A.46 – Comparação entre as erosões observadas e simuladas com CK_r calibrado para ajuste da Erosão máxima M3 - 2003 (BESJC).....	116
Figura A.47- Erosões observadas e calculadas pela metodologia de Engelund-Hansen (1967) M3 – 1984 (BES) com base na produção anual de sedimentos.....	116
Figura A.48- Erosões observadas e calculadas pela metodologia de Laursen (1958) M3 – 1984 (BES) com base na produção anual de sedimentos.....	117
Figura A.49 - Erosões observadas e calculadas pela metodologia de Yalin (1963) M3 – 1984 (BES) com base na produção anual de sedimentos.....	117
Figura A.50- Erosões observadas e calculadas pela metodologia de DuBoys (1879) M3 – 1984 (BES) com base na produção anual de sedimentos.....	117
Figura A.51 - Erosões observadas e calculadas pela metodologia de Bagnold (1966) M3 – 1984 (BES) com base na produção anual de sedimentos.....	118
Figura A.52 - Erosões observadas e calculadas pela metodologia de Engelund-Hansen (1967) M4 – 1985 (BES) com base na produção anual de sedimentos.....	118
Figura A.53 - Erosões observadas e calculadas pela metodologia de Laursen (1958) M4 – 1985 (BES) com base na produção anual de sedimentos.....	118
Figura A.54 - Erosões observadas e calculadas pela metodologia de Yalin (1963) M4 – 1985 (BES) com base na produção anual de sedimentos.....	119

Figura A.55 - Erosões observadas e calculadas pela metodologia de DuBoys (1879) M4 – 1985 (BES) com base na produção anual de sedimentos.....	119
Figura A.56 - Erosões observadas e calculadas pela metodologia de Bagnold (1966) M4 – 1985 (BES) com base na produção anual de sedimentos.....	119
Figura A.57 - Erosões observadas e calculadas pela metodologia de Engelund-Hansen (1967) M2 – 2002 (BESJC) com base na produção anual de sedimentos.....	120
Figura A.58 - Erosões observadas e calculadas pela metodologia de Laursen (1958) M2 – 2002 (BESJC) com base na produção anual de sedimentos.....	120
Figura A.59 - Erosões observadas e calculadas pela metodologia de Yalin (1963) M2 – 2002 (BESJC) com base na produção anual de sedimentos.....	120
Figura A.60 - Erosões observadas e calculadas pela metodologia de DuBoys (1879) M2 – 2002 (BESJC) com base na produção anual de sedimentos.....	121
Figura A.61 - Erosões observadas e calculadas pela metodologia de Bagnold (1966) M2 – 2002 (BESJC) com base na produção anual de sedimentos.....	121
Figura A.62 - Erosões observadas e calculadas pela metodologia de Engelund-Hansen (1967) M3 – 1985 (BES) com base na erosão máxima.	121
Figura A.63 - Erosões observadas e calculadas pela metodologia de Laursen (1958) M3 – 1985 (BES) com base na erosão máxima.	122
Figura A.64 - Erosões observadas e calculadas pela metodologia de Yalin (1963) M3 – 1985 (BES) com base na erosão máxima.	122
Figura A.65 - Erosões observadas e calculadas pela metodologia de DuBoys (1879) M3 – 1985 (BES) com base na erosão máxima.	122

Figura A.66 - Erosões observadas e calculadas pela metodologia de Bagnold (1966) M3 – 1985 (BES) com base na erosão máxima.	123
Figura A.67 - Erosões observadas e calculadas pela metodologia de Engelund-Hansen (1967) M3 – 1986 (BES) com base na erosão máxima.	123
Figura A.68 - Erosões observadas e calculadas pela metodologia de Laursen (1958) M3 – 1986 (BES) com base na erosão máxima.	123
Figura A.69 - Erosões observadas e calculadas pela metodologia de Yalin (1963) M3 – 1986 (BES) com base na erosão máxima.	124
Figura A.70 - Erosões observadas e calculadas pela metodologia de DuBoys (1879) M3 – 1986 (BES) com base na erosão máxima.	124
Figura A.71 - Erosões observadas e calculadas pela metodologia de Bagnold (1966) M3 – 1986 (BES) com base na erosão máxima.	124
Figura A.72- Erosões observadas e calculadas pela metodologia de Engelund-Hansen (1967) M1 – 2003 (BESJC) com base na erosão máxima.	125
Figura A.73- Erosões observadas e calculadas pela metodologia de Laursen (1958) M1 – 2003 (BESJC) com base na erosão máxima.	125
Figura A.74 - Erosões observadas e calculadas pela metodologia de Yalin (1963) M1 – 2003 (BESJC) com base na erosão máxima.	125
Figura A.75 - Erosões observadas e calculadas pela metodologia de DuBoys (1879) M1 – 2003 (BESJC) com base na erosão máxima.	126
Figura A.76 - Erosões observadas e calculadas pela metodologia de Bagnold (1966) M1 – 2003 (BESJC) com base na erosão máxima.	126

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Tamanhos e denominações das partículas de sedimento.....	15
Tabela 4.1 – Características das microbacias	59
Tabela 4.2- Características das microbacias da BESJC.....	67
Tabela 5.1 – Calibração de $C = \Delta t/t_c$ para ajuste da Lâmina Anual – 1984 (BES).....	73
Tabela 5.2 – Calibração de $C = \Delta t/t_c$ para ajuste da Lâmina Anual – 1985 (BES).....	73
Tabela 5.3 – Calibração de $C = \Delta t/t_c$ para ajuste da Lâmina Anual – 1986 (BES).....	73
Tabela 5.4 – Calibração de $C = \Delta t/t_c$ para ajuste dos Picos – 1984 (BES).....	74
Tabela 5.5 – Calibração de $C = \Delta t/t_c$ para ajuste dos Picos – 1985 (BES).....	74
Tabela 5.6 – Calibração de $C = \Delta t/t_c$ para ajuste dos Picos – 1986 (BES).....	74
Tabela 5.7 – Calibração de CK_r para ajuste da Produção Anual de Sedimentos – 1984 (BES).....	76
Tabela 5.8 – Calibração de CK_r para ajuste da Produção Anual de Sedimentos – 1985 (BES).....	76
Tabela 5.9 – Calibração de CK_r para ajuste da Produção Anual de Sedimentos – 1986 (BES).....	76
Tabela 5.10 – Calibração de CK_r para ajuste da Erosão Máxima – 1984 (BES).....	76
Tabela 5.11 – Calibração de CK_r para ajuste da Erosão Máxima – 1985 (BES).....	77

Tabela 5.12 – Calibração de CK_r para ajuste da Erosão Máxima – 1986 (BES).....	77
Tabela 5.13 – Textura do solo das microbacias da BESJC.....	78
Tabela 5.14 – Declividade média da bacia, declividade e comprimentos dos rios.....	78
Tabela 5.15 – Calibração de $C = \Delta t/t_c$ para ajuste dos Lâmina Anual – 2002 (BESJC).....	79
Tabela 5.16 – Calibração de $C = \Delta t/t_c$ para ajuste da Lâmina Anual – 2003 (BESJC).....	79
Tabela 5.17 – Calibração de $C = \Delta t/t_c$ para ajuste da Lâmina Anual – 2004 (BESJC).....	80
Tabela 5.18 – Calibração de $C = \Delta t/t_c$ para ajuste da Lâmina Anual – 2005 (BESJC).....	80
Tabela 5.19 – Calibração de $C = \Delta t/t_c$ para ajuste da Lâmina Anual – 2006 (BESJC).....	80
Tabela 5.20 – Calibração de $C = \Delta t/t_c$ para ajuste dos Picos – 2002 (BESJC).....	80
Tabela 5.21 – Calibração de $C = \Delta t/t_c$ para ajuste dos Picos – 2003 (BESJC).....	80
Tabela 5.22 – Calibração de $C = \Delta t/t_c$ para ajuste dos Picos – 2004 (BESJC).....	80
Tabela 5.23 – Calibração de $C = \Delta t/t_c$ para ajuste dos Picos – 2005 (BESJC).....	81
Tabela 5.24 – Calibração de $C = \Delta t/t_c$ para ajuste dos Picos – 2006 (BESJC).....	81
Tabela 5.25 – Calibração de CK_r para ajuste da Produção Anual de Sedimentos – 2002 (BESJC).....	82
Tabela 5.26 – Calibração de CK_r para ajuste da Produção Anual de Sedimentos – 2003 (BESJC).....	83
Tabela 5.27 – Calibração de CK_r para ajuste da Erosão Máxima – 2002 (BESJC).....	83

Tabela 5.28 – Calibração de CK_r para ajuste da Erosão Máxima – 2003 (BESJC).....	83
Tabela 5.29 - Análise das diversas metodologias de capacidade de transporte de sedimentos com base na produção anual de sedimentos.....	85
Tabela 5.30 - Análise das diversas metodologias de capacidade de transporte de sedimentos com base na erosão máxima.....	86
Tabela 5.31 – Desvios dos valores (%) calculado pelas diversas metodologias de capacidade de transporte de sedimentos com base na produção anual.....	88
Tabela 5.32 – Desvios dos valores (%) calculado pelas diversas metodologias de capacidade de transporte de sedimentos com base na erosão máxima.....	89

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Objetivo geral	2
1.2 Objetivos específicos	2
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	3
2.1 Precipitação.....	3
2.2 Interceptação	3
2.3 Evapotranspiração.....	4
2.4 Infiltração e Percolação.....	5
2.5 Escoamento superficial	6
2.6 Modelos Hidrossedimentológicos.....	6
2.6.1 Classificação dos Modelos.....	7
2.7 Efeito de Escala	9
2.8 Erosão do Solo e Produção de Sedimentos	9
2.8.1 Erosão nos Planos	10
2.8.2 Erosão nos Canais	11
2.9 Transporte e Deposição de Sedimentos.....	11
2.9.1 Carga em Suspensão, Carga Dissolvida, Carga no leito e Carga total	12
2.9.2 Propriedades dos Sedimentos	14
2.9.3 Metodologias de Cálculo do Transporte de Sedimentos.....	16
2.9.3.1 Método de DuBoys (1879).....	17
2.9.3.2 Método de Schoklitsch (1934).....	19
2.9.3.3 Método de Kalinske (1947).....	19
2.9.3.4 Método de Meyer Peter e Müller (1948).....	20
2.9.3.5 Método de Einstein (1950).....	21
2.9.3.6 Método de Laursen (1958).....	22
2.9.3.7 Método de Rottner (1959).....	23
2.9.3.8 Método de Yalin (1963).....	24
2.9.3.9 Método de Bagnold (1966)	25
2.9.3.10 Método de Blench (1966).....	27
2.9.3.11 Método de Engelund e Hansen (1967).....	28
2.9.3.12 Método de Toffaleti (1969).....	29

2.9.3.13 Método de Shen e Hung (1971)	32
2.9.3.14 Método de Ackers e White (1973)	33
2.9.3.15 Método de Yang (1973)	35
2.9.3.16 Método de Yang para pedregulhos (1984).....	36
2.9.3.17 Método de Van Rijn (1984)	36
2.9.3.18 Método de Karim (1998).....	40
2.9.3.19 Método de Cheng (2002)	41
3. O MODELO DISTRIBUIDO MOSEE	43
3.1 Componentes do modelo	45
3.2 Componentes de Fluxo	45
3.2.1 Precipitação e Intercepção	45
3.2.2 Evapotranspiração	46
3.2.3 Infiltração	48
3.2.4 Percolação	48
3.2.4.1 Tensão no solo	49
3.2.4.2 Condutividade Hidráulica Não-Saturada	50
3.2.4.3 Condutividade Hidráulica Saturada	51
3.2.4.4 Teor de Umidade dos Solos	51
3.2.5 Escoamento Superficial, Sub-Superficial e Subterrâneo	52
3.2.5.1 Propagação do Escoamento	54
3.3 Componente de Erosão do Solo	54
3.3.1 Erosão pela Chuva	55
3.3.2 Erosão pelo Escoamento	55
3.3.3 Carga Total de Sedimento Disponível para Transporte	56
3.3.4 Capacidade de Transporte de Sedimentos pelo Fluxo	56
4. ÁREA DE ESTUDO	57
4.1 Bacia Representativa e Experimental de Sumé	57
4.1.1 Bacia Representativa de Sumé (BRS).....	57
4.1.2 Bacia Experimental de Sumé (BES)	57
4.1.2.1 Microbacias	58
4.1.3 Características Físico-Climáticas	62
4.1.3.1 Clima	62
4.1.3.2 Geologia	62

4.1.3.3 Solo	62
4.1.3.4 Relevo	63
4.1.3.5 Vegetação.....	64
4.2 Bacia Experimental de São João do Cariri (BESJC).....	64
4.2.1 Localização	64
4.2.2 Características Físico-Climáticas.....	65
4.2.2.1 Clima.....	65
4.2.2.2 Solos.....	65
4.2.2.3 Vegetação.....	65
4.2.2.3 Unidades Experimentais da BESJC	66
4.2.2.3.1 Microbacias	66
4.2.2.3.2 Sub-bacias.....	68
5. MODELAGEM E RESULTADOS OBTIDOS.....	71
5.1 Bacia experimental de sumé (BES).....	71
5.1.1 Modelagem do escoamento.....	71
5.1.1.1 Recalibração do coeficiente de propagação do escoamento na BES	73
5.1.2 Modelagem da Erosão do solo.....	75
5.2 Bacia Experimental de São João do Cariri (BESJC).....	77
5.2.1 Modelagem do escoamento.....	77
5.2.1.1 Recalibração do coeficiente de propagação do escoamento na BESJC	79
5.2.2 Modelagem da erosão	81
5.3 Análise da Capacidade de Transporte de Sedimentos.....	84
6. CONCLUSÕES.....	91
7. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	93
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	94
ANEXOS.....	101

RESUMO

A modelagem da erosão e do transporte de sedimentos é de grande importância nos estudos de avaliação de impactos (e.g.: assoreamento de reservatórios e rios, perdas agrícolas, etc) em bacias semiáridas. A modelagem engloba os processos hidrológicos, de erosão do solo, transporte e deposição de sedimentos, sendo este último dependente da capacidade do escoamento em transportar a carga de sedimentos, total ou parcial, erodida pela chuva e pelo escoamento. Diversas são as metodologias na literatura para o cálculo da capacidade de transporte, porém ainda não amplamente testadas, particularmente em regiões semiáridas. Ademais, as estimativas podem variar conforme a metodologia empregada nos Modelos Hidrossedimentológicos, os quais nem sempre são versáteis. Este estudo teve por objetivo investigar diferentes metodologias de capacidade de transporte contidas no modelo MOSEE, Modelo de Simulação do Escoamento e Erosão do Solo (Yalin, Laursen e Engelund & Hansen), que já foi preliminarmente testado na região semiárida do cariri paraibano, bem como alternativas incorporadas ao modelo (DuBoys; Bagnold) durante o presente estudo. Para tanto, dados de escoamento e erosão do solo observados nas microbacias da Bacia Experimental de Sumé (BES) e da Bacia Experimental de São João do Cariri (BESJC) foram utilizados para comparação e análise. Os resultados mostraram que as metodologias investigadas se adequaram bem à região do cariri paraibano, com desvio médio da estimativa menor que 7% em geral, sendo a equação de Bagnold a que apresentou melhor desempenho, com desvio médio menor que 0,5%.

ABSTRACT

The soil erosion and sediment transport modelling is very important in the analysis of the impacts of sedimentation in rivers, reservoirs and agricultural areas in semiarid catchments. It involves the hydrologic processes, soil erosion, transport and deposition of sediments, which depends on the transport capacity by the flow. Several methods for determining the sediment transport capacity by the flow are available in the literature, but, in general, not utilized extensively, particularly in semiarid regions. Moreover, the estimates may vary according to the methods in hydrossedimentological models, which are, in general, not versatile. This study aims at investigating different methods of sediment transport capacity coupled to the model MOSEE, a Model for Soil Erosion Estimation, (Yalin; Laursen and Engelund & Hansen) that was primarily tested in the cariri semiarid region of the state of Paraíba, as well as alternatives (DuBoys; Bagnold) incorporated to the model during the present study. To conduct this investigation data of runoff and soil erosion, observed at micro basins in the Experimental Basin of Sumé (EBS) and Experimental Basin of São João do Cariri (EBSJC), were utilized for comparisons and analyses. The results showed that the investigated methodologies did adequate well to the region, with mean deviation of less than 7% in general, but the equation of Bagnold best fit the observations with mean deviation of less than 0.5%.

1. INTRODUÇÃO

Erosão, transporte e deposição de sedimentos em cursos d'água são processos naturais, complexos tanto para medir quanto para modelar. Esses processos são acelerados pelo homem, quando o mesmo passa a ocupar as terras e intervir de forma mais intensa sobre as mesmas. Erosão é o processo de desprendimento e arraste das partículas do solo principalmente pela ação da água (erosão hídrica) (Carvalho, 1994), resultado da ação conjunta do impacto das gotas de chuva (desprendimento) e das enxurradas (arraste das partículas) provenientes das águas que não foram infiltradas ou retidas no solo.

A modelagem da quantidade de sedimentos transportada em regiões semiáridas, e em particular do cariri paraibano, é de grande importância para o planejamento e aproveitamento dos recursos hídricos, devido à algumas particularidades dessa região, tais como: solos rasos, chuvas irregulares e mal distribuídas, vegetação rasteira e arbustiva, altos índices de evapotranspiração, escoamentos rápidos, e baixas capacidades de infiltração e armazenamento de água no solo. Os problemas causados pela erosão dependem da quantidade de solo erodido, transporte e deposição de sedimentos.

Dentre os problemas podem ser citados:

- Assoreamento de rios e reservatórios, que reduz a capacidade da seção, aumenta as enchentes e inviabiliza, em alguns casos, o aproveitamento dos recursos hídricos;
- Aumento da turbidez que dificulta a ação da luz solar na realização da fotossíntese, importante para a purificação e oxigenação das águas;
- Contaminação dos recursos hídricos, devido ao transporte de biocidas e adubos juntamente com os sedimentos, os quais causam um desequilíbrio na fauna e flora.

O transporte de sedimentos em uma bacia hidrográfica depende, fundamentalmente, da capacidade do escoamento em transportar, total ou parcial, a carga de sedimentos disponível oriunda tanto do desprendimento pela chuva quanto pelo escoamento. Várias são as metodologias para o cálculo da capacidade de transporte de sedimentos pelo escoamento encontradas na literatura ainda não amplamente testadas, seja para a carga do leito (e.g., Yalin, 1963), total (e.g., Engelund & Hansen, 1967) ou ambas (e.g., Laursen, 1958), particularmente em regiões semiáridas. Segundo Alonso et al (1983) o transporte de sedimentos calculado com diferentes fórmulas varia significativamente fazendo com que a escolha de uma delas precise de pesquisa com base em modelagem e dados observados.

No cariri paraibano, dados de escoamento e erosão do solo estão disponíveis em quantidade razoável, os quais foram recentemente utilizados (Vieira, 2011) na modelagem do escoamento e erosão do solo com o modelo MOSEE (Figueiredo, 2009) que contempla diferentes metodologias de transporte de sedimentos, ainda pouco investigadas. Ademais, poucos modelos matemáticos distribuídos utilizam metodologias alternativas de cálculo para capacidade de transporte. Nesta pesquisa foi utilizado o modelo MOSEE – Modelo de Simulação do Escoamento e Erosão do Solo (Figueiredo, 2009), que já havia sido testado na região semiárida do cariri paraibano (Vieira, 2011) e contém alternativas de cálculo da capacidade de transporte.

1.1 Objetivo geral

Analisar e investigar dentre os métodos de cálculo de transporte de sedimentos acoplados ao modelo MOSEE, bem como outros incorporados ao modelo durante o presente estudo, o que leva ao melhor ajuste dos dados observados na região semiárida do cariri paraibano.

1.2 Objetivos específicos

- Verificar a modelagem hidrossedimentológica na região do cariri paraibano com o modelo MOSEE realizada por Vieira (2011);
- Testar as diferentes metodologias já disponíveis no modelo, a partir da modelagem já realizada por Vieira (2011) e verificada no presente trabalho;
- Remodelar, se necessário, as componentes de fluxo e de erosão para um refinamento das simulações;
- Investigar a metodologia, já existente no modelo, mais eficaz de transporte de sedimentos, comparando dados calculados e observados;
- Incorporar possíveis alternativas para a capacidade de transporte que possam se adequar às condições do semiárido paraibano;

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A erosão do solo compreende o desprendimento das partículas de solo da superfície pela ação da chuva, do escoamento, do vento e da gravidade. A precipitação assume papel importante por ser o agente principal no processo de desprendimento do solo pelo impacto, enquanto que o escoamento superficial é o principal agente para o transporte, o qual depende do desenvolvimento dos demais processos do ciclo hidrológico, eg., interceptação, evapotranspiração, infiltração e percolação.

A modelagem da erosão do solo é feita através de modelos matemáticos que simulam os processos de desprendimento, transporte e deposição dos sedimentos (Figueiredo, 1998). Um modelo de erosão é governado por um modelo hidrológico, os quais se devem considerar as características do clima e do sistema para que ocorra uma boa representação dos processos.

2.1 Precipitação

As precipitações possuem papel fundamental nos processos hidrossedimentológicos e sua distribuição espacial e temporal influenciam na geração do escoamento e, conseqüentemente na erosão e transporte de sedimentos. Em regiões onde as chuvas são mal distribuídas, a modelagem dos processos torna-se mais difícil, sendo os modelos distribuídos os mais indicados nestes casos.

De acordo com Tucci (2001), as características principais da precipitação são o volume total de água precipitado, duração e distribuições temporal e espacial. A intensidade da chuva (relação entre a altura da chuva e sua duração) é fator governante no desprendimento do solo. Uma chuva intensa provocará no solo, efeitos bem mais agressivos do que uma chuva com o mesmo volume de água, mas com uma duração mais prolongada (Paiva e Paiva, 2001).

2.2 Interceptação

A interceptação é o processo pela qual parte da precipitação é retida acima da superfície do solo. Ocorre principalmente devido à vegetação. O volume retido é evaporado, retornando a atmosfera. Logo a interceptação interfere no balanço hídrico da bacia hidrográfica, funcionando como um reservatório que armazena parte da precipitação. A interceptação retarda e reduz os picos das cheias e o desprendimento do solo (Tucci, 2001).

A interceptação atua como fator de proteção contra a erosão, aumentando a evapotranspiração e a infiltração, diminuindo o escoamento. A interceptação é dependente da proporção de cobertura vegetal, do tipo da vegetação e da intensidade da chuva. Pode ser avaliada por métodos indicados na literatura (Horton, 1919) ou quantificadas em termos da capacidade de armazenamento da vegetação (Clark, 1940).

2.3 Evapotranspiração

Denomina-se evapotranspiração o conjunto dos processos de evaporação e transpiração. Evaporação é o processo de transferência de água líquida para o estado de vapor diretamente de superfícies líquidas, como lagos, rios, reservatórios, poças, e gotas de orvalho. A água que umedece o solo, que está em estado líquido, também pode ser transferida para a atmosfera diretamente por evaporação. Mais comum neste caso, entretanto, é a transferência de água através do processo de transpiração (Collischonn e Tassi, 2011). A transpiração envolve a perda de água para atmosfera na forma de vapor, decorrente das ações físicas e fisiológicas dos vegetais (Davi, 2004).

A evapotranspiração depende também do tipo do solo, da umidade do mesmo e do tipo de vegetação que o cobre. Em solos arenosos a taxa de evapotranspiração pode ser maior que a evaporação de uma superfície de água já em solos, argilosos saturados essa taxa pode ser reduzida à cerca de 75%. Na evapotranspiração de um solo descoberto saturado atuam somente fatores meteorológicos. De modo contrário, em solos não saturados, a evapotranspiração depende das propriedades do perfil do solo, principalmente da condutividade hidráulica (Tucci, 2001).

A taxa de evapotranspiração, medida por aparelhos ou estimada por fórmulas, refere-se a taxa potencial, que é a taxa máxima de evapotranspiração na unidade de tempo, ocorrida quando há suprimento suficiente de água, ou seja, quando o solo está próximo da sua capacidade de campo. Quando a umidade do solo é inferior a sua capacidade de campo, a taxa de evapotranspiração é dita real, sendo esta sempre menor ou igual a evapotranspiração potencial (Tucci, 2001; Villela e Mattos, 1975; Davi, 2004). Em períodos de estiagem a evapotranspiração ocorre em taxas inferiores à taxa potencial. Já em períodos chuvosos a taxa de evapotranspiração é próxima de zero.

2.4 Infiltração e Percolação

A infiltração compreende a passagem de água da superfície para o interior do solo, sendo um processo dependente da precipitação, natureza do solo, do estado da superfície e das quantidades de água e ar inicialmente presentes no interior do solo (Tucci, 2006).

À medida que a água infiltra pela superfície do solo, durante as chuvas, as camadas superiores vão se umedecendo de cima para baixo, alterando gradualmente o perfil de umidade. Enquanto houver infiltração, o perfil de umidade tende à saturação em toda a sua profundidade. As precipitações normalmente não têm capacidade para saturar todo o solo, saturando apenas as camadas próximas da superfície, formando um perfil na qual a umidade do solo decresce com a profundidade (Lopes, 2003). A infiltração é fator governante no processo de erosão por deslizamento (gravidade), em alguns solos susceptíveis a este tipo de erosão também conhecida como erosão em ravinas (Figueiredo, 1987).

O fator governante da entrada de água no solo, alterando o seu perfil de umidade, e da geração do escoamento é a sua capacidade de infiltração, que é dependente do estado de umidade do solo e de sua textura. Quanto maior o teor de umidade, menor é a capacidade de infiltração do solo (Davi, 2004). A percolação, por sua vez, é dependente da condutividade hidráulica das camadas do solo, ocorrendo da camada de menor condutividade para a de maior condutividade.

Se a precipitação atinge o solo com intensidade maior que a capacidade de infiltração do solo, a infiltração se processa na taxa de capacidade de infiltração do solo e o excesso é a lâmina do escoamento superficial. Contrariamente, se a intensidade da precipitação for menor do que a capacidade de infiltração do solo, toda água precipitada irá infiltrar (Tucci, 2001). Para descrever a variação da infiltração de água no solo em relação ao tempo, existem diversas equações, entre elas as equações de Horton (1933), Philip (1957, 1969), Green e Ampt (1911) e Smith e Parlange (1978).

Cessada a infiltração, a umidade no interior do solo se redistribui de modo que as camadas inferiores evoluem para teores de umidade maiores e as camadas próximas a superfície com menores teores de umidade em consequência da evapotranspiração, fenômeno este que ocorre entre os eventos de chuva.

2.5 Escoamento superficial

O escoamento superficial é um processo complexo resultante da interação dos demais processos do ciclo anteriormente descritos, além de depender das características da bacia hidrográfica (Vieira, 2011). Além disso, é de importância tanto para o processo de erosão, pois atua como agente de desprendimento das partículas da superfície, quanto para o transporte de sedimentos.

Conforme Figueiredo (1998), o escoamento superficial é gerado basicamente por dois mecanismos: a) quando a precipitação excede a capacidade de infiltração do solo, conhecido também como fluxo Hortoniano, b) quando ocorre a saturação do solo. O primeiro mecanismo é característico das precipitações intensas, enquanto que o segundo ocorre em eventos chuvosos de grande duração (Vieira, 2011) que promovem o umedecimento do solo e, após certo tempo, sua saturação.

O fluxo Hortoniano é o mecanismo predominante em regiões áridas e semiáridas, devido aos solos rasos e chuvas intensas, porém a sua saturação com o tempo também é possível. Em regiões úmidas o mecanismo principal de geração de escoamento pode ser devido a elevação do lençol subterrâneo, logo a saturação do solo ocorre das camadas inferiores para a superfície (Chow et al, 1988).

O escoamento superficial tem importante papel no processo de erosão do solo, já que está intimamente ligado ao processo de transporte de partículas, as quais foram desagregadas do solo, na sua maioria pelo impacto das gotas de chuva. Na região semiárida do Nordeste brasileiro, o transporte de partículas pelo escoamento é agravado principalmente pelo tipo de vegetação arbustiva e predominância de solos com baixa capacidade de infiltração, aumentando assim o escoamento e, conseqüentemente as perdas de solo.

2.6 Modelos Hidrossedimentológicos

Segundo Tucci (2006), um modelo é a representação de algum objeto ou sistema, numa linguagem ou forma de fácil acesso e uso, com o objetivo de entendê-lo e buscar suas respostas para diferentes entradas. Num sentido mais amplo, o modelo é a conceitualização do sistema (Campos, 2009). Logo, quanto mais complexos os sistemas, mais complicados são os modelos. Os modelos hidrológicos são ferramentas desenvolvidas com intuito de buscar entender melhor e representar o comportamento da bacia hidrográfica e prever condições diferentes das observadas (precipitações extremas, modificações no uso do solo, estiagens,

entre outras. As limitações com a utilização de um modelo são a quantidade e a qualidade dos dados hidrológicos, além da dificuldade de formular matematicamente alguns processos e a simplificação do comportamento espacial de variáveis e processos (Tucci, 2006). Variáveis como precipitação, vazão ou erosão do solo contem incertezas seja na medição ou estimativa. Além disso, os processos do ciclo hidrológico apresentam variações em três dimensões e também no tempo, sendo a consideração simultânea dessas variações extremamente complexa. Logo, na maioria dos modelos considera-se somente uma ou duas fontes de variação (Chow et al., 1988 apud Davi, 2004).

2.6.1 Classificação dos Modelos

Os modelos de uma forma geral podem ser classificados de acordo com o modo em que foram elaborados, sendo classificados em: físicos, analógicos e matemáticos. Os modelos físicos representam o sistema por um modelo reduzido, a qual tem um comportamento semelhante ao sistema em análise. Os modelos analógicos utilizam analogias entre equações que regem diferentes fenômenos para representação do sistema. Os modelos matemáticos representam a natureza do sistema através de equações ou expressões matemáticas, usadas para representar a natureza do sistema e simular o seu comportamento através de diferentes estímulos (saídas), esses modelos são os mais utilizados atualmente na engenharia devido a versatilidade, praticidade e baixo custo (Campos, 2009).

Segundo Tucci (2006) os modelos de gerenciamento de recursos hídricos podem ser classificados em modelos de comportamento, modelos de planejamento e modelos de otimização. Os modelos de comportamento são utilizados para prognosticar a resposta de um sistema sujeito a diferentes alternativas possíveis de entradas ou devido às modificações nas suas características. Os modelos de otimização buscam encontrar as melhores soluções em nível de projeto de um sistema específico. Os modelos de planejamento simulam condições globais de um sistema maior, buscando não somente as soluções hidráulicas, hidrológicas e econômicas, mas também aspectos socioeconômicos e ambientais. Esses modelos englobam os modelos de otimização e comportamento de diferentes áreas, e já buscam a solução ótima global.

Alguns outros critérios podem ser utilizados para a classificação dos modelos, quer sejam ligados ao tipo de variáveis utilizadas na modelagem, as relações existentes entre as

variáveis, a forma de apresentação dos dados, as relações espaciais, e por fim, a dependência temporal (Vieira, 2011).

Levando em consideração as variáveis que compõem o modelo, este pode ser classificado como estocástico ou determinístico. São do tipo estocástico, quando pelo menos uma das suas variáveis envolvidas tiver sua probabilidade de ocorrência levada em conta, apresentando assim um comportamento aleatório, possuindo uma distribuição de probabilidade. De modo inverso, se a chance de ocorrência das variáveis envolvidas no processo for ignorada e o modelo seguir uma lei definida que não seja uma lei de probabilidades será determinístico (Tucci, 2006). A diferença entre sistemas determinísticos e estocásticos é definida da seguinte forma: quando, para uma mesma entrada, o sistema produz uma mesma saída, o sistema é dito determinístico, já o sistema é dito estocástico quando a relação entre a entrada e saída é estatístico (Dooge, 1973 apud Tucci, 2006).

Os modelos podem ser empíricos ou conceituais, quando se analisa as relações existentes entre as variáveis. O modelo é empírico quando utiliza relações baseadas apenas em observações. Em geral, estes modelos são aqueles em que se ajustam os valores calculados aos dados observados, através de funções que não tem nenhuma relação com os processos físicos envolvidos. No entanto, são pouco robustos, uma vez que são específicos para aquela região para quais as relações foram estimadas. Inversamente, o modelo é conceitual quando utiliza funções que levam em consideração os processos físicos. Podem ser classificados ainda em semiconceituais e físicos. Os semiconceituais relacionam características do processo, mas mantém um razoável empirismo nos parâmetros das equações envolvidas, enquanto que os físicos utilizam as principais equações diferenciais do sistema físico, para representar os processos e os seus parâmetros são aqueles que mais se aproximam da física do sistema.

Levando em consideração o intervalo de tempo na simulação os modelos podem ser classificados em contínuos e discretos. São contínuos quando os fenômenos são contínuos com o tempo e discretos quando as mudanças de estado se dão em intervalos discretos. A escolha do intervalo de tempo depende da necessidade de precisão e da disponibilidade de dados, já que quando se almeja uma maior precisão dos resultados, utiliza-se um menor intervalo de tempo, mesmo que isso implique em um maior custo (Tucci, 2006).

De acordo com a variabilidade espacial da variável de entrada são classificados como concentrados e distribuídos. Os modelos concentrados não levam em consideração a variabilidade espacial da bacia, sendo assim as variáveis de entrada e saída são representativas de toda área estudada. Geralmente, os modelos concentrados utilizam somente o tempo como variável independente. Os modelos são ditos distribuídos quando levam em consideração a

variabilidade espacial e temporal das variáveis e parâmetros do modelo. Na prática não existem modelos puramente distribuídos, visto que são utilizadas discretizações que de alguma maneira, converte um modelo distribuído em concentrado numa pequena subdivisão da bacia (Tucci, 2006).

Um modelo também pode ser classificado de maneira combinada. Por exemplo, um modelo pode ser distribuído, contínuo e conceitual. De acordo com Lal e Russel (1981) esse tipo de modelo é propenso a ser mais utilizado atualmente em bacias hidrográficas que não possuem dados observados, ou para avaliar os possíveis efeitos das alterações na bacia, como o desmatamento, urbanização, entre outras.

2.7 Efeito de Escala

Bacias hidrográficas de grandes dimensões possuem carência de dados, o que leva a necessidade de adoção de metodologias para a transferência de informações de pequenas e médias bacias nas quais já foram estudadas e conseqüentemente possuem informações. Segundo Figueiredo (1998) um obstáculo para essa transferência de dados é o efeito que a variação de escala provoca nos parâmetros do modelo.

Segundo Lopes (2003), os estudos de efeitos de escala nos processos de escoamento superficial e erosão do solo são de grande importância já que na maioria das vezes os modelos hidrológicos e seus parâmetros, são utilizados na simulação do escoamento superficial e erosão do solo de uma maneira global, em pequenas e médias bacias hidrográficas. Em bacias de grandes dimensões, os processos hidrológicos são afetados tanto pelas variações dentro da bacia (clima, solo, hidrografia, relevo, entre outras), como também pelas não linearidades desses processos.

Logo, uma análise do comportamento da geração do escoamento e erosão do solo, em diferentes escalas, dará respostas valiosas para análise do comportamento de variáveis e parâmetros hidrológicos. Por conseguinte, é necessário a consideração das heterogeneidades das bacias nos modelos hidrológicos (distribuídos), a fim de analisar o efeito de escala.

2.8 Erosão do Solo e Produção de Sedimentos

A erosão do solo é a carga de sedimentos (eg., t; kgf) desprendida pela chuva e pelo escoamento. A erosão em si não consiste num problema por se tratar de um processo natural,

mas dependendo de outros fatores alguns problemas decorrentes da erosão podem ser citados: o assoreamento de rios e reservatórios, o aumento do risco de desertificação e a remoção da camada fértil de zonas agrícolas (Guerra et al., 1999).

Regiões semiáridas, que possuem uma fina camada superficial de solo, pouca cobertura vegetal e suas precipitações ocorrem em determinadas estações do ano, possuem maior susceptibilidade à erosão (Figueiredo, 1998). O processo pode ser acelerado principalmente pelo desmatamento para aproveitamento agrícola, uma vez que ficam desprotegidos da cobertura vegetal. Desse modo, as precipitações incidirão diretamente sobre a superfície do terreno aumentando a carga de sedimentos produzida (Guerra et al., 1999).

A produção de sedimentos é a carga erodida numa dada área e tempo (eg., t / km².ano). Compreende a quantidade de sedimento transportada até um ponto referencial, com dada área de contribuição, por um período de tempo (Vanoni, 1977). O transporte pelo escoamento pode acontecer de várias formas, dependendo das características das partículas e da capacidade do fluxo. De acordo com Simons e Sentürk (1992) as partículas pesadas são transportadas por deslizamento, rolamento ou saltação e as partículas leves são transportadas em suspensão no interior do fluxo e constituem a carga de lavagem. A capacidade de transporte de sedimentos indica a concentração de sedimentos em equilíbrio no escoamento superficial, logo, quando a concentração de sedimentos é maior que a capacidade de transporte do fluxo ocorre a deposição.

De acordo com Foster (1982), os processos de desagregação, transporte e deposição dos sedimentos ocorre em áreas planas e em canais. Logo a erosão origina-se nos planos e canais.

2.8.1 Erosão nos Planos

Dependendo das condições da cobertura vegetal superficial os impactos das gotas de chuva poderão provocar ou não a desagregação das partículas do solo, e, conseqüentemente, arremessá-las a uma curta distância após o impacto, deixando-as expostas a ação do escoamento superficial (Ramos, 1995).

Assim como o impacto das gotas de chuva, o escoamento superficial também possui um potencial erosivo. Quando ocorre a saturação da camada superior do solo, dá-se início ao escoamento superficial que irá remover os sedimentos de uma fina camada do solo, recebendo a denominação de erosão laminar (Carvalho, 1994).

Segundo Foster (1982), existem três tipos básicos para erosão nos planos: erosão laminar ou em camadas, erosão em sulcos e a erosão em ravinas. Na erosão laminar a remoção dos sedimentos ocorre através da retirada de uma fina camada do solo, podendo abranger uma grande área. A erosão em sulcos ocorre quando o escoamento se concentra em caminhos preferenciais, provocando o aparecimento de pequenos sulcos nos quais irão concentrar o fluxo. A formação desses sulcos ocorre de forma ocasional, já que irá depender da resistência do solo e declividade do terreno. Quando a erosão em sulcos atinge elevadas proporções, tem-se a formação de canais de maiores dimensões, sendo chamada de erosão em ravinas que é o último estágio da erosão do solo (Figueiredo, 1987).

A diferença entre a erosão laminar e as erosões em sulcos e em ravinas, é que na forma de lâminas a erosão possui uma maior abrangência, podendo assim atingir grandes áreas. Inversamente as erosões em sulcos e em ravinas apresentam uma menor abrangência, caracterizando-se como um processo localizado (Vieira, 2011).

2.8.2 Erosão nos Canais

A erosão nos canais ocorre pelo cisalhamento devido ao fluxo que age nas suas superfícies laterais e no seu leito. Segundo Carvalho (1994), a erosão fluvial explica a formação dos rios e da rede de drenagem, podendo resultar no aprofundamento e alargamento do leito dos rios. A quantidade de material disponível para ser transportado é aumentada no escoamento devido ao material erodido nos planos (Sousa, 2007). Fatores como o tipo de material que compõe o leito e as laterais do canal e a quantidade de material disponível para transporte determinarão, dependendo do escoamento, o transporte de sedimentos.

De acordo com Figueiredo (1998), quando ocorre o aprofundamento do canal, a água infiltra nos planos aumentando a sua umidade e conseqüentemente diminuindo a sua resistência, podendo assim resultar no deslizamento das paredes laterais do canal devido a gravidade.

2.9 Transporte e Deposição de Sedimentos

A chuva e o escoamento superficial são os agentes que fornecem energia ao processo erosivo do solo. Esses agentes tanto atuam separando as partículas e os agregados do solo, como também os transportando para o leito dos rios (Sousa, 2007). O material erodido

apresenta-se disperso, em suspensão ou na forma de agregados de vários tamanhos, sendo transportados pelo escoamento superficial.

A carga de sedimentos em rios caracteriza-se pela heterogeneidade de partículas, podendo ser de vários tipos, formas e tamanhos. O tipo de partícula é determinado por sua densidade, a sua forma pelo seu coeficiente de esfericidade e o tamanho por seu diâmetro (Vieira, 2011).

A carga do leito corresponde aos sedimentos que se originam na ação erosiva da água sobre as margens e o fundo do leito, enquanto que a carga de sedimentos originada nas vertentes é denominada de carga em suspensão. De acordo com Simons e Senürk (1992), o transporte de sedimentos pelo escoamento pode ocorrer de várias maneiras, sendo dependente do fluxo e das características das partículas. As partículas mais leves são transportadas no interior do fluxo, e constituem a carga em suspensão, já as partículas mais pesadas são transportadas da seguinte forma: a) Por Arrasto - quando as partículas escorregam ou rolam longitudinalmente no curso d'água; b) Por Saltação – quando as partículas pulam ao longo do curso d'água por efeito da correnteza ou impacto com as outras partículas. A capacidade de transporte de sedimentos corresponde à concentração de sedimentos em equilíbrio no fluxo superficial.

A deposição de sedimentos ocorre quando a quantidade de partículas suspensas for maior que a capacidade de transporte de sedimentos do fluxo. Esse fenômeno tem sua ocorrência aumentada em áreas onde a velocidade do fluxo é bastante reduzida (Sousa, 2007).

Segundo Vanoni (1975), a “descarga de sedimentos” refere-se à mistura de partículas de diferentes formas, tamanhos e densidades dispostas no curso d'água, sendo expressa pela massa total de sedimentos que passa numa seção do rio em um determinado intervalo de tempo (eg., kg/s ; t/dia).

2.9.1 Carga em Suspensão, Carga Dissolvida, Carga no leito e Carga total

O processo de transporte de sedimentos no rio possui três tipos de cargas: carga dissolvida, carga em suspensão e carga no leito.

A carga dissolvida é composta basicamente de constituintes provenientes da dissolução das rochas o qual são transportados pelo escoamento subterrâneo, esses constituintes estão presentes na água na forma de colóides e misturam com a água de forma homogênea. Existem determinadas situações em que o escoamento superficial pode contribuir

através do processo de poluição difusa, como, por exemplo, no carreamento de poluentes de áreas agrícolas, na qual são encontrados metais pesados, fertilizantes e algumas substâncias orgânicas que são adsorvidos pelos sedimentos. Logo a quantidade de material dissolvido suspenso depende da contribuição do escoamento superficial e subterrâneo, sendo variável temporamente e espacialmente. O estudo da carga dissolvida nos rios e mananciais está intimamente ligado com a qualidade de água (Santos, et al., 2001).

A carga em suspensão é composta pelas partículas de sedimentos mais finas como silte e argila em determinadas faixas granulométricas, sendo estas transportadas devido a se comportarem como colóides ou mesmo devido ao movimento da água (turbulência) e misturadas na água na forma de solução heterogênea. No transporte de sedimentos essa é a carga mais estudada, devido a maior facilidade de medição em relação à carga do leito e maior importância se comparada à carga dissolvida. A soma da carga dissolvida e carga suspensa é chamada de sólidos totais (Santos, et al., 2001).

A determinação da descarga sólida em suspensão é realizada através de medições, ou amostragens, dividindo a seção transversal em segmentos, uma vez que os sedimentos não apresentam uma distribuição uniforme. Para essa medição as amostras devem ser coletadas em quantidade suficiente para que sejam feitas análises com a precisão desejada e de forma a representar a média na seção transversal do rio no tocante à sua concentração e granulometria. Após a coleta dessas amostras, pode-se determinar a carga em suspensão através da filtração, ou os sedimentos em suspensão e dissolvidos, utilizando em laboratório a técnica da secagem. É importante lembrar que o amostrador não deve tocar no fundo do rio para não coletar sedimento do leito e não agitar o sedimento presente no fundo do rio. Por isso, existe uma zona denominada de zona não amostrada de poucos centímetros de profundidade logo acima do leito do rio (Carvalho et al., 2000).

A carga do leito é aquela composta de partículas de maiores diâmetros, e por esse motivo, permanecem sempre junto ao fundo do rio. Seu transporte ocorre de duas maneiras, através do arraste e da saltação. Na saltação, as partículas mantêm-se próximas do leito e a colisão entre elas mantém a sua densidade, o efeito da correnteza faz com que as partículas saltem ao longo do curso de água. No arraste o transporte é realizado pelo efeito da tensão tangencial exercida pelo movimento do fluido, sendo que nesse processo as partículas sempre estão em contato com o leito, rolando ou escorregando longitudinalmente no curso de água (Carvalho, 1994).

A determinação do valor da descarga sólida total pode ser feita através de métodos diretos ou indiretos. Diretamente pode se determinar a descarga sólida total fazendo com que

todo o sedimento fique em suspensão e, indiretamente, essa medição pode ser efetuada através de alguns processos: a) soma da descarga em suspensão com a de arrasto, e mais uma parcela que considera a descarga não amostrada, b) processos de cálculo como o método modificado de Einstein, e c) levantamento batimétrico do reservatório.

2.9.2 Propriedades dos Sedimentos

O estudo das propriedades das partículas dos sedimentos é de grande importância, pois influencia nos processos de erosão dos solos e transporte de sedimentos, logo tem um papel fundamental na modelagem computacional, já que algumas propriedades como a densidade, a forma, o diâmetro e o fator de forma das partículas atuam nesses processos. As classificações dos sedimentos que mais nos interessam para o escopo desse trabalho são baseadas no tamanho, forma, densidade e velocidade de sedimentação das partículas.

O tamanho da partícula possui a maior significância na engenharia hidráulica dentre todas as propriedades dos sedimentos. O tamanho da partícula pode ser definido pelo seu volume, diâmetro, peso, velocidade de sedimentação, malha de peneiramento, entre outras (Simons e Sentürk, 1992). A Tabela 2.1 relaciona o tamanho das partículas e sua sucessiva denominação.

Tabela 2.1 – Tamanhos e denominações das partículas dos sedimentos

Tamanho (mm)	Denominação
4096 – 2048	Matacão muito grande
2048 – 1024	Matacão grande
1024 – 512	Matacão médio
512 – 256	Matacão pequeno
256 – 128	Pedregulho grande
128 – 64	Pedregulho pequeno
64 – 32	Cascalho muito grosso
32 – 16	Cascalho grosso
16 – 8	Cascalho médio
8 – 4	Cascalho fino
4 – 2	Cascalho muito fino
2 – 1	Areia muito grossa
1 – ½	Areia grossa
½ - ¼	Areia média
¼ - 1/8	Areia fina
1/8 – 1/16	Areia muito fina
1/16 – 1/32	Silte grosso
1/32 – 1/64	Silte médio
1/64 – 1/128	Silte fino
1/128 – 1/256	Silte muito fino
1/256 – 1/512	Argila grossa
1/512 – 1/1024	Argila média
1/1024 – 1/2048	Argila fina
1/2048 – 1/4096	Argila muito fina

Fonte: Garde & Ranga Raju (1985) apud Vieira (2011).

A forma das partículas refere-se a geometria da partícula independentemente da sua composição ou tamanho. A mesma varia de acordo com a porosidade, permeabilidade e coesividade dos solos. Na análise do sedimento, um dos parâmetros de forma mais utilizado é a esfericidade que tem como principal objetivo ajudar a descrever o movimento relativo entre a queda da partícula e a água (Simons e Sentürk, 2002). De acordo com Suguio (2003), a forma influencia a velocidade de queda, a velocidade de transporte, a estabilidade dos taludes, entre outros.

A densidade das partículas é em função da composição mineralógica, os sedimentos carregados pela água são compostos basicamente por quartzo e feldspato na qual possui densidade de 2,65, afetando o transporte de sedimentos por segregação.

A velocidade de queda ou de sedimentação é uma função da forma, do tamanho e da densidade das partículas, além de outros fatores como o número de Reynolds, proximidade das paredes laterais do canal e a concentração de sedimentos. A velocidade de queda tem um

importante papel, já que é a variável que define a interação do transporte de sedimentos com as margens, o leito e a carga em suspensão (Simons e Sentürk, 1992). Em regime estacionário a velocidade de queda é denominada de velocidade terminal e a força resistente (arraste) é equilibrada pelo peso submerso (Sousa, 2007).

As partículas com forma irregular tem sua dimensão representada pelo seu diâmetro esférico equivalente, sendo considerado o diâmetro nominal, de peneiração, de sedimentação e de queda. Abaixo são descritos os diâmetros de acordo com Sousa (2007):

- a) Diâmetro nominal: diâmetro da esfera de densidade e volume iguais aos da partícula; (útil quando é fácil a medição do volume da partícula);
- b) Diâmetro de peneiração: diâmetro da esfera que, como a partícula, passa sem folga pela rede (malha) de uma peneira;
- c) Diâmetro de sedimentação: diâmetro da esfera de densidade igual à partícula, que atinge a “velocidade terminal”, igual a da partícula, nas mesmas condições (útil para areias finas, siltes e argilas);
- d) Diâmetro de queda: diâmetro da esfera de densidade 2,65, que atinge a mesma velocidade terminal da partícula, em água destilada à temperatura de 24°C.(útil para areias finas, siltes e argilas).

2.9.3 Metodologias de Cálculo do Transporte de Sedimentos

Os sedimentos disponibilizados através do desprendimento por meio da precipitação e escoamento superficial serão transportados dependendo da capacidade de transporte do fluxo. Uma avaliação entre a capacidade de transporte e a disponibilidade de sedimentos deve ser realizada, uma vez que o sedimento disponível a ser transportado pelo rio principal requer o desenvolvimento de equações da capacidade de transporte do fluxo, com intuito de analisar se a carga de sedimentos transportada será total ou parcial.

Existem na literatura diversos métodos que estimam apenas a carga de sedimentos de fundo, outros, a carga em suspensão, obtendo-se pela soma, a descarga total de sedimentos. Alguns métodos são usados para estimar a quantidade de sedimentos transportada de maneira indireta, isto é, fazem uso de parâmetros hidráulicos da corrente na seção do rio considerada para estas medições e levam em conta também, as características do material amostrado no leito do rio. Outros métodos consideram ainda para estimativa da quantidade de sedimentos,

além dessas medidas, a medida direta da concentração de sedimentos em suspensão na seção considerada (Paiva e Paiva, 2001).

O valor da descarga sólida depende de muitas variáveis, mas a maioria dos métodos foi desenvolvido com base em uma ou duas grandezas predominantes, tais como descarga de água, profundidade média do escoamento, a velocidade média do fluxo, declividade da superfície d'água, tensão de cisalhamento, potência da corrente, tamanho e gradação da partícula. É muito difícil simultaneamente incorporar todas estas variáveis e desenvolver uma função de transporte de sedimentos. Sendo assim, até meados da década de 1950, os métodos da estimativa da descarga de sedimentos eram enquadrados em um dos três enfoques a seguir: equações do tipo DuBoys, baseada em uma relação com a tensão de cisalhamento; equações do tipo Schoklistsch, baseadas em uma relação de descarga e equações do tipo Einstein, baseadas em considerações estatísticas das forças de sustentação.

A seleção do método mais adequado é de grande importância para o cálculo preciso da descarga sólida dos cursos d'água e estuários, já que as fórmulas de material do leito calculam a descarga de sedimentos sem considerar a descarga de material fino em suspensão, que representa a maior parte da descarga total de sedimentos. Logo a escolha de uma metodologia de cálculo para descarga de sedimentos deve ser bastante criteriosa, já que os resultados muitas vezes não são satisfatórios, pelo fato de não existir uma divisão física entre as descargas sólidas em suspensão e do leito (Carvalho, 1994).

A seguir são apresentados alguns métodos de cálculo da descarga de sedimentos total e de arrasto (leito) e em suspensão.

2.9.3.1 Método de DuBoys (1879).

Grande parte do desenvolvimento precoce na análise de carga de leito foi influenciada pelo trabalho de DuBoys (1879). Ele assumiu que o material do leito se move em camadas e que a diferença na velocidade média das camadas sucessivas aumenta linearmente para a superfície do leito. Posteriormente, definiu que a taxa de transporte de volume da carga de leito por unidade de largura é dada pelo produto da velocidade média das camadas e a espessura total. Sua formulação é baseada na tensão de cisalhamento do leito dada conforme equação abaixo.

$$g_b = \Psi_D \tau_0 (\tau_0 - \tau_c) \quad (2.1)$$

onde:

g_b – descarga de sedimentos (lb/s.ft)

Ψ_D - coeficiente com dimensões ft²/lb.s,

$\tau_0 = \gamma.R_b.S$ – tensão de cisalhamento do leito com dimensões lb/ft²,

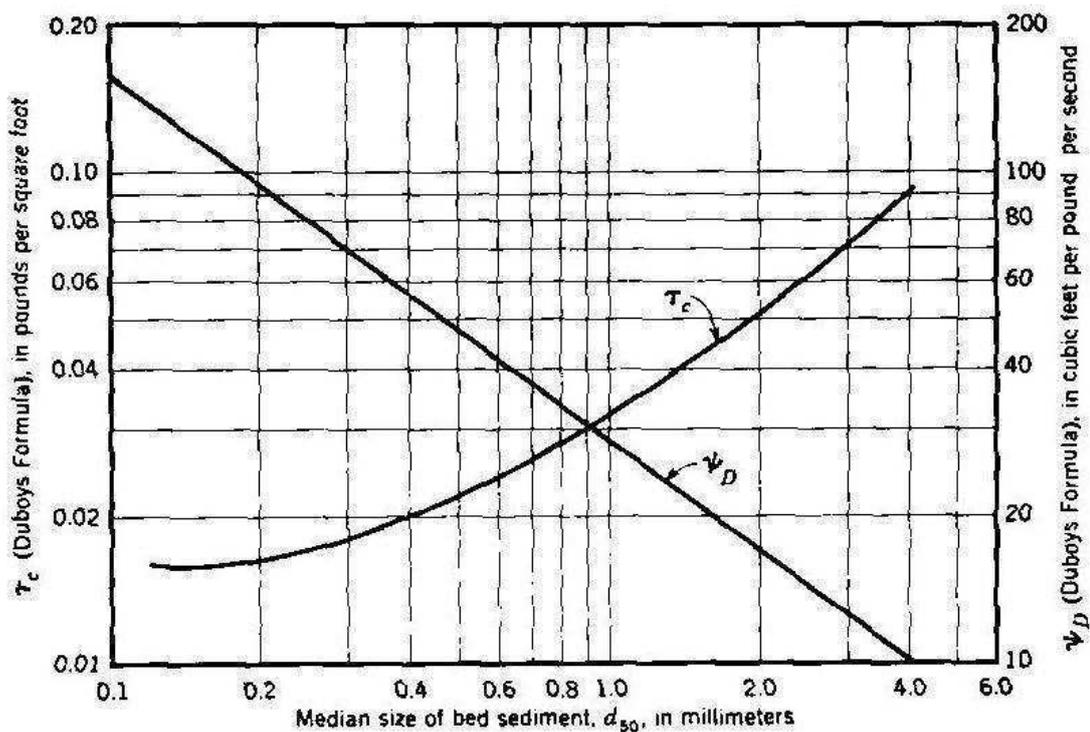
τ_c - tensão de cisalhamento crítica,

R_b – raio hidráulico do leito com dimensões ft,

S – inclinação do fluxo, em ft/ft.

Valores de Ψ_D e τ_c foram obtidos por Straub (1935) através da Figura 2.1, em função do diâmetro médio de sedimento do leito D_{50} (mm).

Figura 2.1 - Valores do coeficiente Ψ_D e tensão de cisalhamento crítica τ_c para a equação de DuBoys.



Fonte: Extraído de Vanoni (1977).

Lane e Nichols (1997) compararam simulações feitas com a equação de DuBoys modificada, com dados observados em bacias semiáridas nos Estados Unidos obtendo boas aproximações, com 99% das variações na produção de sedimentos explicados pela modelagem.

2.9.3.2 Método de Schoklitsch (1934)

A fórmula de Schoklitsch é baseada no movimento da carga do leito. Tem como princípio que o material do leito começa a se mover em descarga crítica, sendo que a descarga do leito é proporcional ao valor do trabalho realizado pela força trativa em excesso e é necessária para superar a resistência ao longo do perímetro molhado (Carvalho, 1994). Os parâmetros necessários para seu cálculo são: diâmetro médio da partícula, gradiente de energia, descarga líquida, largura da seção transversal e a descarga crítica.

$$Q_{sa} = \frac{7000}{D^{1/2}} \cdot S^{\frac{3}{2}} \cdot (q - q_0) \quad (2.2)$$

$$q_0 = \frac{1,944 \cdot 10^{-8} \cdot D}{S^{4/3}} \quad (2.3)$$

onde:

Q_{sa} – descarga sólida de arrasto, em kg/s,

D – Diâmetro médio da partícula, em mm,

S – Gradiente de energia, em m/m,

L – Largura da seção transversal, em metros,

q_0 – Descarga crítica, em m³/s por m de largura.

2.9.3.3 Método de Kalinske (1947)

A fórmula de Kalinske (1947) para cálculo do material do leito, para material de granulometria uniforme, é baseada na equação de continuidade que determina que a descarga do leito é igual ao produto da velocidade média das partículas em movimento pelo peso de cada partícula e pelo número de partículas. A velocidade média da partícula é função da razão do cisalhamento crítico para o cisalhamento total. O peso específico do sedimento é considerado constante e o número de partículas em movimento é função da tensão de cisalhamento aplicada à área do leito. A fórmula pode ser aplicada à composição de areias pela soma da descarga sólida calculada para todas as classes granulométricas (Carvalho, 1994).

Para a aplicação do método é necessário o conhecimento dos seguintes parâmetros: profundidade média, número de classes granulométricas, declividade do gradiente de energia, força trativa crítica, velocidade média de partículas na classe granulométrica, velocidade

média do escoamento, diâmetro médio da partícula por classe granulométrica e tensão de cisalhamento total no leito.

$$q_{sa} = 25,28 \sqrt{\tau_0} \sum \tau_{ci} \frac{it}{m} \cdot f \left[\frac{U}{V} \right] ; \text{ com } \left[\frac{U}{V} \right] = f \cdot \left[\frac{\tau_{ci}}{\tau_0} \right] \quad (2.4)$$

sendo:

q_{sa} – descarga sólida de arrasto, em lb/s por lb de largura,

τ_0 – tensão de cisalhamento total no leito, em lb/ft², $\tau_0 = 62,4 \cdot p \cdot S$

p – profundidade média, em ft,

S – Declividade do gradiente de energia, em ft/ft,

τ_{ci} - força trativa crítica, em lb/ft², $\tau_{ci} = 12 \cdot D_{si}$

D_{si} – diâmetro médio da partícula, em ft,

I_f – fração, por peso, do material do leito numa dada classe granulométrica,

m – soma dos valores de I_f/D_{si} para todas as frações granulométricas na composição do leito,

f – indica uma função,

U – velocidade média das partículas, em ft/s, na classe granulométrica,

V – velocidade média do escoamento, em ft/s, no nível do sedimento.

2.9.3.4 Método de Meyer Peter e Müller (1948)

A fórmula de Meyer-Peter e Muller (1948) citado por Paiva e Paiva (2001), para o cálculo da descarga de sedimentos por arrasto de fundo, foi desenvolvida a partir de experimentos com partículas de areia de tamanhos uniformes, partículas de areia de diferentes tamanhos, cascalho natural, lignita e barita. Baseia-se nas seguintes hipóteses:

- a) Que a declividade da linha de energia é uma característica da interação entre o movimento sólido e o líquido de um escoamento com transporte de sedimentos. Uma dada porção de energia é consumida para o transporte sólido e o restante para o movimento líquido.
- b) Que os mesmos fenômenos governam o transporte de sedimentos e o início do movimento.

Para aplicação do método é necessário o conhecimentos dos seguintes parâmetros: peso específico dos sedimentos, diâmetros característicos do material de fundo, a declividade da linha de energia, a vazão em escoamento e a forma da seção transversal.

$$\gamma \cdot \frac{Q_s}{Q} \left[\frac{K_s}{K_r} \right] \cdot p \cdot S = 0,047 \cdot \gamma'_s \cdot D_m + 0,25 \left[\frac{\gamma}{\rho} \right]^{1/3} \cdot q_{sa}^{2/3} \quad (2.5)$$

sendo:

γ – peso específico da água, em ton/m³,

Q_s – parte da descarga líquida que influencia no leito, em litros/s,

Q – descarga líquida total, em litros/s,

K_s – coeficiente de rugosidade do leito de Strickler, que é igual ao inverso do coeficiente de rugosidade de Manning n_s , igual a $1/n_s$,

K_r – coeficiente de rugosidade da partícula, em m^{1/3}/s, igual a $26/(D_{90})^{1/6}$,

p – profundidade média, em m,

S – gradiente de energia, em m/m,

n_s – coeficiente de rugosidade de Manning,

γ'_s – peso específico do sedimento submerso,

γ – peso específico do sedimento = 2,65 t/m³,

V – velocidade média da corrente, em m/s,

D_m – diâmetro médio do material de fundo, em m,

D_{90} – diâmetro do sedimento maior que 90% do material de fundo, em m.

2.9.3.5 Método de Einstein (1950)

Einstein (1950) desenvolveu um método para estimar a descarga de material de fundo, para diferentes vazões, a partir dos dados para a seção transversal e de amostras de material de fundo, em um trecho selecionado de rio, com escoamento uniforme.

O método está baseado na probabilidade de remoção, definida por Einstein (1950) como a fração do tempo durante o qual, em qualquer lugar, a força de sustentação instantânea excede o peso da partícula, ou seja, a probabilidade da relação entre o peso efetivo da partícula e a força de sustentação instantânea ser menor que um.

Einstein (1950) assumiu ainda que a espessura da camada de fundo é duas vezes maior que o diâmetro representativo do grão do material de fundo e que dentro dessa camada, que é a fonte de material em suspensão, é impossível a existência de material em suspensão. Seu método tem servido de base para diversos pesquisadores que utilizaram seus conceitos para

desenvolvimento de outros métodos de cálculo de transporte de sedimentos (Simons e Sentürk, 1977).

$$\Phi_* = \frac{i_B q_b}{i_b \cdot g \cdot \rho_s} \sqrt{\frac{\rho}{\rho_s - \rho}} \cdot \sqrt{\frac{1}{g \cdot D^3}} \quad (2.6)$$

onde:

ϕ_* - intensidade de transporte de carga de fundo por unidade de largura para uma fração de grão individual, ou função de taxa de transporte, que é uma medida adimensional do transporte de fundo e é independente do tamanho da corrente,

q_b - descarga do leito, em peso por unidade de tempo e largura,

D - diâmetro médio das partículas, em m,

g - aceleração da gravidade, em m/s^2 ,

ρ - massa específica da água,

ρ_s - massa específica do sedimento,

i_B - fração do material do leito de diâmetro D_i ,

2.9.3.6 Método de Laursen (1958)

Laursen (1958) desenvolveu uma equação para o cálculo da descarga total de sedimentos, na qual relaciona a condição de fluxo e a descarga de sedimentos resultante. A sua fórmula é expressa de uma forma dimensionalmente homogênea. Calcula a concentração média de sedimentos transportada por classes granulométricas, a partir do conhecimento dos seguintes dados: diâmetro médio do grão, profundidade média do rio, velocidade de cisalhamento, velocidade de queda das partículas de sedimento, tensão de cisalhamento do leito, tensão de cisalhamento crítica, fração por peso da granulometria do sedimento. A fórmula de Laursen é aplicável a sedimentos com densidade de 2,65.

$$C = 0,01 \cdot \gamma \cdot \sum_i P_i \cdot \left(\frac{D_i}{d}\right)^7 \cdot \left(\frac{\tau_0}{\tau_{ci}} - 1\right) \cdot f \cdot \left(\frac{U_*}{W_i}\right) \quad (2.7)$$

Sendo C a concentração total de sedimentos em peso por unidade de volume.

$$\tau_0 = \frac{\rho \cdot U^2}{58} \left(\frac{D_{50}}{d}\right)^{\frac{1}{3}}, \text{ em } lb/ft^2 \quad (2.8)$$

$$\tau_{ci} = 0,039 \cdot g \cdot (\rho_s - \rho) \cdot d_{50} \quad (2.9)$$

sendo:

$$U_* = \sqrt{g \cdot d \cdot S} - \text{velocidade de cisalhamento, em ft/s,} \quad (2.10)$$

D_i – diâmetro médio do grão, em ft,

f – indica uma função,

τ_{ci} – tensão de cisalhamento crítica, em lb/ft²,

d – profundidade da água, em ft,

ρ – massa específica da água, em slugs/ft³,

ρ_s – massa específica do sedimento,

P_i – fração por peso da granulometria do sedimento,

U – velocidade média, em ft/s,

g – aceleração da gravidade, em ft/s²,

W_i – velocidade de queda da partícula de diâmetro D_i ,

τ_{ci} - força trativa crítica do sedimento de diâmetro D_i ,

$$qT = q \cdot C \quad (2.11)$$

onde:

q – descarga do fluxo por unidade de largura, com dimensões lb/s por ft de largura,

qT - peso seco da descarga sedimento por unidade de tempo e largura, em ft³/s.

2.9.3.7 Método de Rottner (1959)

A fórmula de Rottner(1959) para descarga sólida de arrasto, é embasada em estimativas dimensionais e em coeficientes empíricos. Não é aplicável quando pequenas quantidades de material do leito estão em movimento. Rottner aplicou análise de regressão para determinar o efeito de um parâmetro de rugosidade D_{50}/p , desenvolvendo uma equação dimensionalmente homogênea (Carvalho, 1994). Para aplicação da metodologia são necessárias características como peso específico e densidade do sedimento, aceleração da gravidade, profundidade média, velocidade média e o diâmetro para o qual 50 % do material do leito são mais finos. Sua formulação é dada pela seguinte forma:

$$q_{sa} = \gamma_s [(S_g - 1) \cdot g \cdot p^3]^{1/2} \cdot \left[\frac{V}{(S_g - 1) \cdot g \cdot p} \cdot \left[0,667 \left(\frac{D_{50}}{p} \right)^{\frac{2}{3}} + 0,14 \right] - 0,778 \cdot \left(\frac{D_{50}}{p} \right)^{\frac{2}{3}} \right]^{2/3} \quad (2.12)$$

onde:

q_{sa} – descarga sólida de arrasto, em lb/s por ft de largura,

γ_s – peso específico do sedimento, em lb/ft³,

S_g – gravidade específica do sedimento, igual a 2,65,

g – aceleração da gravidade, em ft/s²,

p – profundidade média, em ft,

V – velocidade média, em ft/s

D_{50} – diâmetro da partícula, em ft, para qual 50% do material do leito são mais finos.

2.9.3.8 Método de Yalin (1963)

A equação proposta por Yalin (1963) para cálculo do material do leito é uma das mais fáceis de serem usadas. A equação Yalin calcula a capacidade de transporte como uma função da hidráulica do fluxo, diâmetro e densidade do sedimento. Os sedimentos se movimentam por saltação e qualquer aumento na distância percorrida por duas saltações sucessivas é resultado de aumento no transporte, sem que isso necessariamente implique em um recrudescimento do número de partículas em movimento (Graf, 1984).

A quantificação desse número de partículas em saltação requer uma análise proporcional ao excesso de tensão de atrito. Para o cálculo da concentração de sedimentos no leito através do método de Yalin (1963) é necessário o conhecimento dos seguintes dados: a velocidade de cisalhamento, largura do fluxo, diâmetro representativo do sedimento (D_{50}), tensão de cisalhamento pelo fluxo, massa específica do sedimento e água, aceleração da gravidade, profundidade do fluxo de água, declividade da linha de energia e a tensão de cisalhamento crítica.

$$Ya = 0,635 \cdot \sqrt{\frac{\tau}{\rho}} \cdot C_w \cdot D_{50} \cdot \delta \cdot \left[1 - \frac{\ln(1 + \alpha \cdot \delta)}{\alpha \cdot \delta} \right] \quad (2.13)$$

$$\alpha = \frac{2,45}{S_s^{0,4}} \cdot \sqrt{\frac{\tau_c}{(S_s - 1) \cdot \rho \cdot g \cdot D_{50}}} \quad (2.14)$$

$$\delta = \max \left[0, \frac{\tau}{\tau_c} - 1 \right] \quad (2.15)$$

onde:

Y_a – volume de sedimento por unidade de tempo, em kg/s,

C_w – largura do fluxo em m,

$S_s = \rho_s / \rho = 2,65$;

ρ – massa específica da água,

ρ_s – massa específica do sedimento,

g - aceleração da gravidade que é igual a 9,806 m/s²,

τ - tensão de cisalhamento do fluxo,

τ_c – tensão de cisalhamento crítica, calculada pelo método de Shields.

2.9.3.9 Método de Bagnold (1966)

Bagnold (1966) desenvolveu uma fórmula de transporte de sedimentos para o cálculo da descarga total de sedimentos, com base nos conceitos de potência de fluxo. Indicou que a potência disponível do fluxo fornece a energia para o transporte de sedimento. Deste modo, ele derivou uma relação para a carga de leito e carga suspensa, respectivamente (Simons e Sentürk, 1992).

Para a aplicação do método é necessário o conhecimentos dos seguintes parâmetros: a eficiência da carga do leito, eficiência da carga suspensa, coeficiente da fricção sólida dinâmica, peso específico do sedimento, profundidade do canal, declividade da linha de energia, largura do rio, velocidade média do fluxo e velocidade média dos sólidos suspensos. Sua formulação é a seguinte:

$$q_T = q_{bw} + q_{sw} = \left(\frac{\gamma}{\gamma_s - \gamma} \right) \tau_0 \cdot U \cdot \left(\frac{e_b}{\tan \alpha} + 0,01 \cdot \frac{U}{w} \right) \quad (2.16)$$

q_T - expresso em peso seco por unidade de tempo e de largura,

w – velocidade de queda do material suspenso,

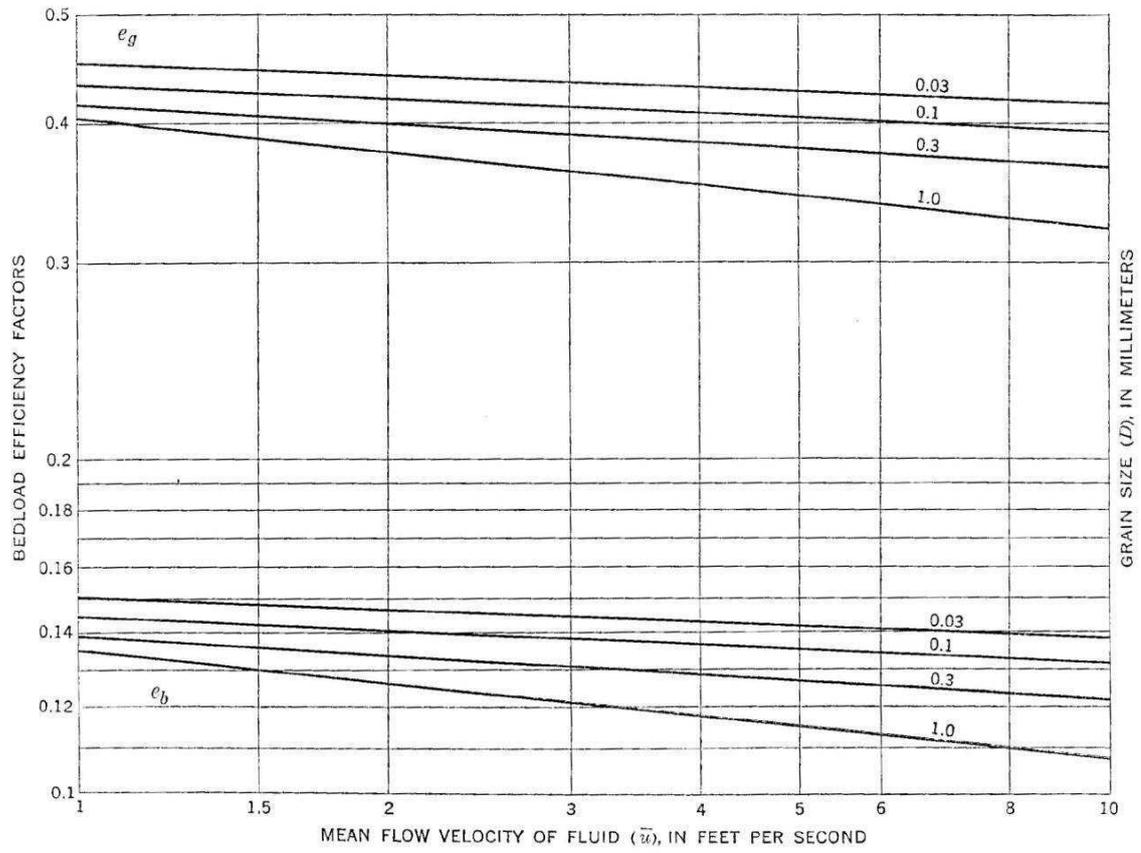
U - velocidade média do fluxo,

τ_0 – tensão de cisalhamento do fluxo,

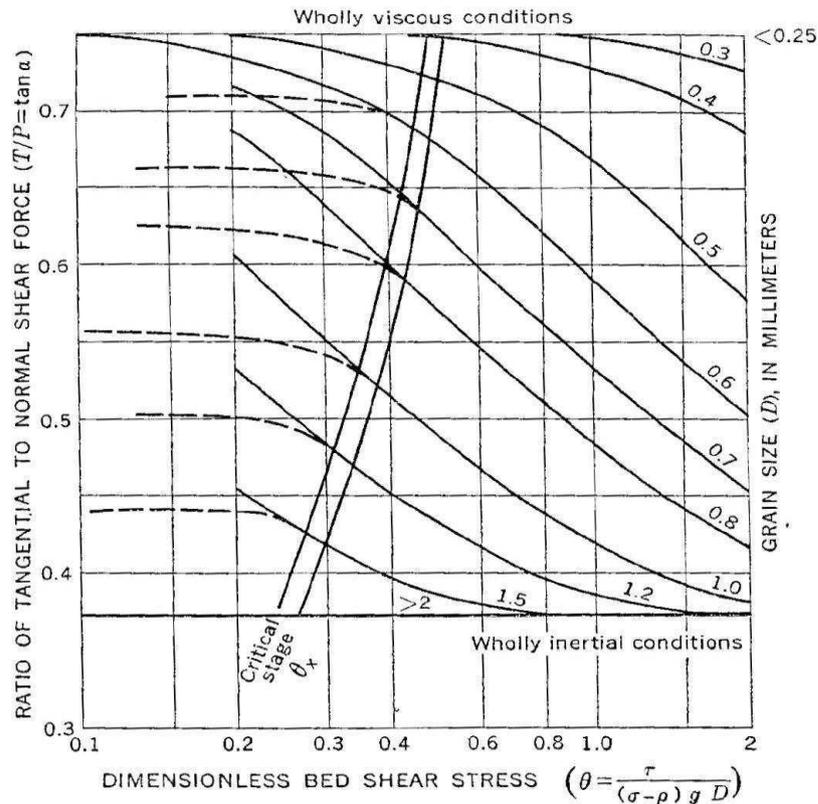
γ_s – peso específico do sedimento,

γ – peso específico da água.

Os valores de e_b e $\tan \alpha$ são determinados pelas figuras 2.2 e 2.3, respectivamente.

Figura 2.2 - Fator de eficiência e_b .

Fonte : Extraído de Bagnold (1966).

Figura 2.3 – Variação de α .

Fonte: Extraído de Bagnold (1966).

2.9.3.10 Método de Blench (1966)

Destina-se aplicar apenas aos córregos em leito de areia que estão em regime de equilíbrio e têm leito coberto de dunas. Blench (1966) utiliza uma equação um pouco diferente para fluxos com camadas de cascalho. Para a aplicação da fórmula é necessário o conhecimento dos seguintes dados: concentração da descarga de sedimentos, diâmetro médio do sedimento (D_{50}), largura do fluxo e um coeficiente de meandros (Vanoni, 1977). Sua formulação é apresentada a seguir.

$$\frac{\left((1+0,12) \cdot 10^5 \frac{C_m}{\gamma} \right)}{\left(\left(1 + \frac{1}{233} \right) \cdot 10^5 \frac{C_m}{\gamma} \right)} = \frac{3,63 \cdot g \cdot b^{1/4} q^{1/12} S}{K_m v^{1/4} [1,9 \cdot \sqrt{(D_{50}) mm}]^{11/12}} \quad (2.17)$$

onde:

C_m – concentração da descarga de sedimentos, em lb/ft²,

b – largura do fluxo, em ft,

K_m – coeficiente de meandros, com valor de 1,25 para fluxos em linha reta, 2,0 para fluxos bem desenvolvidos e 2,75 para fluxos muito sinuosos.

D_{50} – tamanho médio do sedimento do leito, em mm.

2.9.3.11 Método de Engelund e Hansen (1967)

A fórmula de Engelund e Hansen (1967) usa o conceito de potência da corrente e o princípio da similaridade. Os autores especificam que a equação pode ser usada para materiais de leito que possuam diâmetro médio maior do que 0,15mm. É uma formula que calcula o transporte total dos sedimentos de leito, incluindo o movimento por arrasto e em suspensão (Simons e Sentürk, 2001).

Para sua aplicação o método requer o conhecimento dos seguintes dados: peso específico do sedimento, velocidade média do escoamento, diâmetro da partícula para qual 50% do material do leito são mais finos (D_{50}), declividade da linha de água, largura da superfície do canal e raio hidráulico.

Primeiramente calcula-se a tensão de atrito média da corrente, pela equação:

$$\tau_o = \gamma \cdot R_h \cdot S \quad (2.18)$$

A descarga sólida total do material transportado será dado pela equação:

$$q_s = 0,05 \cdot \gamma_s \cdot U^2 \left[\frac{D_{50}}{g \cdot \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 \right)} \right]^{\frac{1}{2}} \left[\frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma) \cdot D_{50}} \right]^{3/2} \quad (2.19)$$

onde:

q_s – descarga de sedimentos, em lb/s por ft de largura,

γ_s – peso específico do sedimento,

γ – peso específico da água,

U - velocidade média do escoamento (m/s),

D_{50} - diâmetro da partícula, para o qual 50% do material do leito, são mais finos;

g - aceleração da gravidade,

R_h - raio hidráulico (m),

S - declividade da linha d'água (m/m).

2.9.3.12 Método de Toffaleti (1969)

Desenvolveu um método para a determinação da descarga de sedimentos por arraste de fundo, em suspensão e, da descarga total pela soma da descarga de fundo com a descarga em suspensão, baseado nos conceitos de Einstein. No seu método ele considera a descarga sólida do curso de água a ser calculada equivalente a de um curso d'água hipotético bidimensional, de largura L e profundidade p , igual ao raio hidráulico R do fluxo real. O cálculo da descarga sólida é realizado por frações de diâmetro, a partir do conhecimento dos seguintes parâmetros: raio hidráulico, temperatura da água, velocidade média na vertical da secção, largura do rio, diâmetros característico do material do fundo, declividade da linha de energia, as frações de diâmetro do material do fundo e as suas velocidades de sedimentação, e a viscosidade cinemática da mistura água-sedimento.

No método de Toffaleti (1969), a profundidade é dividida em quatro zonas, sendo o perfil de velocidade representado pela equação que segue:

$$V = (1 + nv). U. \left(\frac{y}{d}\right)^{nv} \quad (2.20)$$

sendo:

$$nv = 0,1198 + 0,00048. T \quad (2.21)$$

onde:

T – temperatura da água, em °F,

U – velocidade média do escoamento,

V – velocidade instantânea em um ponto de profundidade y ,

d – profundidade total do escoamento,

As distribuições de concentração de sedimentos para as três zonas acima de $y = (2Di/d)$ que representa a zona de fundo, são:

Zona Superior:

$$C_i = C_{ui}. \left(\frac{y}{d}\right)^{-1,5.Z_i} \quad (2.22)$$

Zona intermediária:

$$C_i = C_{mi} \cdot \left(\frac{y}{d}\right)^{-Z_i} \quad (2.23)$$

Zona Inferior:

$$C_i = C_{Li} \cdot \left(\frac{y}{d}\right)^{-0,756 \cdot Z_i} \quad (2.24)$$

sendo:

$$Z_i = \frac{W_i \cdot U}{C_z \cdot d \cdot S} \quad (2.25)$$

onde:

W_i – velocidade de queda da partícula de diâmetro D_i , em água a temperatura T ,

S – declividade da linha de água,

$$C_z = 260,67 - 0,667 \cdot T \quad (2.26)$$

Obs.: quando o valor de Z_i for menor que nv , adota-se o valor de $Z_i = 1,5 \cdot nv$.

Logo, o valor da descarga de sedimentos em suspensão, por unidade de largura, nas zonas superior, média e inferior, para uma partícula de diâmetro D_i são dadas por:

$$q_{sup} = M_i \cdot \frac{\left(\frac{d}{11,24}\right)^{0,244 \cdot Z_i} \cdot \left(\frac{d}{2,5}\right)^{0,5 \cdot Z_i} \cdot [q^{n_1} - \left(\frac{d}{2,5}\right)^{n_1}]}{n_1} \quad (2.27)$$

$$q_{med} = M_i \cdot \frac{\left(\frac{d}{11,24}\right)^{0,244 \cdot Z_i} \cdot \left[\left(\frac{d}{2,5}\right)^{n_2} - \left(\frac{d}{11,24}\right)^{n_2}\right]}{n_2} \quad (2.28)$$

$$q_{inf} = M_i \cdot \frac{\left(\frac{d}{11,24}\right)^{n_3} \cdot (2 \cdot D_i)^{n_3}}{n_3} \quad (2.29)$$

sendo:

$$M_i = 43,2 \cdot p_i \cdot C_{Li} \cdot (1 + nv) \cdot V \cdot d^{0,756 \cdot Z_i - nv} \quad (2.30)$$

$$n_1 = 1 + nv - 1,5 \cdot Z_i \quad (2.31)$$

$$n_2 = 1 + nv - Z_i \quad (2.32)$$

$$n_3 = 1 + nv - 0,756 \cdot Z_i \quad (2.33)$$

p_i – fração por peso do material de fundo com diâmetro D_i .

CL_i é calculado pela seguinte equação empírica:

$$CL_i = \frac{0,6.p_i}{\left(\frac{Tt.Ac.Kc}{U^2}\right)^{\frac{5}{3}} \cdot \left(\frac{Di}{0,00058}\right)^{\frac{5}{3}}} \quad (2.34)$$

Quando $Di = 0,0002$ ft a equação anterior reduz-se a:

$$CL_i = \frac{1,095}{\left(\frac{Tt.Ac.Kc}{U^2}\right)^{\frac{5}{3}}} \quad (2.35)$$

onde:

$$Ac = f \cdot \left(\frac{(10^5.v)^{\frac{1}{3}}}{10.u^*}\right) \quad \text{dado em Simons e Sentürk (1992, pg. 628)} \quad (2.36)$$

$$u^* = f \left(\frac{U^3}{g.S.v}, \frac{U}{g.S.D65}\right) \quad \text{velocidade de atrito relativa aos grãos} \quad (2.37)$$

$$T_t = 1,10.(0,051 + 0,00009.T) \quad (2.38)$$

onde Kc é um fator de correção (ver Simons e Sentürk, 1992, pg. 628). Quando $Kc < 1$, adota-se o valor de Kc igual a 1. Quando o produto $Ac.Kc < 16$, adota-se $Ac.Kc$ igual a 16.

A equação da concentração de sedimentos na zona de fundo para $y = 2.Di$ é:

$$(Ci)_{y=2.Di} = CL_i \cdot \left(\frac{2.Di}{d}\right)^{-0,756.Z_i} \quad (2.39)$$

Quando a concentração de sedimentos de fundo dada pela equação acima for maior que 100 lb/ft^3 , a concentração CL_i deve ser corrigida para que a concentração seja igual a 100 lb/ft^3 .

A descarga de fundo é calculada pelo produto de p_i , pela concentração de sedimentos e a velocidade em $y = 2.Di$ e a distancia $2.Di$, resultando em:

$$q_{Bi} = Mi \cdot (2.Di)^{n3} \quad (2.40)$$

Assim sendo, a descarga total calculada será:

$$QT = B.(q_{Bi} + q_{sup} + q_{med} + q_{inf}) \quad (2.41)$$

sendo Q_t em ton/dia e q_{Bi} , q_{sup} , q_{med} e q_{inf} em ton/dia.ft.

2.9.3.13 Método de Shen e Hung (1971)

Shen e Hung desenvolveram uma equação para o cálculo da descarga total de sedimentos, começando pela suposição de que o transporte de sedimento é um fenômeno complexo que nenhum único número Reynolds, número de Froude, ou uma combinação destes parâmetros pode ser utilizado para descrever o movimento de sedimentos sob todas as condições. Eles recomendaram uma fórmula de regressão com base em todos os dados disponíveis para aplicação em engenharia. A desvantagem desta abordagem é que o parâmetro de fluxo final será provavelmente dimensional. A concentração de sedimentos no método de Shen e Hung (1971) é variável dependente da velocidade de queda, do diâmetro médio do material do leito, velocidade de fluxo, profundidade e inclinação fluxo de energia. Além disso, eles determinaram a concentração de sedimentos, como uma série de potência do parâmetro de fluxo (Simons e Sentürk, 2001).

$$\log C = -107\,404,459 + 324\,214,747X - 326\,309,589 X^2 + 109\,503,872X^3 \quad (2.42)$$

sendo:

$$X = \left(\frac{U.S^{0,57}}{\omega^{0,32}} \right)^{0,0075} \quad (2.43)$$

onde:

C - concentração de sedimentos, em peso,

U – velocidade média do fluxo,

S – inclinação da linha de energia,

w – velocidade de queda do material do leito com diâmetro médio,

2.9.3.14 Método de Ackers e White (1973)

Desenvolveram uma função geral para cálculo da descarga sólida de material do leito em termos de três grupos adimensionais: a granulometria, mobilidade e descarga sólida. Consideram que os sedimentos grossos são transportados principalmente como carga do leito, e somente uma parte da tensão de cisalhamento no leito do canal causa movimento dos sedimentos grossos. Os sedimentos finos são transportados como carga em suspensão devido a tensão de cisalhamento total que causa seu movimento (Carvalho, 1994).

Para sua aplicação, o método requer o conhecimento dos seguintes parâmetros: o diâmetro da partícula para o qual 50% do material do leito são mais finos (D_{50}), a velocidade de cisalhamento, profundidade média da seção do fluxo, velocidade média do fluxo e declividade da linha de água, peso específico do sedimento e viscosidade cinemática da água.

A aplicação do Método de Ackers e White é descrito em Paiva (1988) conforme segue:

a) Calcula-se a velocidade de cisalhamento conforme a equação:

$$U^* = (9,81 * Rh * S)^{0,5} \quad (2.44)$$

b) Calcula-se o diâmetro adimensional do grão pela equação:

$$D_{gr} = D_{50} \left[\frac{g(s-1)}{v^2} \right]^{1/3} \quad (2.45)$$

onde:

D_{50} – diâmetro do grão, em ft;

g – aceleração da gravidade, 32,174ft/s²;

S – gravidade específica do sedimentos, 2,65;

Rh – raio hidráulico, em ft,

v – viscosidade cinemática, em ft²/s.

Para silte de diâmetro 0,04 mm, $D_{gr} = 1$, para areias de diâmetro 2,5mm, $D_{gr} = 60$, para sedimentos grossos $D_{gr} > 60$ e para material fino $D_{gr} < 1$, o método não se aplica.

c) Calcula-se a grandeza adimensional de mobilidade da partícula pela equação:

$$F_{gr} = \frac{U^*}{\sqrt{g D_{50} (s-1)}} \cdot \left[\frac{U}{5,657 \cdot \log\left(\frac{\alpha \cdot d}{D_{50}}\right)} \right]^{1-n} \quad (2.46)$$

onde:

d – profundidade média, em ft;

U^* - velocidade de cisalhamento, igual a $\sqrt{g.d.s}$

U – velocidade média, em ft/s;

α – coeficiente devido à rugosidade, igual a 10;

n – expoente de transição depende da granulometria do sedimento.

d) Calcula-se a descarga sólida adimensional:

$$G_{gr} = C_A \left(\frac{F_{gr}}{A} - 1 \right)^m \quad (2.47)$$

sendo:

A - valor do número de Froude no movimento incipiente;

M - expoente da função de transporte de sedimento;

C_A - coeficiente da função de transporte de sedimento.

Determina-se os valores de n , A , m e C_A pelas seguintes equações:

- Para $1 \leq D_{gr} \leq 60$:

$$n = 1 - 0,56 \cdot \log D_{gr} \quad (2.48)$$

$$m = \frac{9,66}{D_{gr}} + 1,34 \quad (2.49)$$

$$A = \frac{0,23}{(D_{gr})^{0,5}} + 0,14 \quad (2.50)$$

$$\log C_A = 2,86 \cdot \log D_{gr} - (\log D_{gr}) \cdot 2 - 3,53 \quad (2.51)$$

- Para $D_{gr} > 60$: $n = 0$ e $A = 0,17$; $m = 1,5$ e $C_A = 0,025$

- Para $D_{gr} < 1$ o método não se aplica.

Calcula-se, então, a concentração de sedimentos por unidade de peso de fluido pela equação:

$$C = \frac{G_{gr} \cdot s \cdot D_{50}}{d} \cdot \frac{1}{\left(\frac{U^*}{U}\right)^n} \quad (2.52)$$

A descarga sólida total pela equação:

$$Q_t = 0,0864.Q.C \quad (2.53)$$

2.9.3.15 Método de Yang (1973)

Yang (1973) desenvolveu uma equação para cálculo da descarga total de sedimento no escoamento, para areias de leitos de rios, fundamentada na análise dimensional e no conceito de potencia unitária do fluxo. A potência unitária do fluxo é o valor da energia potencial dissipada, por unidade de peso da água, sendo expressa pelo produto da velocidade pela declividade ($V \times S$). Suas equações podem ser usadas em canais com materiais não coesivos e para qualquer tipo de forma de fundo (Carvalho, 1994). Esse método considera que o transporte de sedimentos ocorre principalmente sob condições de escoamento turbulento. Usa o conceito definido por Bagnold (1966), pelo qual a taxa de transporte de sedimentos pode ser diretamente relacionada com a taxa de dissipação de energia do fluido usado no transporte de sedimentos.

O método pode ser aplicado, à partir do conhecimento dos seguintes parâmetros: diâmetro médio do sedimento, largura do canal, profundidade do canal, temperatura da água, velocidade média do escoamento da água e a velocidade terminal de queda da partícula.

$$\begin{aligned} \log CT = & 5,435 - 0,286 \cdot \log \left(\frac{W \cdot D}{\nu} \right) - 0,457 \cdot \log \left(\frac{U^*}{W} \right) + (1,799 - 0,409 \cdot \log \left(\frac{W \cdot D}{\nu} \right) \\ & - 0,314 \cdot \log \frac{U^*}{W}) \cdot \log \left(\frac{V \cdot S}{W} - \frac{V_{cr} \cdot S}{W} \right) \end{aligned} \quad (2.54)$$

onde:

CT – concentração total, em ppm por peso,

D – diâmetro médio dos grãos, em ft,

ν – viscosidade cinemática, em ft^2/s ,

U^* - velocidade de cisalhamento, que é igual a $\sqrt{g \cdot p \cdot S}$, em ft/s ,

V – velocidade média da corrente, em ft/s ,

S – declividade da linha energética, em ft/ft ,

V_{cr} - velocidade média do escoamento, em movimento inicial, em ft/s ,

W – velocidade terminal de queda, em ft/s .

2.9.3.16 Método de Yang para pedregulhos (1984)

Yang (1984) desenvolveu uma equação para cálculo da descarga total de sedimentos em rios com pedregulhos, usando a mesma análise dimensional e métodos de regressão múltipla da fórmula proposta por Yang (1973), e assim como a definição de potência unitária do escoamento. O cálculo da concentração total de sedimentos pode ser realizado através de faixas granulométricas (Carvalho, 1994).

O método pode ser aplicado, à partir do conhecimento dos seguintes parâmetros: diâmetro médio do sedimento, largura do canal, profundidade do canal, temperatura da água, velocidade média do escoamento da água e a velocidade terminal de queda da partícula.

$$\log CT = 6,681 - 0,633 \cdot \log\left(\frac{W \cdot D}{v}\right) - 4,816 \cdot \log\left(\frac{U^*}{W}\right) + (2,784 - 0,305 \cdot \log\left(\frac{W \cdot D}{v}\right) - 0,282 \cdot \log\left(\frac{U^*}{W}\right)) \cdot \log\left(\frac{V \cdot S}{W} - \frac{V_{cr} \cdot S}{W}\right) \quad (2.55)$$

Os parâmetros e as unidades são os mesmos mostrados no método de Yang (1973).

2.9.3.17 Método de Van Rijn (1984)

O método de Van Rijn (1984) considera o transporte sólido separado em transporte de fundo e suspensão, Van Rijn procurou estudar e definir os critérios para identificar o início do transporte em suspensão. Procurou também obter uma relação para caracterizar o diâmetro do sedimento em suspensão, que é consideravelmente menor que as partículas que são transportadas junto ao fundo. Por fim, Van Rijn apresenta as relações para o transporte sólido baseadas na integração dos perfis de concentração e de velocidade, o que acrescenta maior sofisticação ao cálculo (Paiva e Paiva, 2001).

O cálculo do transporte sólido divide-se em duas etapas distintas, que são a determinação do transporte de fundo e a do transporte em suspensão.

Para a sua aplicação o método requer conhecimento dos seguintes parâmetros: velocidade, profundidade e largura média do escoamento, gradiente de energia, diâmetros característicos e desvio padrão geométrico do material de fundo, massa específica da água e do sedimento, aceleração da gravidade e a constante de Von Kármán. A formulação da metodologia de Van Rijn encontra-se descrita abaixo:

Cálculo da descarga de fundo

$$\frac{q_b}{[(s-1)g]^{0.5} D_{50}^{1.5}} = 0,053 \frac{T^{2.1}}{D_{50}^{0.3}} \quad (2.56)$$

onde:

S – densidade do sedimento (ρ/ρ_s);

v – viscosidade cinemática;

O parâmetro T expressa a mobilidade das partículas em relação ao estado crítico de início de movimento conforme proposto por Shields, e pode ser calculado pela seguinte equação:

$$T = \frac{(v_*')^2 - (v_{*,cr}')^2}{(v_{*,cr}')^2} \quad (2.57)$$

onde:

v_*' = velocidade de atrito dos grãos relativa ao fundo,

$v_{*,cr}'$ = velocidade de atrito crítica de acordo com Shields.

Cálculo do diâmetro adimensional do sedimento D_{gr} :

$$D_{gr} = D_{50} \left(\frac{(s-1) \cdot g}{v^2} \right)^{1/3} \quad (2.58)$$

Cálculo do coeficiente de Chézy:

$$C' = 18 \log \left(\frac{12 R_b}{3 D_{90}} \right) \quad (2.59)$$

Onde:

R_b - raio hidráulico relativo ao fundo.

Cálculo da velocidade de cisalhamento relativa aos grãos:

$$v_* = \frac{v \cdot \sqrt{g}}{c} \quad (2.60)$$

Cálculo do valor crítico para o início da suspensão das partículas, pela seguinte equação:

$$\theta_{cr} = \frac{(v_{cr})^2}{(s-1)g.D_{50}} \quad (2.61)$$

Cálculo da descarga em suspensão

A descarga de sedimentos em suspensão, em volume, por unidade de largura é calculada por:

$$q_s = F.U.d.ca \quad (2.62)$$

onde:

$$F = \frac{[\frac{a}{d}]^Z - [\frac{a}{d}]^{1,2}}{[1 - \frac{a}{d}]^Z \cdot [1,2 - Z]} \quad (2.63)$$

sendo:

d – profundidade do escoamento,

ca – concentração de referência,

a – nível de referência, abaixo do qual o transporte é considerado de fundo,

Z' – parâmetro de suspensão.

O valor do nível de referência (a) é considerado igual a metade da altura de fundo (Δ), ou da altura da rugosidade equivalente (Ks) se as dimensões não são conhecidas, sendo o valor mínimo adotado de $a=0,01.d$. Logo:

$$a = 0,5\Delta \text{ ou } a = Ks \quad (2.64)$$

onde:

Ks – altura da rugosidade equivalente de Nikuradse,

Δ – altura das formas de fundo.

A concentração de referência é calculada pela seguinte equação:

$$ca = 0,015 \cdot \frac{D_{50}}{a} \cdot \frac{T^{1,5}}{D^{*0,3}} \quad (2.65)$$

O cálculo do parâmetro Z' envolve o seguinte procedimento:

- 1) Calcula-se o diâmetro das partículas em suspensão (D_s):

$$\frac{D_s}{D_{50}} = 1 + 0,011 \cdot (\sigma_s - 1) \cdot (T - 25) \quad (2.66)$$

Sendo σ_s o desvio geométrico do material de fundo, calculado por:

$$\sigma_s = 0,5 \cdot \left[\frac{D_{84}}{D_{50}} + \frac{D_{16}}{D_{50}} \right] \quad (2.67)$$

- 2) Calcula-se a velocidade de queda do sedimento em suspensão pelas seguintes equações:

- para partículas com diâmetro menor que 100 μm , é usada a equação de Stokes:

$$W = \frac{1}{18} \cdot \frac{(s-1) \cdot g \cdot D_s^2}{\nu} \quad (2.68)$$

-para partículas com diâmetros entre 100 e 1000 μm , usa-se a equação de Zanke (1977):

$$W = 10 \cdot \frac{\nu}{D_s} \cdot \left[\left(1 + \frac{0,01 \cdot (s-1) \cdot g \cdot D_s^3}{\nu} \right)^3 - 1 \right] \quad (2.69)$$

-para partículas com diâmetro maior que 1000 μm , é usada a equação proposta por Van Rijn (1982):

$$W = 1,1 \cdot [(s - 1) \cdot g \cdot D_s]^{0,5} \quad (2.70)$$

- 3) Calcula-se o coeficiente β relacionado a difusão de partículas de sedimento, por meio da seguinte equação:

$$\beta = 1 + 2 \cdot \left(\frac{W}{u_*} \right)^2 \quad (2.71)$$

sendo o valor de $\frac{W}{u_*}$ maior que 0,1 e menor que 1.

onde:

$u_* = [g \cdot d \cdot S]^{0,5}$ – velocidade de atrito no fundo

- 4) Calcula-se o fator φ , pela seguinte equação:

$$\varphi = 2,5 \cdot \left(\frac{W}{u_*}\right)^{0,8} \cdot \left(\frac{Ca}{C_0}\right)^{0,4} \quad (2.72)$$

Estando o valor de $\frac{W}{u_*}$ entre 0,01 e 1.

onde:

$C_0 = 0,65$ – máxima concentração volumétrica no fundo

5) Calcula-se o parâmetro de suspensão Z, pela equação:

$$Z = \frac{W}{\beta \cdot K \cdot u_*} \quad (2.73)$$

onde:

K – constante de Von Kármán

Logo é possível o cálculo do parâmetro Z', pela seguinte equação:

$$Z' = Z + \varphi \quad (2.74)$$

Logo a descarga total pode ser calculada:

$$qT = qb + qs \quad (2.75)$$

Posteriormente Van Rijn (1984), desenvolveu duas equações mais simplificadas, usando análise de regressão e alguns resultados computacionais para várias condições de escoamento e sedimentos.

$$\frac{qb}{U \cdot d} = 0,005 \cdot \left(\frac{U - U_{cr}}{[(s-1) \cdot g \cdot D_{50}]^{0,5}}\right)^{2,4} \cdot \left(\frac{D_{50}}{d}\right)^{1,2} \quad (2.76)$$

$$\frac{qs}{U \cdot d} = 0,012 \cdot \left(\frac{U - U_{cr}}{[(s-1) \cdot g \cdot D_{50}]^{0,5}}\right)^{2,4} \cdot \left(\frac{D_{50}}{d}\right) \cdot (D_*)^{-0,6} \quad (2.77)$$

sendo:

U_{cr} – velocidade média crítica do escoamento dado pelo diagrama de Shields (1936).

2.9.3.18 Método de Karim (1998)

Karim (1998) desenvolveu uma equação para obtenção da descarga total de sedimentos por unidade de largura, tendo como princípio que a velocidade média do fluxo, a velocidade de atrito no fundo e a velocidade de queda das partículas são as variáveis mais importantes. O diâmetro da partícula para o qual 50% do material do leito são mais finos (D_{50})

é usado na equação para representar a granulometria do material de leito, quando esta, apresenta uma graduação uniforme (Scapin, 2005).

Para a aplicação do método é preciso conhecer os seguintes dados: largura da superfície do canal; diâmetro da partícula, para o qual 50% do material do leito são mais finos (D₅₀); profundidade hidráulica; declividade da linha d'água e viscosidade cinemática da água.

A descarga de sedimentos por unidade de largura (q_s) é dada pela seguinte equação:

$$\frac{q_s}{\sqrt{g \cdot \Delta \cdot D_{50}^3}} = 0,00139 \left(\frac{V}{\sqrt{g \cdot \Delta \cdot D_{50}}} \right)^{2,97} \left(\frac{u^*}{W} \right)^{1,47} \quad (2.78)$$

onde:

Δ – diferença entre o peso específico do sedimento e o da água, igual a 1,65,

W – velocidade de queda das partículas (m/s), que é dada por:

$$W = \left(\sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36v^2}{g \cdot \Delta \cdot D_{50}^3}} - \sqrt{\frac{36v^2}{g \cdot \Delta \cdot D_{50}^3}} \right) \sqrt{g \cdot \Delta \cdot D_{50}} \quad (2.79)$$

onde:

D_{50} - diâmetro da partícula, para o qual 50% do material do leito, são mais finos (m);

g – aceleração da gravidade;

S - declividade da linha d'água (m/m);

v - viscosidade cinemática da água (m²/s);

V – velocidade média do fluxo (m/s);

2.9.3.19 Método de Cheng (2002)

Cheng (2002) calcula taxas de transporte de leito considerando condições de baixas a altas tensões de atrito. O autor do método realizou uma comparação com outros métodos, os quais não levam em consideração esta condição (Scapin, 2005). Para moderadas tensões de atrito, a fórmula é muito próxima àquela proposta por Einstein (1950) e Meyer-Peter e Muller (1984), respectivamente. Em condições onde ocorrem transportes mais fracos, a fórmula se adapta melhor às relações propostas por Einstein (1942).

Para aplicação do método, é necessário o conhecimento dos seguintes dados: profundidade hidráulica; declividade da linha d'água; diâmetro da partícula para o qual 50% do material do leito são mais finos (D50) e largura da superfície do canal.

A descarga de sedimentos por unidade de largura (q_b) é dado por:

$$\Phi = \frac{q_b}{D_{50} \cdot \sqrt{\Delta \cdot g \cdot D_{50}}} \quad (2.80)$$

sendo:

Δ – densidade do sedimento submerso igual a 1,65,

O parâmetro adimensional da tensão de cisalhamento é dado pela equação:

$$\Theta = \frac{u_*^2}{\Delta \cdot g \cdot D_{50}} \quad (2.81)$$

O parâmetro adimensional de Einstein é dado pela seguinte equação:

$$\Phi = 13 \Theta^{1,5} \exp\left(-\frac{0,05}{\Theta^{1,5}}\right) \quad (2.82)$$

onde:

D_{50} - diâmetro da partícula, para o qual 50% do material do leito, são mais finos (m);

g – aceleração da gravidade;

As metodologias apresentadas trouxeram significativas contribuições para o conhecimento da quantidade de sedimentos transportada pelo escoamento, sendo de fundamental importância para a estimativa e conseqüentemente para o planejamento e aproveitamento dos recursos hídricos, em especial em regiões semiáridas. A escolha de uma metodologia deve ser criteriosa de modo que seja adequada ao local de interesse. Cada metodologia possui diversas variáveis, mas a maioria foi desenvolvida com base em uma ou duas grandezas predominantes, tais como a potência do fluxo, tensão de cisalhamento, velocidade média da corrente e considerações estatísticas das forças de sustentação. No presente estudo foram analisadas diversas metodologias de cálculo da capacidade de transporte de sedimentos em cursos d'água, algumas já inseridas no modelo MOSSE (Engelund-Hansen ,1967; Laursen ,1958; e Yalin, 1963) e outras duas (DuBoys, 1879; Bagnold, 1966), escolhidas criteriosamente devido ao referencial teórico e facilidade de aplicação com bons resultados em região semiárida com a equação de DuBoys (Lane e Nichols, 1997) e com a equação de Bagnold devido a ser uma metodologia de base física sem qualquer relação empírica e que abrange a faixa granulométrica do sedimento estudado.

3. O MODELO DISTRIBUIDO MOSEE

O modelo MOSEE - Modelo de Simulação do Escoamento e Erosão do Solo (Figueiredo, 2009) é uma versão aperfeiçoada do modelo MOFIPE - Modelo de Base Física para Simulação hidrossedimentológica em Pequena Escala (Figueiredo e Davi, 2006), tendo sido compilado em Fortran G77. A primeira versão do modelo foi desenvolvida para simular o escoamento e erosão em pequenas escalas, na qual a bacia era considerada homogênea, precipitação espacialmente uniforme e sistema de canais insignificantes. A versão atual leva em conta a distribuição espacial das precipitações, simula o escoamento em escala de bacia hidrográfica dividida em sub-bacias, leva em consideração a interceptação vegetal, a evapotranspiração e o fluxo vertical e horizontal no interior do solo, no processo de geração e propagação do escoamento e na erosão do solo. Os parâmetros das manchas horizontais de solo e do perfil vertical do solo, limitado a três camadas, são estabelecidos com base na textura do solo.

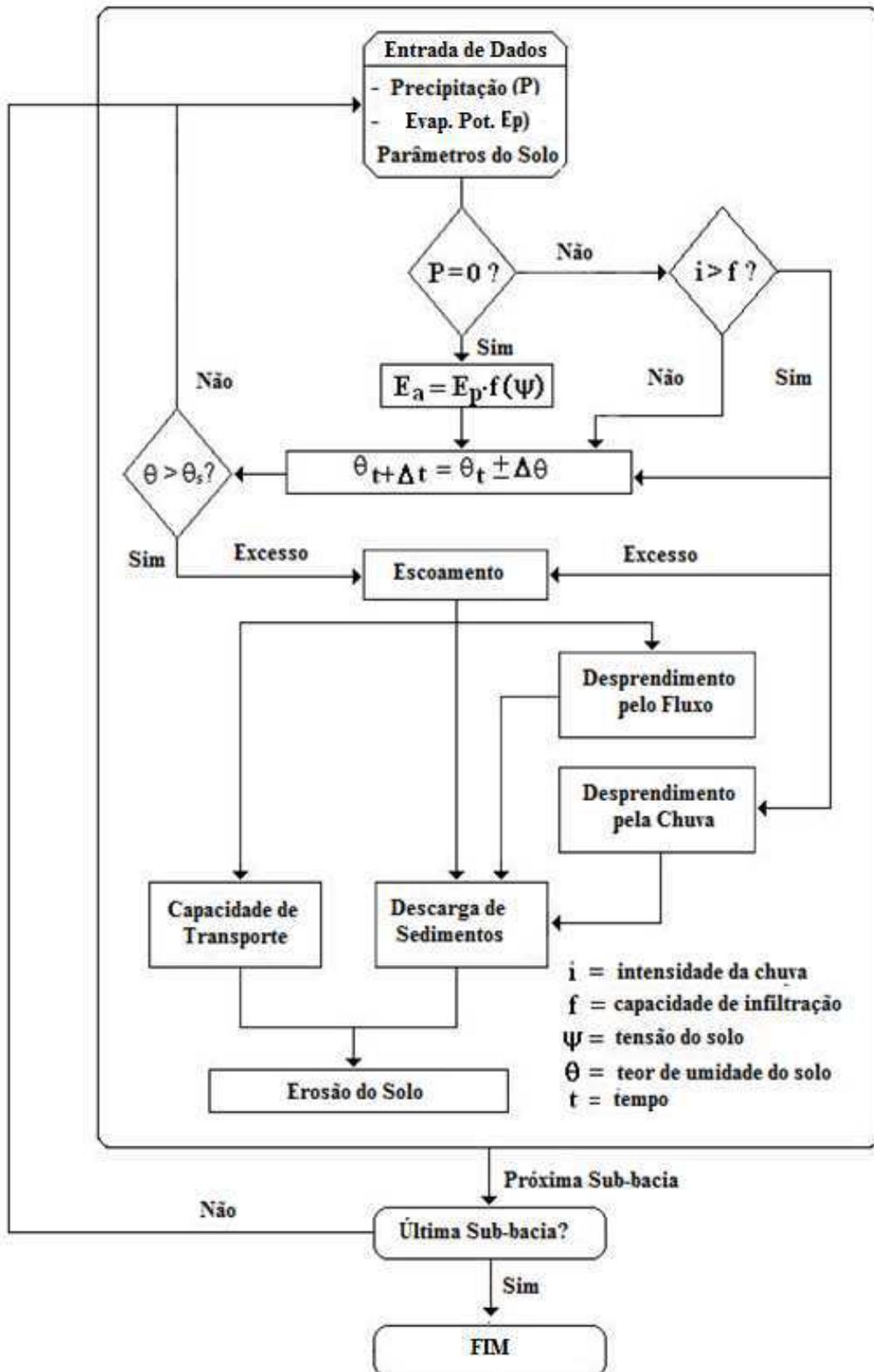
No modelo atual se considera que a precipitação varia espacialmente, a interceptação sendo dependente do tipo de vegetação, a evapotranspiração ocorrendo apenas entre eventos de precipitação (durante a precipitação o ar está saturado não ocorrendo evapotranspiração), o escoamento superficial sendo gerado quando a intensidade da precipitação é maior do que a capacidade de infiltração do solo ou quando a camada superficial de solo está saturada. A erosão do solo devido à precipitação (impacto das gotas de chuva) e ao escoamento (tensão de cisalhamento do fluxo) ou ambos, e o transporte dos sedimentos se baseia na capacidade de transporte pelo fluxo, que é modelado por diferentes métodos presentes na literatura (eg.: Engelund & Hansen, 1967; Yalin, 1963; Laursen, 1958).

Figura 3.1– Estrutura da bacia e representação do perfil do solo no modelo



Fonte: Vieira, 2011.

Figura 3.2 – Fluxograma do modelo



Fonte: Vieira, 2011.

3.1 Componentes do modelo

O modelo MOSSE possui duas componentes básicas:

1) Uma componente de fluxo onde são simulados os processos de precipitação, evapotranspiração, infiltração, interceptação, percolação, escoamento superficial, escoamento sub-superficial, escoamento subterrâneo e propagação do escoamento.

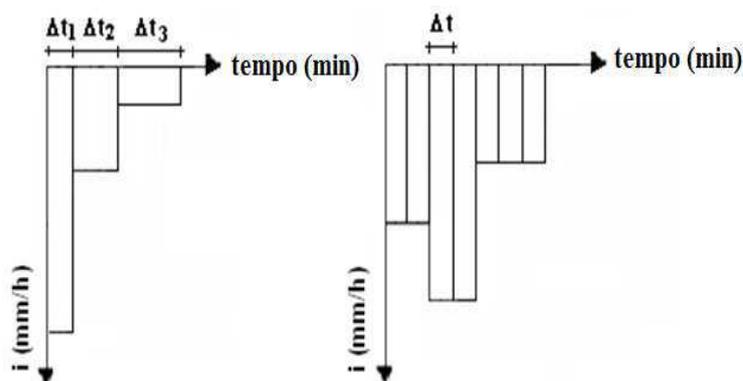
2) Uma componente de erosão onde simula-se os processos de erosão pela chuva e pelo escoamento, capacidade de transporte pelo fluxo, transporte e deposição de sedimentos.

3.2 Componentes de Fluxo

3.2.1 Precipitação e Intercepção

A entrada na bacia hidrográfica da componente de fluxo é dada através das intensidades das precipitações, de modo que são calculadas com as alturas de chuva P_i e os seus respectivos intervalos de tempo Δt_i (min) conforme a mudança de intensidade da chuva (Figura 3.3). Um intervalo de tempo fino e constante também pode ser utilizado, com as alturas de precipitação determinados a manter constante a intensidade durante o intervalo de tempo total, sendo depois inseridas no arquivo de dados de chuva. Para ser considerada a variabilidade espacial da precipitação na bacia, um pluviógrafo é atribuído para cada sub-bacia, limitado a um máximo de 20.

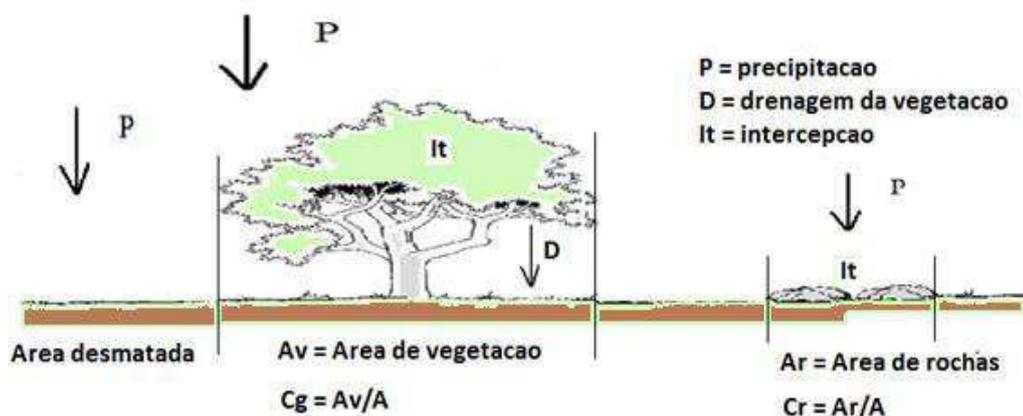
Figura 3.3 - Representação da intensidade da precipitação



Fonte: Vieira, 2011.

A interceptação é representada pela altura de interceptação (I_t), na qual os valores típicos podem ser informados conforme os tipos de vegetação presentes na bacia. De acordo com Horton (1919) os valores de altura de interceptação podem variar de 0,5 a 5 mm, dependendo do tipo de vegetação e da altura da precipitação. Valores típicos de altura de interceptação em diferentes tipos de vegetações tropicais podem ser encontrados em Jetten (1996). Figueiredo (1998) e Medeiros et al (2009) por meio de modelagem obtiveram a capacidade de armazenamento da folhagem em áreas semiáridas de cerca de 0,5 mm. O volume de chuvas que atingem a superfície do solo depende da altura de interceptação e das frações de superfície coberta por vegetação (C_g) e a proporção de cobertura de rochas que afloram a superfície (C_r) (Figura 3.4).

Figura 3.4 – Representação das proporções de cobertura vegetal e de rochas



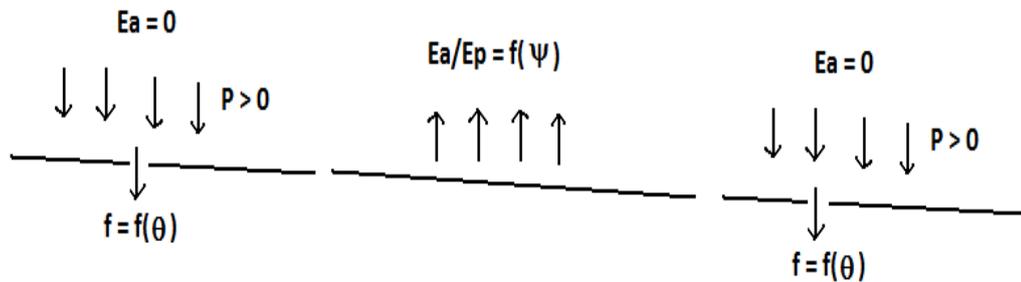
Fonte: Vieira, 2011.

3.2.2 Evapotranspiração

As alternativas para o cálculo da evaporação potencial inseridas no programa computacional do modelo são: o método de Blaney-Criddle (ver Shaw, 1994), os métodos de radiação, o aerodinâmico e o de Penman (1948) (ver Chow et al., 1988) além de dados observados (e.g., dados de tanque), os quais devem ser corrigidos de coeficientes de consumo para se obter a evapotranspiração potencial E_p (mm). Também pode ser escolhida a equação de Penman-Monteith (1965) para o cálculo da E_p (mm). A evapotranspiração real E_a (mm) é calculada apenas para os intervalos entre eventos de precipitação, já que durante os eventos de chuva o ar está saturado e a evapotranspiração real E_a (mm) é desprezível, logo $E_a = 0$. Entre os eventos de precipitação E_a é calculada como sendo função da tensão do solo ψ (kPa) que

depende da umidade do solo θ (m^3/m^3). A Figura 3.5 mostra a representação da evapotranspiração do solo.

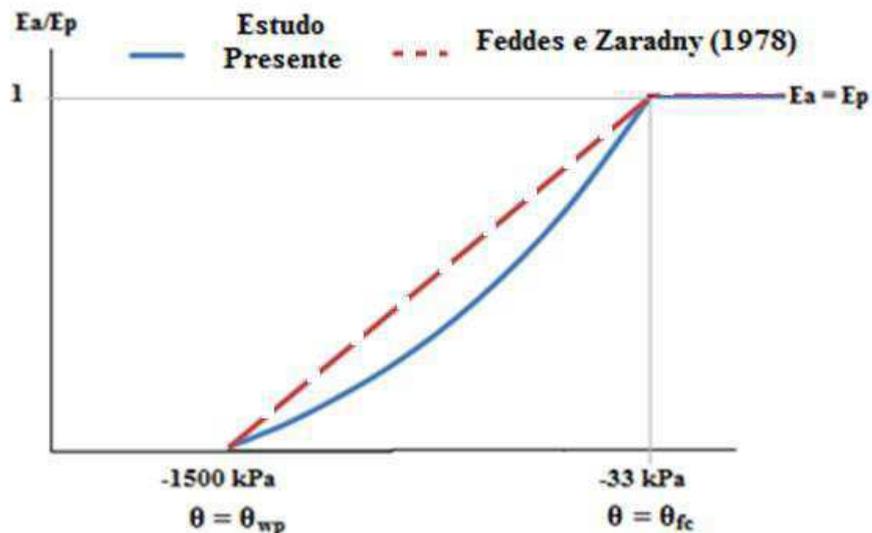
Figura 3.5 – Representação da evapotranspiração do solo



Fonte: Vieira, 2011.

Segundo Feddes et al (1978), quando a tensão do solo for igual ao ponto de murcha ($\psi = 1500$ kPa) a evapotranspiração real é igual a zero e quando a tensão do solo atingir o valor da capacidade de campo ($\psi = 33,3$ kPa) a evapotranspiração real ocorre na taxa potencial ($E_a = E_p$). De acordo com Feddes e Zaradny (1977), valores de tensão do solo entre o ponto de murcha e a capacidade de campo variam linearmente (Figura 3.6).

Figura 3.6 – Relação entre evapotranspiração e a tensão do solo



Fonte: Figueiredo, 2009

A função exponencial apresentada a seguir é utilizada no modelo, onde α é um fator local a ajustar. Logo a seguinte condição é observada no modelo:

$$E_a/E_p = e^{-\alpha((\psi(\theta)-33,3)/(1500-33,3))} \quad \text{com } 33,3 < \psi < 1500 \text{ (kPa)} \quad (3.1)$$

3.2.3 Infiltração

A água que se infiltra através da camada superior do solo é determinada quando a precipitação está ocorrendo. Uma taxa de infiltração f (mm/h) é igual à intensidade da precipitação i (mm/h), se a intensidade da chuva não exceder a capacidade de infiltração superficial do solo. Senão, a infiltração é determinada pela capacidade de infiltração superficial do solo.

As alternativas para o cálculo da infiltração da água na superfície inseridas no programa computacional do modelo foram as seguintes equações:

$$f(\theta) = C \cdot \theta^{-D} \quad (\text{mm/h}) \quad (3.2)$$

$$f(\theta) = f_c + (f_o + f_c)e^{-k \cdot \theta} \quad (\text{mm/h}) \quad (3.3)$$

Onde: C e D são fatores do solo, f_c e F_o (mm/h) são as taxa de infiltração final e inicial e k é um parâmetro de recessão, relacionado com o tipo de solo.

3.2.4 Percolação

A infiltração que ocorre na camada superior do solo irá percolar para a camada inferior se a umidade da camada superior for maior ou igual a uma valor mínimo, tomado como base o teor de umidade do solo na tensão de 10 kPa, determinada a partir da textura do solo conforme Saxton et al. (1986).

A percolação é determinada de acordo com a menor condutividade hidráulica entre as camadas de solo adjacentes. Sendo K_A (mm/h), K_B (mm/h) e K_C (mm/h), as condutividades hidráulicas das camadas A, B e C do solo, respectivamente, teremos:

- 1) Se $K_A \geq K_B$ – percolação ocorre na taxa de K_B
- 2) Se $K_A < K_B$ – percolação ocorre na taxa de K_A
- 3) Se $K_B < K_C$ – percolação ocorre na taxa de K_B
- 4) Se $K_B > K_C$ – percolação ocorre na taxa de K_C

As condições acima irão influenciar o perfil de teor de umidade dos solos, dependendo dos valores das condutividades hidráulicas das camadas.

3.2.4.1 Tensão no solo

A tensão do solo é calculada através da equação de Saxton et al. (1986), onde os termos A e B estão associados ao tipo de solo e sua textura, expressa em termos de porcentagem de argila (%C) e de areia (%S) e a umidade do solo θ (m^3/m^3).

$$\psi(\theta) = A.\theta^B \quad (\text{kPa}) \quad (3.4)$$

A umidade volumétrica é calculada distintamente para intervalos entre eventos de chuva, quando $P = 0$, e durante os eventos de chuva, quando $P > 0$. No primeiro caso, a variação de umidade no tempo é calculada em função da evaporação e da condutividade hidráulica das camadas. A variação da umidade no perfil de solo é o resultado da combinação da equação da conservação da massa $\partial\theta/\partial t = -\partial q/\partial z - S[\psi(\theta)]$ com a equação de Darcy para fluxo vertical $\partial q/\partial z = -K(\theta)\partial/\partial z[\psi(\theta) - z]$, onde z é a distância vertical a partir da superfície, $S[\psi(\theta)]$ é a perda de água para a atmosfera por evaporação, $K(\theta)$ é a condutividade hidráulica não saturada e t é o tempo (ver Feddes & Zaradny, 1977).

$$\partial\theta/\partial t = \partial/\partial z[K(\theta)\partial/\partial z[\psi(\theta)]] - \partial K(\theta)/\partial z - S[\psi(\theta)] \quad (\text{m}^3/\text{m}^3/\text{s}) \quad (3.5)$$

Assumindo a não ocorrência de histerese, a equação abaixo é a simplificação da equação diferencial parcial acima, válida para camadas de pequena espessura (para camadas - muito espessas o perfil do solo deve ser dividido) com valores médios de K e ψ .

$$\theta_{A(t+\Delta t)} - \theta_{A(t)} = -\Delta t/h_A[(K_A(\theta)\psi_A(\theta))/h_A] - \Delta t/h_A[K_A(\theta)] - \Delta t/h_A E_a[\psi(\theta)] \quad (\text{m}^3/\text{m}^3) \quad (3.6)$$

Para as camadas B e C do solo, uma abordagem mais simples para o cálculo da variação de umidade, quando não se tem precipitações, foi programada considerando que: (a) a umidade pode aumentar se houver percolação da camada acima para a camada inferior, sendo, neste caso, necessário que a umidade da camada acima seja maior ou igual a um valor mínimo (tomado como a umidade correspondente a tensão de entrada de ar no solo (ψ_{10}), calculada em termos da textura do solo conforme Saxton et al (1986) e que a percolação é determinada com a menor das condutividades entre as camadas adjacentes; (b) a umidade diminui por evapotranspiração quando a umidade da camada acima for menor ou igual a umidade mínima. Essas condições são representadas pelas equações abaixo, onde $K_m = K_A$ se $K_A < K_B$ ou $K_m = K_B$ (camada B) ou $K_m = K_B$ se $K_B < K_C$ ou $K_m = K_C$ caso contrário (camada C).

$$\theta_{B(t+\Delta t)} - \theta_{B(t)} = (K_m \cdot \Delta t) / h_B \quad \text{se } \theta_A > \theta_{Amin} \quad (m^3/m^3) \quad (3.7)$$

$$\theta_{B(t+\Delta t)} - \theta_{B(t)} = -(E_a \cdot \Delta t) / h_B \quad \text{se } \theta_A \leq \theta_{Amin} \quad (m^3/m^3) \quad (3.8)$$

$$\theta_{C(t+\Delta t)} - \theta_{C(t)} = (K_m \cdot \Delta t) / h_C \quad \text{se } \theta_B > \theta_{Bmin} \quad (m^3/m^3) \quad (3.9)$$

$$\theta_{C(t+\Delta t)} - \theta_{C(t)} = -(E_a \cdot \Delta t) / h_C \quad \text{se } \theta_B \leq \theta_{Bmin} \quad (m^3/m^3) \quad (3.10)$$

Durante os eventos de precipitação $E_a = 0$, ocorrendo um aumento da umidade do solo por conta da infiltração da água através da superfície e também pela percolação no perfil vertical do solo, sendo a variação da umidade volumétrica calculada com base nas equações abaixo (camadas A, B e C), onde i é a intensidade da chuva e f a capacidade de infiltração média do solo (mm/h) no intervalo Δt . O efeito da declividade na lâmina d'água infiltrada é considerado pelo cosseno do ângulo formado entre o declive e a horizontal.

$$\theta_{A(t+\Delta t)} - \theta_{A(t)} = (f \cdot \Delta t) / h_A \quad (m^3/m^3) \quad \text{se } i > f \quad (3.11)$$

$$\theta_{A(t+\Delta t)} - \theta_{A(t)} = (i \cdot \Delta t) / h_A \quad (m^3/m^3) \quad \text{se } i \leq f \quad (3.12)$$

$$\theta_{B(t+\Delta t)} - \theta_{B(t)} = (K_A \cdot \Delta t) / h_B \quad (m^3/m^3) \quad \text{se } K_A < K_B \quad (3.13)$$

$$\theta_{B(t+\Delta t)} - \theta_{B(t)} = (K_B \cdot \Delta t) / h_B \quad (m^3/m^3) \quad \text{se } K_A \geq K_B \quad (3.14)$$

$$\theta_{C(t+\Delta t)} - \theta_{C(t)} = (K_B \cdot \Delta t) / h_C \quad (m^3/m^3) \quad \text{se } K_B < K_C \quad (3.15)$$

$$\theta_{C(t+\Delta t)} - \theta_{C(t)} = (K_C \cdot \Delta t) / h_C \quad (m^3/m^3) \quad \text{se } K_B \geq K_C \quad (3.16)$$

3.2.4.2 Condutividade Hidráulica Não-Saturada

São utilizados para o cálculo da condutividade hidráulica não-saturada $K(\theta)$ métodos alternativos que dependem da condutividade hidráulica saturada K_s (e.g., Brooks & Corey, 1964; Campbel, 1974; Saxton et al., 1986 e Van Genuchten, 1980). K_s é calculada por métodos alternativos (e.g., Saxton et al., 1986, Rawls et al., 1998, Brakensiek et al., 1984 e Cosby et al., 1984) em termos de percentual de areia (%S) e de argila (%C) na camada. A condutividade não saturada é calculada pela equação abaixo:

$$K(\theta) = K_s (S_e)^n \quad (\text{mm/h}) \quad (3.17)$$

onde: η é o expoente da saturação relativa, $S_e = (\theta - \theta_r)/(\theta_s - \theta_r)$, $\theta_s = f_{ar} \cdot \phi$ é a umidade de saturação determinada em termos da porosidade $\phi = (2.65 - D_s)/D_s$ (D_s é a densidade do solo), sendo f_{ar} um fator de aprisionamento de ar, ou com a equação de Saxton et al (1986) em termos da textura do solo; θ_r é a umidade residual calculada em termos da textura do solo com a equação abaixo, apresentada em Rawls & Brakensiek (1989).

$$\begin{aligned} \theta_r = & -0.0182482 + 0.00087269(\%S) + 0.00513488(\%C) + 0.02939286(\phi) \\ & - 0.00015395(\%C)^2 - 0.0010827(\%S)(\phi) - 0.00018233(\%C)^2(\phi)^2 \\ & + 0.00030703(\%C)^2(\phi) - 0.0023584(\phi)^2(\%C) \end{aligned} \quad (3.18)$$

Na equação de Brooks & Corey (1964) $\eta = 3-2/\lambda$, onde $\lambda = -1/B$ (B é uma constante que varia com a textura). Averjanov (1950) sugeriu $\eta = 3,5$, enquanto Mualem (1978) apresentou uma faixa maior de valores de η . Já Campbel (1974) apresenta expoente semelhante ao de Brooks & Corey, porém desconsidera a umidade residual. No modelo, o expoente $\eta = -1/B$ é também considerado. Em todos os casos B é determinado conforme equação sugerida por Saxton et al (1986).

3.2.4.3 Condutividade Hidráulica Saturada

Dentre os métodos alternativos citados anteriormente, apresenta-se como exemplo Saxton et al (1986). Essa equação é a mesma utilizada para condutividade hidráulica não saturada, sendo o valor da condutividade hidráulica saturada determinado pela substituição do teor de umidade (θ) para o seu valor saturado (θ_s).

$$K(\theta) = 2.778 \times 10^6 \cdot \exp\{p + q \cdot (\%S) + [r + t \cdot (\%S) + u \cdot (\%C) + v \cdot (\%C)^2] \cdot 1/\theta\} \quad (3.19)$$

onde: $K(\theta) = K_s$ para $\theta = \theta_s$; os demais termos têm os valores: $p = 12.012$; $q = -7.55 \times 10^{-2}$; $r = -3.895$; $t = 3.671 \times 10^{-2}$; $u = -0.1103$ e $v = 8.7546 \times 10^{-4}$

3.2.4.4 Teor de Umidade dos Solos

Para que as equações (3.2) e (3.3) possam ser utilizadas no cálculo da infiltração da água na superfície, se faz necessário determinar a umidade do solo. A umidade atual [$\theta_{t+\Delta t} = \theta_t \pm \Delta\theta$] do solo é determinada conhecendo-se a umidade antecedente e a variação de umidade no intervalo de tempo calculada com as equações (3.7) a (3.16) conforme seja a condição de

chuva e a camada de solo. No tempo inicial da simulação atribui-se um valor para a umidade inicial do solo, para a qual a evapotranspiração (equação 3.1), a tensão do solo (equação 3.4), a condutividade hidráulica não saturada (equação 3.18 alternativamente programada) e a capacidade de infiltração (equação 3.2 ou 3.3) são calculadas.

3.2.5 Escoamento Superficial, Sub-Superficial e Subterrâneo

O escoamento superficial é gerado quando a intensidade de precipitação é maior do que a capacidade de infiltração do solo ou quando ocorre a saturação da camada superficial do solo, ou ambos os casos. Tais condições estão apresentadas nas equações a seguir.

$$I_s = A_b \cdot 10^3 \cdot (i-f)/3,6 \quad (l/s) \quad i > f \quad (3.20)$$

$$I_s = A_b \cdot 10^6 (\theta - \theta_s) \cdot (10h_A/\Delta t * 60) \quad (l/s) \quad \theta > \theta_s \quad (3.21)$$

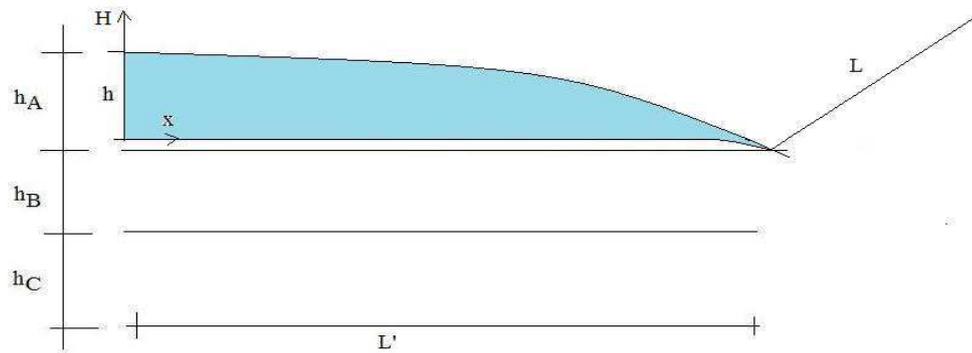
$$I_s = A_b \cdot 10^3 \cdot (i-f)/3,6 + A_b \cdot 10^6 (\theta - \theta_s) \cdot (10h_A/\Delta t * 60) \quad (l/s) \quad i > f \text{ e } \theta > \theta_s \quad (3.22)$$

onde: I_s (l/s) é o escoamento superficial de entrada no trecho do rio, A_b (km²) é a área da bacia, i e f (mm/h) são a intensidade da chuva e a capacidade de infiltração (valores médios em Δt), h_A (cm) é a espessura da camada A do solo e Δt (minutos) o intervalo de tempo transcorrido. O efeito da declividade na lâmina d'água escoada superficialmente é considerado pelo cosseno do ângulo do terreno formado com a horizontal.

O escoamento sub-superficial é determinado quando a umidade da camada superficial do solo for maior que a umidade da capacidade de campo θ_{cc} , determinada com o método de Saxton et al. (1986) em termos da textura do solo. O método considera a equação de Darcy com carga de montante dada pela lâmina d'água correspondente a umidade do solo, carga de jusante igual à zero (é assumido que a lâmina d'água diminui e descarrega na atmosfera na encosta do declive) e condutividade hidráulica conforme a umidade. Assim, para condições não confinadas, isotrópicas e considerando a extensão do trecho de rio (L) e a largura média da sub-bacia A_b/L (A_b é a área da bacia), a equação abaixo é válida, onde $h(\theta)$ é a lâmina correspondente a umidade θ ($\theta > \theta_{cc}$) (Figura 3.7).

$$I_{sb} = (1/3600)K(\theta)[h(\theta)]^2 (L^2/A_b) \quad (l/s) \quad \theta > \theta_{cc} \quad (3.23)$$

Figura 3.7 – Representação do Escoamento Sub-superficial

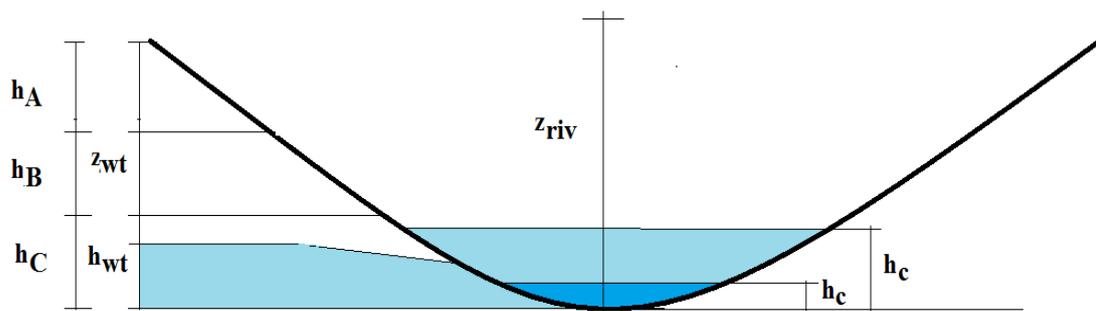


Fonte: Figueiredo, 2009.

O escoamento de base leva em conta a interação rio-aquífero (Figura 3.8). O lençol contribuirá para o escoamento do rio se a carga freática (h_{gw}) for superior a do rio (h_r). Caso contrário o rio alimentará o lençol. Em qualquer dos casos, a equação 3.23 é utilizada sendo $K(\theta) = K_s$, $[h(\theta)]^2 = h_{gw}^2 - h_{rio}^2$ (se $h_{gw} > h_r$) ou $[h(\theta)]^2 = h_{rio}^2 - h_{gw}^2$ caso contrário. Nenhuma interação ocorrerá se $h_{gw} = h_{rio}$. Assim, considerando $h_{gw} > h_{rio}$, a contribuição do lençol para o rio é dada pela equação abaixo.

$$I_b = (1/3600)K_s(h_{gw}^2 - h_{rio}^2) (L^2/A_b) \quad (l/s) \quad \theta = \theta_s \quad (3.24)$$

Figura 3.8 – Representação do Escoamento de Base



Fonte: Figueiredo,2009.

O escoamento total no trecho de rio é a soma dos escoamentos superficial (equações 3.20, 3.21 ou 3.22), sub-superficial (equação 3.23) e de base (equação 3.24), i.e., $I = I_s + I_{sb} + I_b$,

3.2.5.1 Propagação do Escoamento

O escoamento total propagado no trecho de rio inserido é calculado pelo método de Muskingum (Chow et al., 1988) ou pelo método convexo do Serviço de Conservação do Solo (SCS) dos Estados Unidos (McCuen, 1982) dados pelas equações seguintes:

$$Q_{t+\Delta t} = C_1 I_{t+\Delta t} + C_2 I_t + C_3 Q_t \quad (l/s) \quad (3.25)$$

$$Q_{t+\Delta t} = C I_t + (1-C) \cdot Q_t \quad (l/s) \quad (3.26)$$

onde: $Q_{t+\Delta t}$ é o escoamento atual na saída do trecho do rio, $I_{t+\Delta t}$ é o escoamento atual na entrada do trecho do rio, $C = \Delta t/K$ é o coeficiente de propagação, K é o tempo de translação do hidrograma tomado igual ao tempo de concentração (t_c) do trecho de rio, $C_1 = (C-2X)/(2(1-X)+C)$, $C_2 = (C+2X)/(2(1-X)+C)$ e $C_3 = (2(1-X)-C)/(2(1-X)+C)$ são os coeficientes de Muskingum e X o fator de forma. Nas equações acima, o escoamento Q_t deve ser atribuído haja vista que é desconhecido. Em simulações de longo período em bacias semi-áridas, Q_t pode ser tomado igual a zero.

O tempo de concentração pode ser calculado através do método de Kirpich (1940) ou pelo método de Kerby (1959) que considera a rugosidade (n) do trecho do rio. Os mesmos são apresentados abaixo, onde t_c (tempo de concentração) é em minutos, L (extensão do trecho) é em pés e S (declividade do trecho) em m/m.

$$t_c = 0,0078(L^{0,77}/S^{0,385}) \quad (\text{min}) \quad (3.27)$$

$$t_c = 0.83(L \cdot n/S^{1/2})^{0,467} \quad (\text{min}) \quad (3.28)$$

No programa, a condição $2KX < \Delta t < t_c$ é verificada de modo que $0 < C < 1$, $C_1 > 0$ e $C_3 > 0$.

3.3 Componente de Erosão do Solo

O impacto das gotas de chuva e o escoamento provocam a erosão total para transporte. À medida que a lâmina escoada aumenta ocorre uma diminuição do desprendimento ocasionado pelo impacto das gotas de chuva, sendo este efeito considerado no modelo. Foram implementados diversos métodos de cálculo de capacidade de transporte de sedimentos pelo fluxo.

3.3.1 Erosão pela Chuva

A erosão pelo impacto das gotas de chuva é calculada pela equação abaixo:

$$D_r = K_r \cdot F_w \cdot (1 - C_g - C_r) \cdot (M_r + M_d) \quad (\text{kg/m}^2 \cdot \text{s}) \quad (3.29)$$

onde: D_r é a erosão pelo impacto da chuva ($\text{kg/m}^2 \cdot \text{s}$), K_r é o coeficiente de erosividade da chuva ($\text{s}^2/\text{kg} \cdot \text{m}^2$), F_w é o fator de redução da erosão pelo incremento da lâmina do escoamento (-), sendo $F_w = e^{(1 - h/d_m)}$ se $h > d_m$ ou $F_w = 1$ se $h < d_m$, onde h é a profundidade do fluxo (m); $d_m = 0,00124 \cdot i^{0,182}$ é o diâmetro representativo da gota de chuva (m) com a intensidade da chuva i em mm/h, C_g e C_r são as proporções de cobertura do solo pela vegetação e rochas, M_r é o momento quadrado da chuva por unidade de área e de tempo [$(\text{kg} \cdot \text{m/s})^2 \text{m}^{-2} \cdot \text{s}^{-1}$] dado por $M_r = \alpha \cdot i^\beta$ (α e β são parâmetros que dependem da intensidade da chuva i , tabelados em Wicks, 1998), M_d é o momento quadrado da gota de chuva que cai da vegetação [$(\text{kg} \cdot \text{m/s})^2 \text{m}^{-2} \cdot \text{s}^{-1}$] dado por $M_d = (\rho^2 \pi d^3 / 6) \cdot V^2 \cdot L_d \cdot D_{rg}$ ($\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$ é a massa específica da água, $\pi = 3,1416$, d é o diâmetro da gota que cai da vegetação (m), L_d é a proporção da drenagem (D_{rg}) que cai das folhas e V é a velocidade das gotas que caem da vegetação, com $V = [(M/\beta)g(1 - e^{-2X\beta})]^{1/2}$ onde M/β e X variam com o diâmetro da gota de chuva d (Wicks, 1988) e $g = 9,806 \text{ m/s}^2$).

3.3.2 Erosão pelo Escoamento

A parcela da erosão causada pelo escoamento é calculada pela equação abaixo

$$D_f = K_f \cdot (1 - C_g - C_r) \cdot (\tau / \tau_c - 1) \quad (\text{kg/m}^2 \cdot \text{s}) \quad (3.30)$$

onde: D_f é o desprendimento de solo pelo escoamento ($\text{kg/m}^2 \cdot \text{s}$), K_f é o coeficiente de erosividade do fluxo ($\text{kg/m}^2 \cdot \text{s}$), C_g e C_r já foram definidos antes, τ e τ_c são as tensões de cisalhamento do fluxo e crítica do sedimento (N/m^2) conforme Shields (Vanoni, 1975), dadas por $\tau = \gamma \cdot h \cdot S$ e $\tau_c = (\rho_s - \rho) \cdot D \cdot a \cdot R^{*b}$ com $R^* = \max[0,03; D_{50} \cdot (\tau/\rho)/\nu]$, γ é o peso específico da água (9806 N/m^3), S é a declividade da bacia (m/m), h é a lâmina do escoamento (m), ρ_s é a massa específica do sedimento (2650 kg/m^3), ρ é a massa específica da água, D é o diâmetro representativo dos sedimentos (m), a e b são coeficientes (-), R^* é o número de Reynolds da partícula, D_{50} é o diâmetro mediano do sedimento (m) e ν é a viscosidade cinemática do fluido ($8,94 \times 10^{-7} \text{ N} \cdot \text{s/m}^2$).

3.3.3 Carga Total de Sedimento Disponível para Transporte

A carga total de sedimentos é a soma das cargas despreendidas pela chuva e pelo escoamento, i.e $D_r + D_f$. A concentração de sedimentos disponível para transporte é, portanto, a carga total de sedimentos dividida pela vazão, ou seja, $C_S = (D_r + D_f)/Q$ onde Q é a vazão calculada pelo modelo. O transporte de sedimentos depende da capacidade do fluxo em transportar a carga total disponível.

3.3.4 Capacidade de Transporte de Sedimentos pelo Fluxo

Para avaliar a capacidade de transporte, foram utilizadas as metodologias de Engelund-Hansen (1967), Yalin (1963), Laursen (1958), DuBoys (1879) e Bagnold (1966). A fórmula de Laursen (1958) considera a distribuição de sedimentos, conforme vista em Vanoni (1975) e Simons e Şentürk (1992), sendo válida tanto para a carga do leito quanto em suspensão e total. A capacidade de transporte proposta por Yalin (1963) é para a carga do leito, o método de Engelund-Hansen (1967) para o cálculo da capacidade de transporte total, a equação de DuBoys (1879) é válida para carga do leito baseada na tensão de cisalhamento e a equação de Bagnold (1966) para cálculo da carga total baseada na potência do fluxo. As equações de Engelund-Hansen (1967), Yalin (1963) e Laursen (1958) já haviam sido programadas no modelo MOSEE anteriormente ao nosso estudo, já as de DuBoys (1879) e Bagnold (1966) foram programadas no presente estudo devido à metodologia de DuBoys apresentar bons resultados para regiões semiáridas (Lane e Nichols , 1997) e Bagnold (1966) ser uma metodologia totalmente de base física sem qualquer empirismo.

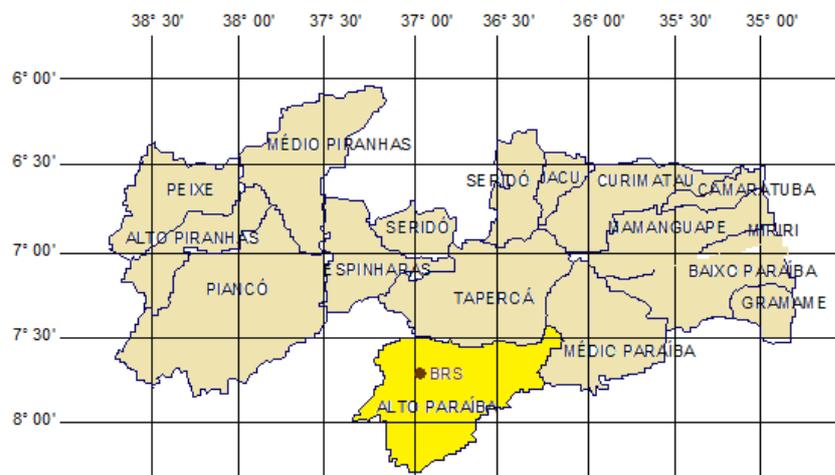
4. ÁREAS DE ESTUDO

4.1 Bacias Representativa e Experimental de Sumé

4.1.1 Bacia Representativa de Sumé (BRS)

A Bacia Representativa de Sumé (BRS) está inserida na área superior da Bacia do Rio Paraíba, instalada na propriedade Fazenda Nova, no município de Sumé (figura 4.1), Estado da Paraíba, numa latitude aproximada de 7°44' Sul e longitude 36°57' Oeste (Cadier e Freitas, 1982). Situa-se na altura do km 118 da BR-412, entre as cidades de Sumé e Monteiro, numa uma das regiões mais secas do Nordeste brasileiro, denominada de Cariris Velhos ou somente Cariris. De acordo com Nouvelout (1974) a Bacia de Sumé tem características físico-climáticas semelhantes a cerca de 15% do “polígono das secas”, sendo então escolhida como representativa pelo fato de que seu solo, relevo, vegetação e clima serem semelhantes aos encontrados numa grande parte do Nordeste brasileiro (Cadier e Freitas, 1982).

Figura 4.1 – localização da BRS no estado da Paraíba



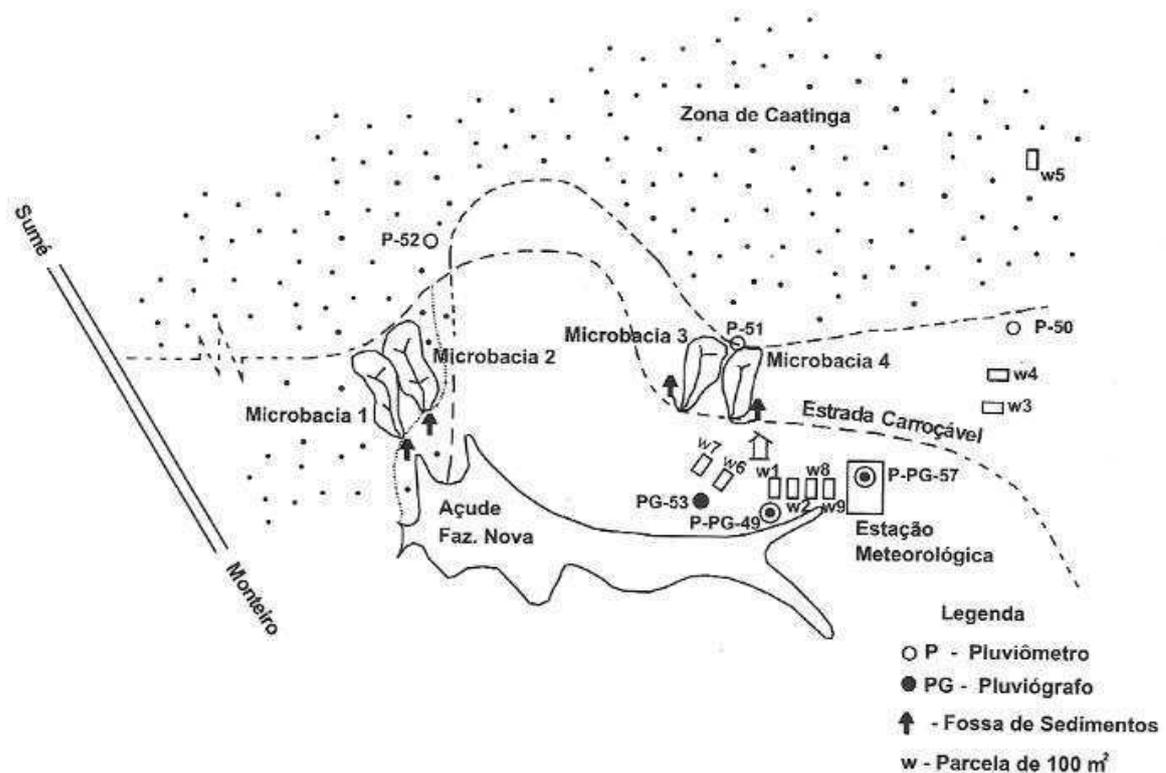
Fonte: Cruz, 2004.

4.1.2 Bacia Experimental de Sumé (BES)

A Bacia Experimental de Sumé (BES) é formada por quatro microbacias (tabela 4.1) com áreas variando entre 0,5 a 1 ha, nas quais foram caracterizadas a topografia e a cobertura vegetal, nove parcelas experimentais de 100 m², operadas sob chuva natural. Possui ainda

varias microparcelas de 1 m² na qual foram instaladas e operadas sob chuva simulada. Duas das microbacias estão localizadas em uma área onde a cobertura vegetal nativa foi completamente removida, estando às outras duas microbacias localizadas em uma área com cobertura nativa de caatinga. As microbacias e parcelas apresentam diversas características peculiares de uso e manejo do solo e de condições topográficas. Também fazem parte da BES uma estação climatológica, uma rede de cinco pluviômetros, três pluviógrafos e um abrigo para técnicos (Srinivasan e Galvão, 2003). A figura 4.2 mostra o croqui da localização das instalações da BES.

Figura 4.2 – Croqui de localização das instalações da BES



Fonte: Cadier et al., 1983.

4.1.2.1 Microbacias

A operação das microbacias juntamente com algumas parcelas foi principiada a partir do início do período chuvoso de 1982, onde foram estabelecidas as características físicas da bacia experimental através do levantamento topográfico, botânico e pedológico, etc (Cadier et al, 1983).

As microbacias 1 e 2 (M1 e M2) foram instaladas na área onde a vegetação nativa de caatinga foi mantida, enquanto que as microbacias 3 e 4 (M3 e M4) foram instaladas na área totalmente desmatada. As características de cada microbacia são apresentadas na Tabela 4.1.

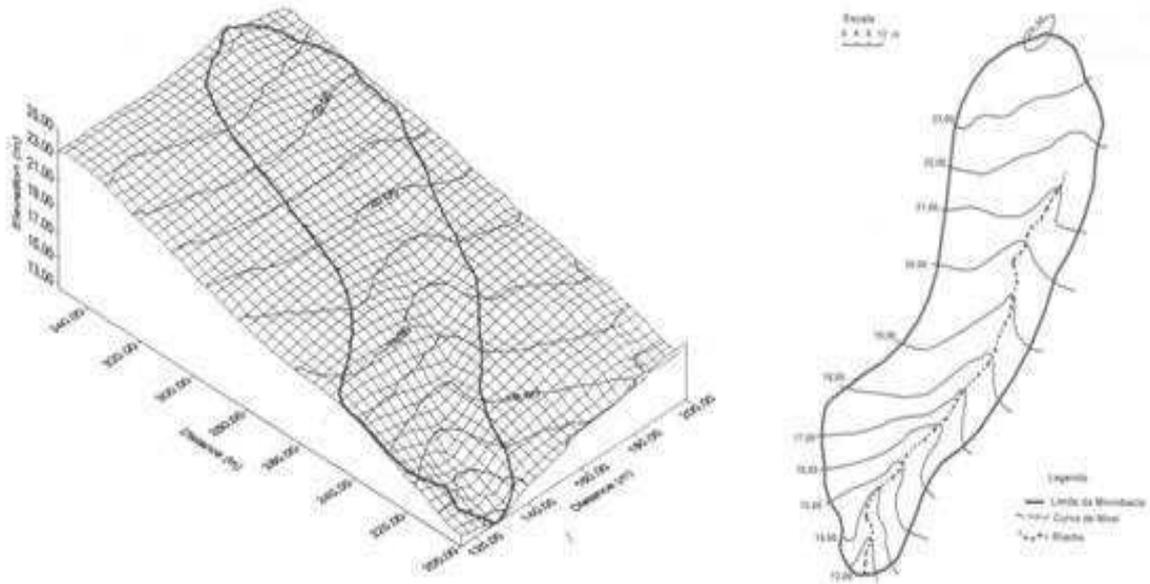
Tabela 4.1 – Características das microbacias (Cadier et al., 1983)

Microbacias	Área (ha)	Perímetro (m)	Declividade média (%)	Cobertura
M1	0,62	398	7,0	Caatinga Nativa
M2	1,07	466	6,1	Caatinga Nativa
M3	0,52	302	7,1	Desmatada
M4	0,48	270	6,8	Desmatada

Cada microbacia possui uma fossa retangular com capacidade de 2300 l, equipada com um vertedor triangular de 90° com parede delgada, dois linígrafos e um dispositivo de amostragem de sedimentos transportados pelo fluxo (Srinivasan e Galvão, 2003). O vertedor foi dimensionado para uma vazão máxima de 270 l/s, correspondendo a descarga de uma chuva com intensidade de 100 mm/h (Cadier et al., 1983). A fossa é pré calibrada e o hidrograma do escoamento gerado é adquirido por meio da curva de calibragem do vertedor e do linígrama registrado. O volume total escoado é obtido através da soma do que passa pelo vertedor e o que fica retido na fossa.

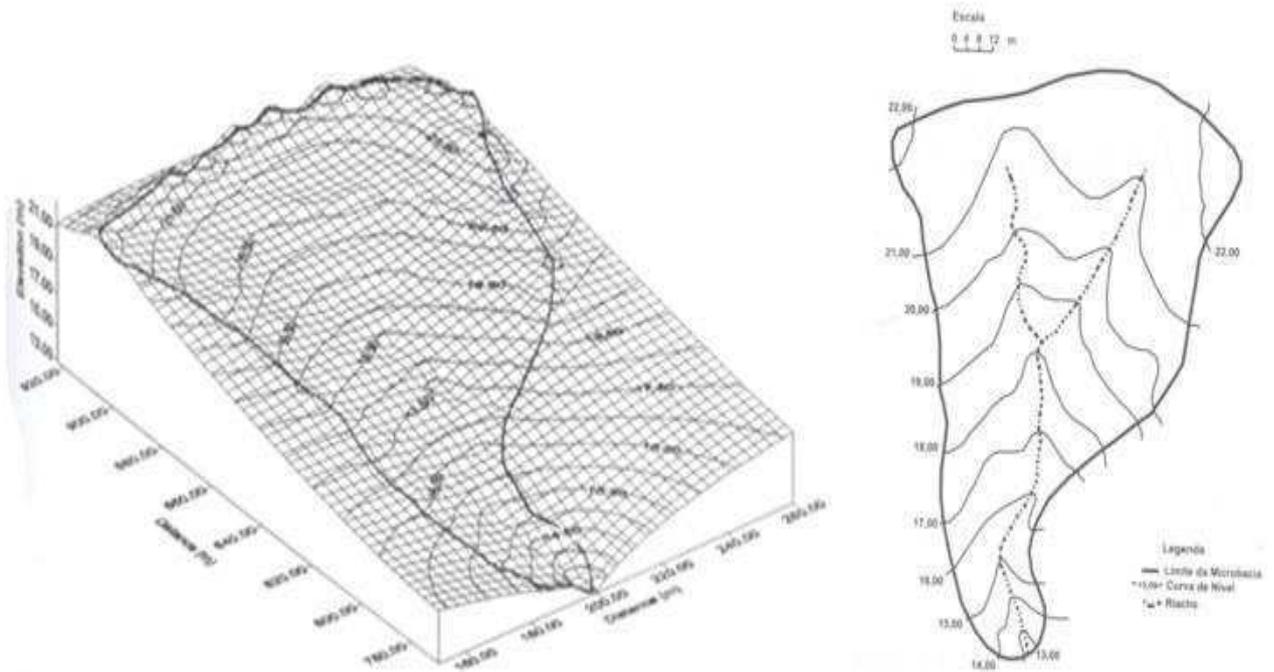
A avaliação da produção total de sedimentos da microbacia é embasada na amostragem realizada no material retido na fossa (em suspensão e depositado no fundo) e no fluxo vertente. A seguir são mostrados os mapas topográficos e a visão tridimensional das microbacias da BES.

Figura 4.3 – Mapa Topográfico e Visão Tridimensional da Microbacia M1 da BRS



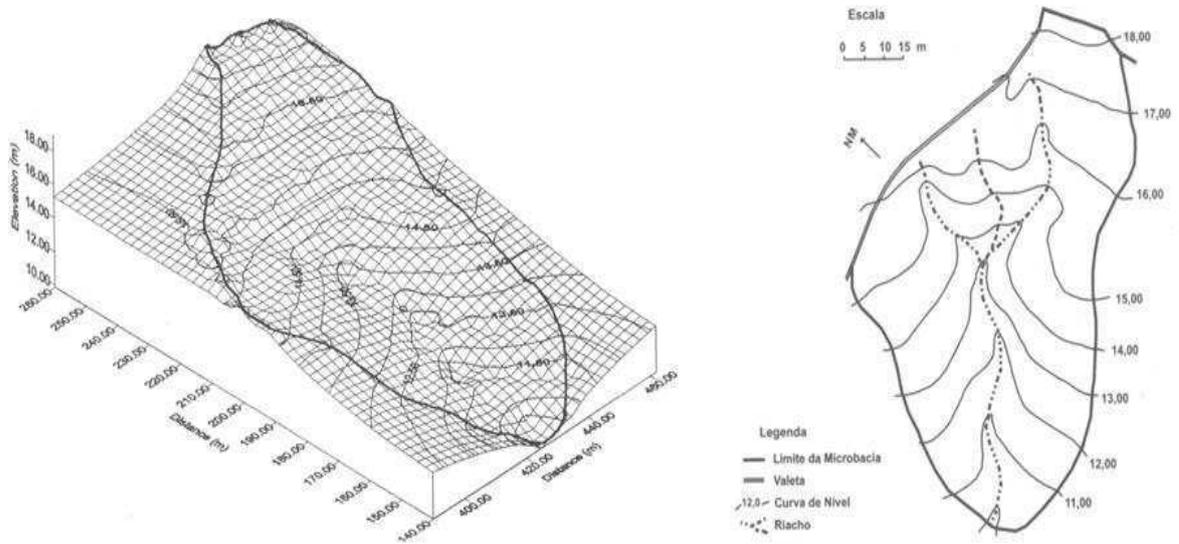
Fonte: Figueiredo, 1998.

Figura 4.4 - Mapa Topográfico e Visão Tridimensional da Microbacia M2 da BRS



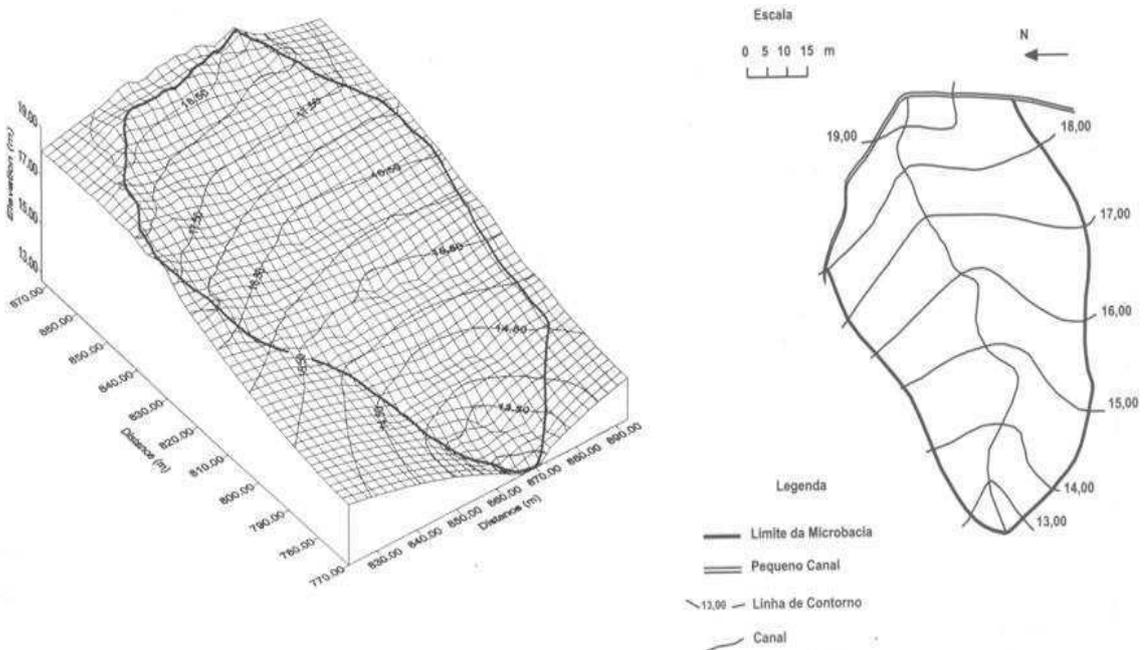
Fonte: Figueiredo, 1998.

Figura 4.5 - Mapa Topográfico e Visão Tridimensional da Microbacia M3 da BRS



Fonte: Figueiredo, 1998.

Figura 4.6 - Mapa Topográfico e Visão Tridimensional da Microbacia M4 da BRS



Fonte: Figueiredo, 1998.

4.1.3 Características Físico-Climáticas

4.1.3.1 Clima

A precipitação média anual varia entre 550 e 600 mm, com decenal seca igual a 300 mm e decenal úmida igual a 900 mm. O inverno é centralizado entre 15 de Fevereiro e 20 de Abril, como período chuvoso entre Janeiro e Junho (Aragão, 2000).

A temperatura média anual varia entre 23 e 27°C com amplitudes térmicas de 10°C (Lopes, 2003). A insolação representa uma média anual de 2800 horas enquanto que a evapotranspiração média é de 2000 mm/ano. A evaporação potencial anual no Tanque Classe A é de cerca de 2900 mm (Aragão, 2000).

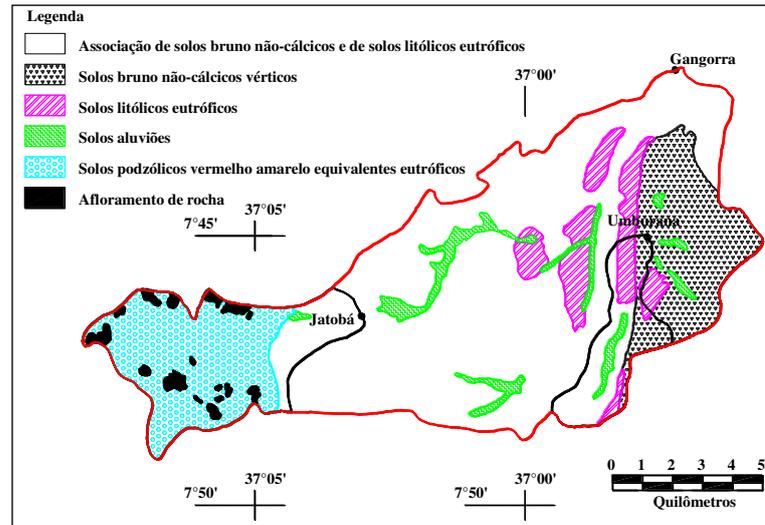
4.1.3.2 Geologia

As rochas do subsolo são cristalinas e fazem parte do embasamento pré-cambriano, na maior parte constituída por granitos. Segundo Siqueira (1964) foi constatada a ocorrência de fendas e fissuras na sua maioria não interligadas em rede, impossibilitando assim o fluxo e favorecendo a salinização das águas subterrâneas. O embasamento cristalino impermeável apresenta fissuras e a presença de gnaisses e quartzitos (Cardier et al., 1983).

4.1.3.3 Solo

O solo mais abundante existente é o bruno não cálcico vértico, representando mais de 85% da superfície da bacia, o restante são compostos por manchas de solos bruno não cálcico modais associados a raros vertissolos (Figura 4.2). Os solos são rasos com espessura variando de alguns decímetros a pouco mais de 1 metro (Aragão, 2000).

Figura 4.7 - mapa dos solos da Bacia Representativa de Sumé.

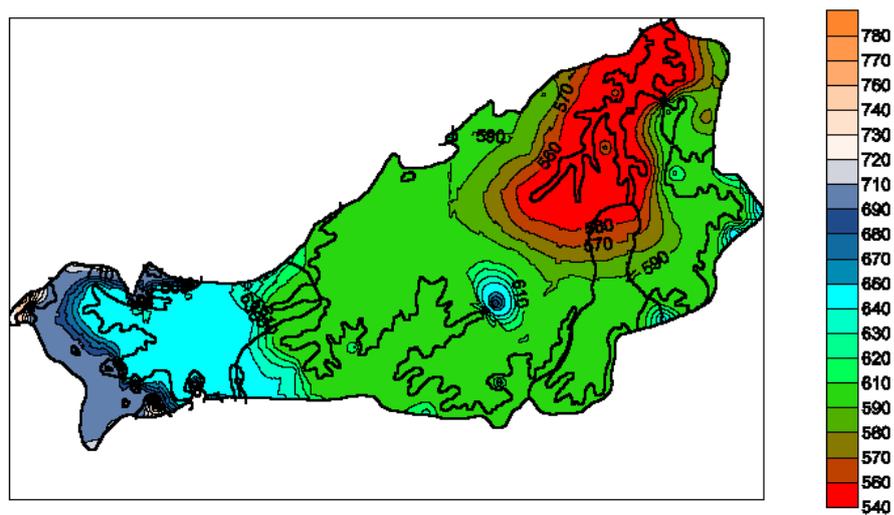


Fonte: Lopes, 2003.

4.1.3.4 Relevo

O relevo varia de ondulado a pouco ondulado, com declividade média inferior a 10% (Figura 4.3).

Figura 4.8 – Mapa do relevo (metros) da Bacia Representativa de Sumé



Fonte: Lopes, 2003.

4.1.3.5 Vegetação

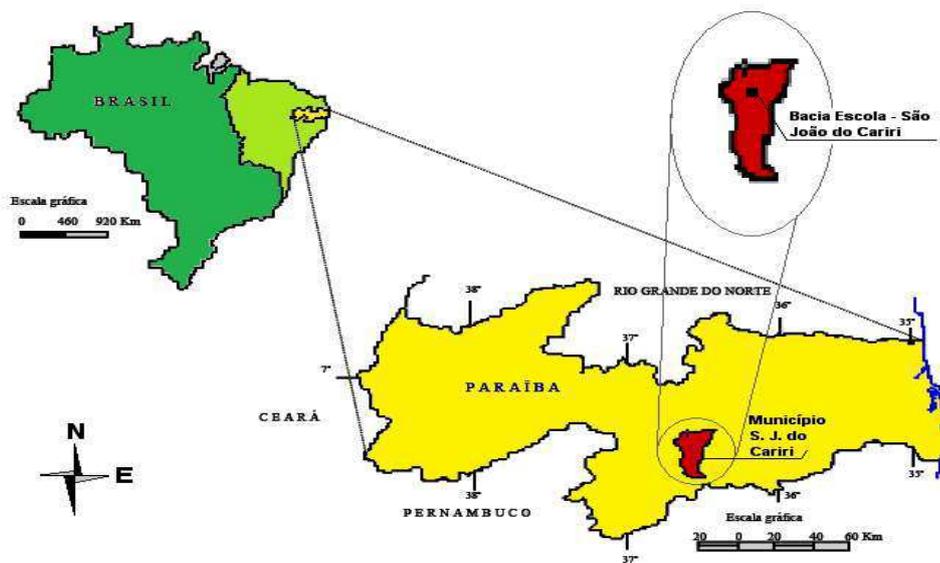
A vegetação predominante é a caatinga hiperxerófila densa, arbóreo arbustiva semelhante à vegetação de toda a região dos Cariris Velhos (Cadier, 1982 ; Aragão, 2000). Entre as espécies mais significativas encontradas na Bacia Experimental de Sumé, temos o Marmeleiro (*Cróton Hemyargyreus*), a Catingueira (*Caesalpinia Pyramidalis*) e a Jurema Preta (*Mimosa Hostilis*) (Cadier et al., 1983).

4.2 Bacia Experimental de São João do Cariri (BESJC)

4.2.1 Localização

A BESJC localiza-se próximo a cidade de São João do Cariri (Figura 4.9), no Estado da Paraíba, numa latitude aproximada de 7°25' sul e longitude 36°30' oeste, apresenta elevações que variam de 400 a 600 m acima do nível do mar, ocupa uma área de 13,48 km² (Santos, 2008). O município está localizado na zona fisiográfica do planalto da Borborema, na qual faz parte da mesoregião da Borborema e a microrregião do Cariri Oriental, apresentando característica de semiaridez mais acentuada que o sertão por se situar, segundo Silva (1993), na diagonal seca existente na superfície da Borborema (Chaves et al., 2004)

Figura 4.9 - localização da Bacia Experimental de São João do Cariri



Fonte : Vieira, 2011

4.2.2 Características Físico-Climáticas

4.2.2.1 Clima

A BESJC apresenta características físico-climáticas semelhantes às de outras regiões do Nordeste semiárido, logo é considerada uma área representativa desta região. As variáveis climáticas foram registradas através de pluviômetros, pluviógrafos e de duas estações climatológicas, sendo uma convencional, instalada em 1983, e outra, automática, instalada em 2001 (Santos, 2008).

A precipitação média anual na região da BESJC fica em torno de 500 mm. A precipitação média mensal varia de 40 a 100 mm. As chuvas da região se concentram entre os meses de Janeiro a Abril. A temperatura média anual é de 25°C, e a umidade relativa média anual de 70,6%. A insolação média é em torno de 7,7 horas por dia. A evaporação potencial média diária no tanque classe A é de 5,5 mm/dia (Santos, 2008).

4.2.2.2 Solos

O solo da bacia é raso e o subsolo é derivado do embasamento cristalino. Dentre as manchas de solos encontradas na área da bacia poderão ser citados as seguintes: Luvisolo Crômico Vértico - TC (Bruno Não-Cálcico Vértico), o Vertissolo Cromado Órtico - VC (Vertisol) e o Neossolo Lítico - RL (Solo Litólico), ocorrendo em 55,6%, 22,4% e 7,9% da área, respectivamente. Ocupando áreas menores ainda ocorrem os Cambissolo Háplico - CX (Cambisol), Neossolo Flúvico – RU (Solo Aluvial), Planossolo Háplico - SX (Planosol caSolódico) e Afloramentos de rocha associados a Neossolo Lítico (Chaves et al., 2002).

4.2.2.3 Vegetação

Os tipos de vegetação identificados na área da BESJC foram a caatinga, a algaroba e as áreas de cultivo (culturas anuais e campos de palma) (Chaves et al., 2002). Cerca de 74,9%, ou 1005,65 ha é ocupada pela vegetação nativa que é utilizada, tradicionalmente, como área de pastoreio e reserva de lenha e madeira. As áreas com algaroba, plantada em bosque e em algumas áreas de ocorrência por invasão no leito dos riachos, cobrem 212 ha, o que corresponde a 15,4% da área da BESJC. As áreas de cultivo, representadas em grande parte por plantio de palma forrageira, abrangem uma área de 3,41% do total ou 45,9 ha. As bacias

hidráulicas dos açudes e lagoas ocupam 87,6 ha. Observa-se que devido aos longos períodos de escassez hídrica uma área muito pequena da bacia é utilizada para agricultura que é, geralmente, agricultura de subsistência. Por outro lado, a pecuária é bastante praticada, sendo predominante a criação de caprinos, bovinos, suínos e galináceos (Santos, 2008).

4.2.2.3 Unidades Experimentais da BESJC

A BESJC possui duas parcelas de erosão (P1 e P2), três micro-bacias (M1, M2 e M3) e quatro sub-bacias (SB1,SB2,SB3 e SB4). Nesse trabalho, serão utilizados os dados de escoamento superficial e produção de sedimentos das três micro-bacias, e de duas sub-bacias, a SB1 e SB2.

4.2.2.3.1 Microbacias

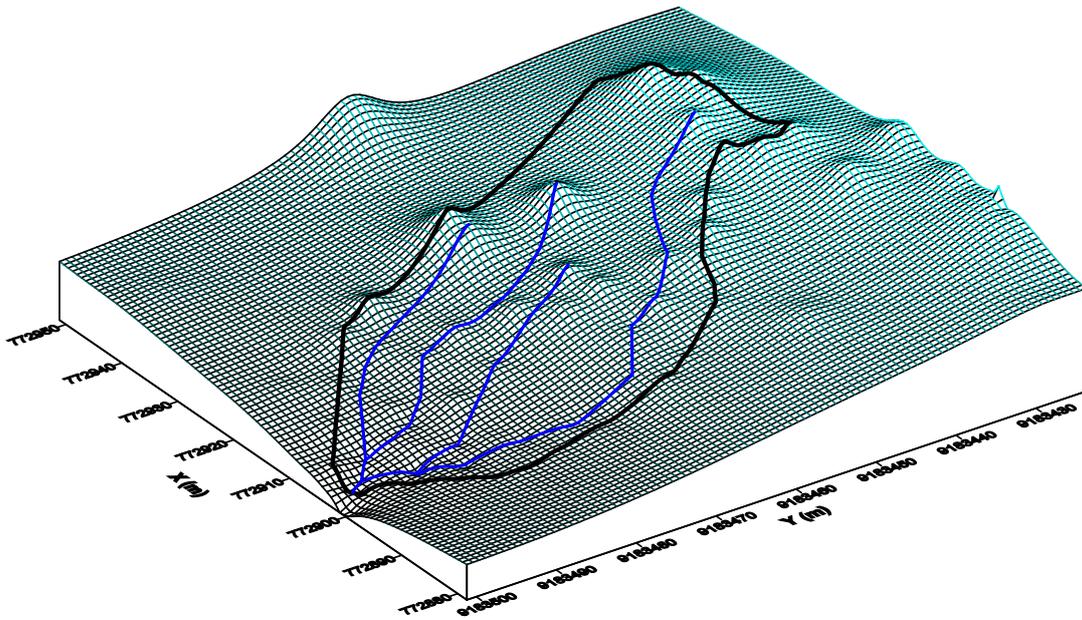
A primeira microbacia (M1) foi instalada em junho de 2000, possui uma área de 0,18 ha, declividade média de 7,5% e cobertura vegetal preservada. Logo após, em Julho de 2001, foram instaladas as microbacias 2 e 3 (M2 e M3) com áreas de 0,16 e 1,63 ha, e com declividades médias de 9,75 e 6,75% ,respectivamente, com intuito de se estudar e conhecer os processos hidrossedimentológicos em bacia aninhadas e também o efeito de escala da bacia sobre os processos analisados, já que M2 está inserida na M3, facilitando assim o processo de avaliação do efeito de escala.

No exutório da M1 foi adaptada uma fossa de sedimentos em fibra de vidro, pré-dimensionada para coletar cheias em área de até 1 há e na lateral da fossa foi instalado um linígrafo para registrar a variação do nível de água no seu interior e também o volume que passa pelo vertedor da mesma. Nas microbacias M2 e M3, também foram instaladas fossas de sedimentos e linígrafos, iguais a M1, entretanto, construídas em alvenaria. A Tabela 4.2 mostra as características das microbacias de BESJC.

Tabela 4.2 - Características das microbacias da BESJC (Paiva, 2008).

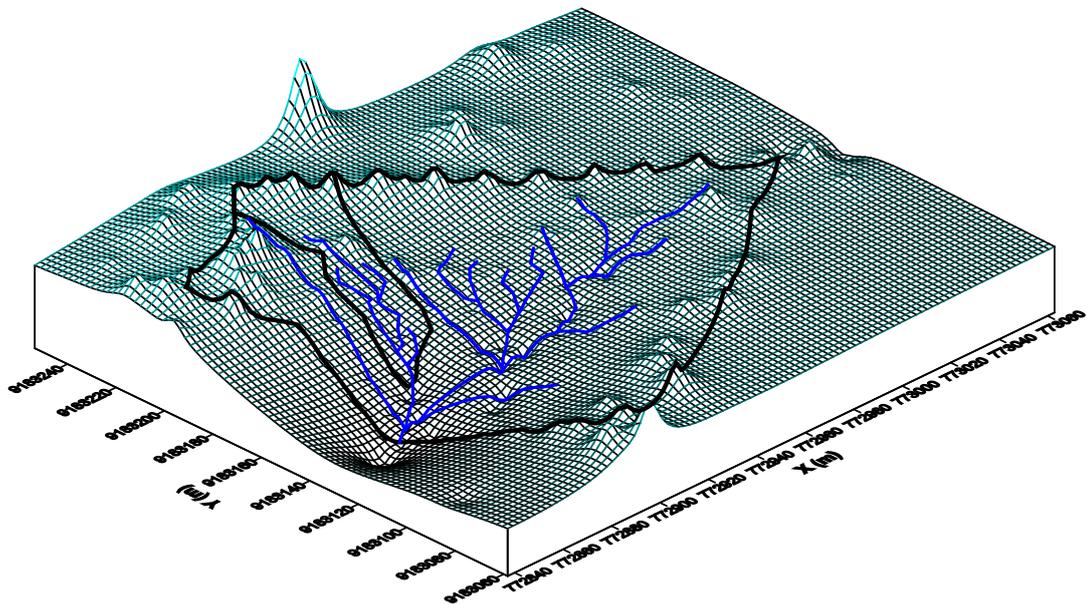
Microbacias	Área (ha)	Perímetro (m)	Declividade média (%)	Cobertura Vegetal
M1	0,18	175	7,5	Com resto de caatinga
M2	0,16	209	9,75	Com resto de caatinga
M3	1,63	533	6,75	Com resto de caatinga

Figuras 4.10 – Modelo Digital microbacia M1 da BESJC.



Fonte: Vieira, 2011.

Figura 4.11 – Modelo Digital microbacias M2 e M3 da BESJC.



Fonte: Vieira, 2011.

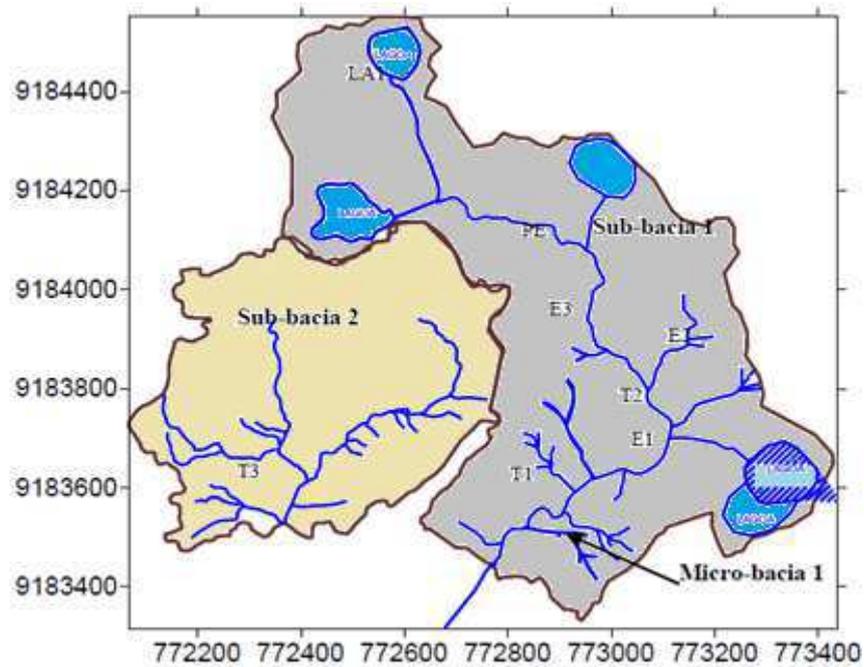
4.2.2.3.2 Sub-bacias

Na implantação da BESJC, duas sub-bacias foram delimitadas dentro da bacia do Riacho dos namorados (BRN), as sub-bacias 1 e 2 (SB1 e SB2) (Figura 4.12) com a finalidade de fornecer o registro histórico do volume de água transferido para o açude dos Namorados, que recebe água do riacho dos namorados e seu tributários . Os trabalhos nas SB1 e SB2 foram iniciados em 1987, por meio da instalação de linígrafos, régua de máxima e régua linimétrica, para medição do nível de água, associados a vertedores, possibilitando a determinação de vazão do fluxo. Posteriormente, em 2004, mais duas sub-bacias foram instaladas (SB3 e SB4), aumentando o número de dados para análise do efeito de escala, já que SB3 (0,13 km²) está inserida em SB4 (2 km²) (Figura 4.13). Neste trabalho serão utilizados os dados das sub-bacias 1 e 2.

Na SB1, que possui área de 0,59 km², o processo de erosão é evidente. Segundo Aragão (2006), foi constatado que o canal principal vem se alargando ao longo do seu percurso e a profundidade em alguns pontos muitas vezes é superior a 1 metro. Já na SB2, cuja área é de 0,32 km², a vegetação está relativamente preservada em relação a SB1, logo a vegetação protege o solo e retarda o processo de erosão, diminuindo de maneira significativa a produção de sedimentos.

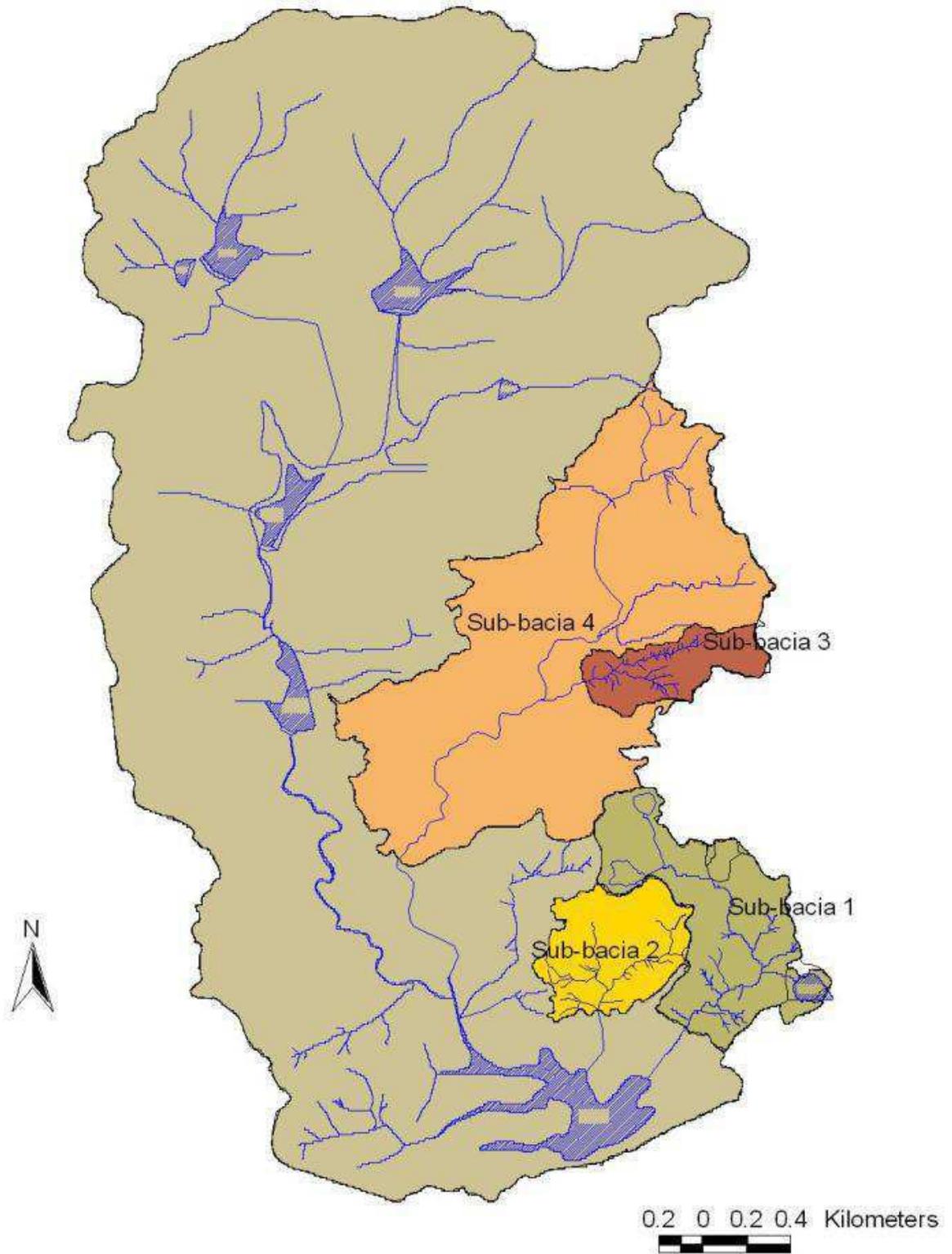
Nas SB1 e SB2 dados de escoamento superficial têm sido coletados desde a década de 80 e de produção de sedimentos, a partir de 2004. A variação de nível, nos vertedores nas SB1 e SB2, tem sido registrada através de linígrafos convencionais (com relojoaria), onde a variação do nível pelo tempo é registrada em diagramas que tem autonomia de um mês (Aragão, 2006).

Figura 4.12 – Sub-bacias 1 e 2 da BRN



Fonte: Aragão, 2006.

Figura 4.13 – Bacia do Riacho dos Namorados (BRN) e suas sub-bacias



Fonte : Aragão, 2006.

5. MODELAGEM E RESULTADOS OBTIDOS

A modelagem preliminar deste trabalho foi realizada por Vieira (2011), pela calibração do coeficiente de propagação do escoamento (C) e o coeficiente de erosividade pela chuva (CK_r) e pelo escoamento (CK_f), através da comparação de dados de lâminas e erosão observados e simulados. Com base nos resultados de Vieira (2011), foram recalibrados, quando necessário, o coeficiente de propagação do escoamento (C) e os coeficientes de erosividade pela chuva (CK_r) e pelo escoamento (CK_f) com intuito de refinar os resultados com base nos valores observados e calculados de lâminas e erosão (anuais e máximos).

Detalhes da modelagem realizada por Vieira (2011) utilizando o modelo MOSEE na BES e na BESJC e a recalibração dos coeficientes de propagação do escoamento (C) e o coeficiente de erosividade pela chuva (CK_r) e pelo escoamento (CK_f), assim como também uma análise das diversas metodologias de capacidade de transporte de sedimentos utilizadas são mostradas a seguir.

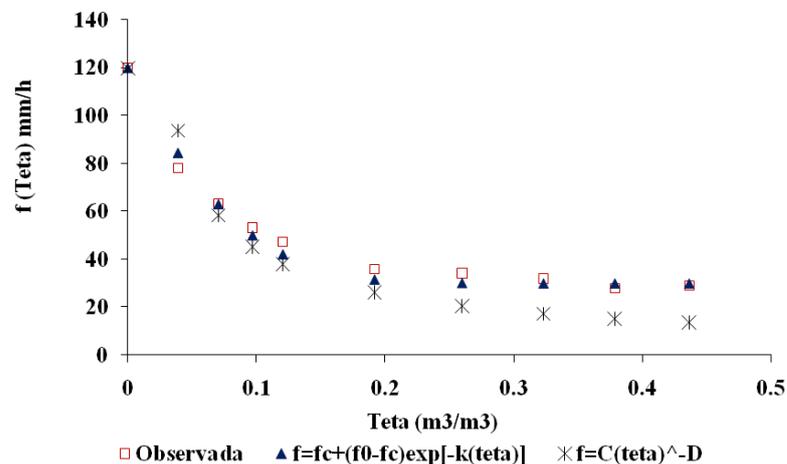
5.1 Bacia Experimental de Sumé (BES)

5.1.1 Modelagem do escoamento

Vieira (2011) modelou o escoamento superficial e a erosão nas quatro microbacias (M1,M2,M3,M4) considerando uma discretização em 20 sub-bacias com áreas iguais, informando ao programa em arquivos específicos suas características tais como, altitudes máxima e mínima, extensões de trechos de rios de cada microbacia e sub-bacia e textura dos solos. As proporções de cobertura vegetal e de rochas foram fixadas respectivamente em 0,8 e 0,05 para áreas vegetadas e para áreas desmatadas foram fixadas em zero. Com base na modelagem de Figueiredo (1998), a capacidade de armazenamento da folhagem em áreas semiáridas foi adotada como 0,5 mm, sendo este valor adotado para altura de interceptação. A largura dos trechos de rios foi fixada em 0,5m. Dados de evaporação potencial observados em tanques evaporimétricos foram considerados no cálculo da evapotranspiração potencial com coeficiente de consumo unitário. Para a evapotranspiração real, α (equação 3.1) foi fixado em 10 (Figueiredo et al, 2006). A tensão do solo foi calculada através da equação de Saxton et al

(1986) com A e B em termos dos percentuais de argila e areia (Saxton et al., 1986) das camadas do solo, 15,77% e 50,2% camada A, 32,5% e 50,2% camadas B e C (Cadier e Freitas, 1982) cujas espessuras foram fixadas em $h_A = 10$ cm, $h_B = h_C = 20$ cm. A equação de Saxton et al (1986) e a equação (3.17) com $\eta = -1/B$, foram utilizadas para o cálculo das condutividades saturada e não saturada. A umidade do ponto de murcha (obtida da equação 3.4) teve seu valor adotado como umidade inicial e a umidade de saturação $\theta_s = f_{ar} \cdot \phi$, com $f_{ar} = 0,91$ (camada A) e 0,8 (camadas B e C), sendo a porosidade determinada com base na textura dos solos (Rawls & Brakensiek, 1989). A capacidade de infiltração foi estimada com os parâmetros $C = 7$ e $D = 0.8$ ajustados a partir da curva de capacidade de infiltração experimental (Figura 5.1) obtida com dados publicados em Cadier & Freitas (1982).

Figura 5.1 - Curva de Capacidade de Infiltração da BRS



Fonte: Figueiredo, 2009.

Não foi considerada a contribuição subterrânea para o escoamento total devido aos solos estudados serem bastante rasos e com baixa capacidade de armazenamento, não havendo ocorrência de lençol subterrâneo. O método convexo do SCS (McCuen, 1982) foi utilizado como procedimento para propagação do escoamento com tempo de concentração determinado pelo método de Kirpich que depende do comprimento e da declividade da bacia. O coeficiente de Manning foi fixado em $n = 0,02$ para os canais de microbacia desmatadas e $n = 0,03$ para os canais de microbacias vegetadas (Vieira, 2011). Finalmente calibrou-se o coeficiente de propagação do escoamento (C) através da comparação entre a lâmina anual observada e simulada, e os picos de escoamentos observados e simulados para os anos de 1984, 1985 e 1986. Os intervalos de tempo para o cálculo da propagação do escoamento foram fixados menores que o tempo de concentração com intuito de evitar vazões negativas.

5.1.1.1 Recalibração do coeficiente de propagação do escoamento na BES

Primeiramente realizou-se a recalibração de C (coeficiente de propagação) para as microbacias para os anos de 1984, 1985 e 1986 objetivando resultados mais precisos. Foram realizadas duas calibrações, uma para ajuste das lâminas e outra para ajuste dos picos de escoamento. Partiu-se dos valores calibrados por Vieira (2011), alterando-o progressivamente de modo que os valores de lâminas calculados (Lc) pelo modelo fossem os mais próximos possíveis dos valores de lâminas observados (Lo). Os resultados obtidos para as microbacias da BES estão apresentados nas Tabelas 5.1 a 5.6, onde Δt é o intervalo de tempo, t_c o tempo de concentração por trecho e R^2 o coeficiente de determinação. As figuras A.1 a A.12, em anexo, apresentam alguns gráficos da calibração indicada nas tabelas 5.1 a 5.6.

Tabela 5.1 – Calibração de $C = \Delta t/t_c$ para ajuste da Lâmina Anual – 1984 (BES)

Micro-bacias	Lo (mm)	Lc (mm)	Erro Percentual	Δt (min)	t_c (min)	C(-)	R^2
M1	5,14	5,09	-0,97%	0,124	0,2490	0,494	0,909
M2	18,25	18,27	0,11%	0,183	0,2760	0,674	0,869
M3	122,92	92,37	-24,85%	0,214	0,2144	0,998	0,871
M4	63,79	61,37	-3,79%	0,182	0,2195	0,829	0,921

Tabela 5.2 – Calibração de $C = \Delta t/t_c$ para ajuste da Lâmina Anual – 1985 (BES)

Micro-bacias	Lo(mm)	Lc(mm)	Erro Percentual	Δt (min)	t_c (min)	C(-)	R^2
M1	65,23	56,42	-13,50%	0,166	0,2511	0,661	0,814
M2	60,74	62,95	3,64%	0,232	0,2713	0,855	0,084
M3	467,93	360,22	-23,02%	0,214	0,2144	0,998	0,772
M4	417,84	314,82	-24,65%	0,219	0,2194	0,998	0,877

Tabela 5.3 – Calibração de $C = \Delta t/t_c$ para ajuste da Lâmina Anual – 1986 (BES)

Micro-bacias	Lo(mm)	Lc(mm)	Erro Percentual	Δt (min)	t_c (min)	C(-)	R^2
M1	28,41	27,99	-1,48%	0,150	0,2512	0,597	0,706
M2	58,21	57,62	-1,01%	0,188	0,2713	0,693	0,696
M3	270,27	266,97	-1,22%	0,194	0,2079	0,933	0,878
M4	269,72	268,24	-0,55%	0,197	0,2184	0,902	0,882

Tabela 5.4 – Calibração de $C = \Delta t/t_c$ para ajuste dos Picos – 1984 (BES)

Micro- bacias	$L_{O_{m\acute{a}x}}$ (mm)	$L_{C_{m\acute{a}x}}$ (mm)	Erro Percentual	Δt (min)	t_c (min)	C(-)	R^2
M1	4,74	4,72	-0,42%	0,140	0,2513	0,557	0,903
M2	18,14	18,09	-0,27%	0,206	0,2711	0,760	0,863
M3	39,40	39,16	-0,61%	0,186	0,2143	0,868	0,871
M4	30,18	30,34	0,41%	0,176	0,2195	0,802	0,921

Tabela 5.5 - Calibração de $C = \Delta t/t_c$ para ajuste dos Picos – 1985 (BES)

Micro- bacias	$L_{O_{m\acute{a}x}}$ (mm)	$L_{C_{m\acute{a}x}}$ (mm)	Erro Percentual	Δt (min)	t_c (min)	C(-)	R^2
M1	41,11	40,92	-0,46%	0,195	0,2513	0,776	0,795
M2	27,53	28,05	1,88%	0,220	0,2713	0,811	0,084
M3	85,52	85,87	0,41%	0,191	0,2144	0,891	0,772
M4	100, 54	108,93	8,34%	0,219	0,2194	0,998	0,877

Tabela 5.6 – Calibração de $C = \Delta t/t_c$ para ajuste dos Picos – 1986 (BES)

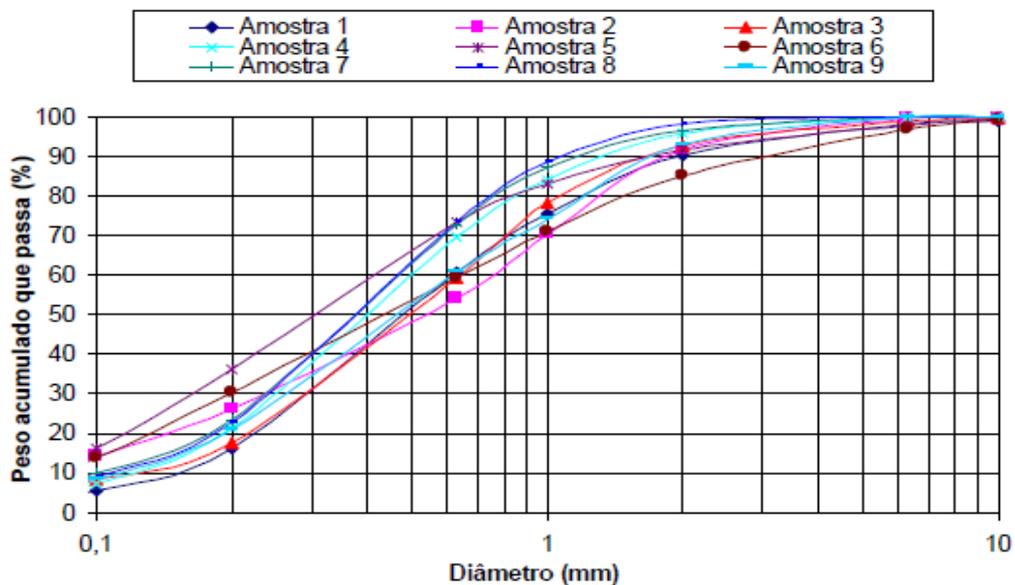
Micro- bacias	$L_{O_{m\acute{a}x}}$ (mm)	$L_{C_{m\acute{a}x}}$ (mm)	Erro Percentual	Δt (min)	t_c (min)	C(-)	R^2
M1	25,53	25,72	0,74%	0,184	0,2512	0,732	0,689
M2	51,71	51,62	-0,17%	0,237	0,2714	0,873	0,683
M3	94,24	94,54	0,32%	0,211	0,2145	0,984	0,877
M4	76,56	78,84	2,98%	0,197	0,2194	0,898	0,882

Analisando os resultados para a BES com base na calibração do coeficiente de propagação do escoamento (C), pode-se observar que a calibração do (C) para ajuste da lâmina anual como também para ajuste dos picos de escoamento foram, de forma geral, satisfatórios. Na calibração para ajuste das lâminas anuais os resultados foram melhores nas microbacias desmatadas ($R^2_{\text{médio}} = 0,867$) do que nas vegetadas ($R^2_{\text{médio}} = 0,68$), haja vista o baixíssimo valor de R^2 obtido para a microbacia M2 no ano de 1985. Na calibração do (C) através dos picos os resultados foram também melhores para as microbacias desmatadas ($R^2_{\text{médio}} = 0,867$) do que nas vegetadas ($R^2_{\text{médio}} = 0,67$), e o problema com a M2 no ano de 1985 persistiu.

5.1.2 Modelagem da Erosão do solo

Como os resultados da componente de erosão dependem dos resultados da componente de fluxo, para a modelagem da produção de sedimentos anual foi levado em consideração a calibração de C para ajuste da lâmina anual e para a erosão máxima foi levado em consideração o valor de C para ajuste dos picos de escoamento. De forma análoga da calibração do coeficiente de propagação do escoamento, partiu-se dos valores calibrados por Vieira(2011) de modo a ajustar a produção anual e a erosão máxima calculada (E_c) da observada (E_o). O valor do coeficiente de erosividade pelo fluxo (CK_f) foi atribuído como zero em todas as calibrações já que esse parâmetro apresentou elevada sensibilidade. Assim, apenas o coeficiente de erosividade da chuva (CK_r) foi calibrado. O método para cálculo da capacidade de transporte empregado foi o de Engelund-Hansen (equação 2.19), com diâmetro $D_{50} = 0,4$ mm, obtido através de ensaios granulométricos (Figura 5.2). Os resultados são apresentados a seguir nas Tabelas 5.7 a 5.12.

Figura 5.2- Granulometria do Solo Erodido na microbacia 3 da BES.



Fonte: Figueiredo, 2009.

As figuras A.13 a A.24, em anexo, apresentam alguns gráficos da calibração indicada nas tabelas 5.7 a 5.12.

Tabela 5.7 - Calibração de CK_r para ajuste da produção anual de sedimentos – 1984 (BES)

Micro-bacias	E_o (t)	E_c (t)	Erro Percentual	$Ck_r(s^2/kg.m^2)$	CK_f (kg/m ² s)	R^2
M1	0,0038	0,0039	2,63 %	0,0365	0,00	0,668
M2	0,0007	0,0008	14,28%	0,0033	0,00	0,468
M3	2,3818	2,3560	-1,08%	7,7980	0,00	0,009
M4	0,3069	0,3083	0,45%	0,6875	0,00	0,435

Tabela 5.8 - Calibração de CK_r para ajuste da produção anual de sedimentos – 1985 (BES)

Micro-bacias	E_o (t)	E_c (t)	Erro Percentual	$Ck_r(s^2/kg.m^2)$	CK_f (kg/m ² s)	R^2
M1	0,0464	0,0455	-1,94%	0,0785	0,00	0,680
M2	0,1244	0,1251	0,56%	0,3110	0,00	0,148
M3	22,902	22,9726	0,3%	13,604	0,00	0,446
M4	22,273	22,2815	0,04%	15,750	0,00	0,332

Tabela 5.9 - Calibração de CK_r para ajuste da produção anual de sedimentos – 1986 (BES)

Micro-bacias	E_o (t)	E_c (t)	Erro Percentual	$Ck_r(s^2/kg.m^2)$	CK_f (kg/m ² s)	R^2
M1	0,5635	0,5604	- 0,55%	1,2325	0,00	0,4362
M2	0,9896	1,0044	1,5%	1,1765	0,00	0,424
M3	17,613	17,1812	-2,46%	8,6665	0,00	0,442
M4	10,855	10,9026	0,44%	4,8230	0,00	0,402

Tabela 5.10 - Calibração de CK_r para ajuste da erosão máxima – 1984 (BES)

Micro-bacias	$E_{o(max)}$ (t)	$E_{c(max)}$ (t)	Erro Percentual	$Ck_r(s^2/kg.m^2)$	CK_f (kg/m ² s)	R^2
M1	0,0024	0,0024	0,0 %	0,0482	0,00	0,673
M2	0,0004	0,0004	0,0 %	0,0045	0,00	0,596
M3	0,7041	0,7042	0,0 %	4,7625	0,00	0,010
M4	0,2424	0,2423	-0,04%	1,4005	0,00	0,48

Tabela 5.11 - Calibração de CK_r para ajuste da erosão máxima – 1985 (BES)

Micro-bacias	$Eo_{(max)}$ (t)	$Ec_{(max)}$ (t)	Erro Percentual	$Ck_r(s^2/kg.m^2)$	CK_f (kg/m^2s)	R^2
M1	0,0203	0,0203	0,0%	0,1955	0,00	0,648
M2	0,0741	0,0741	0,0%	0,5215	0,00	0,139
M3	4,9267	4,9265	-0,004%	14,110	0,00	0,486
M4	5,8847	5,8891	0,075%	24,300	0,00	0,3298

Tabela 5.12 - Calibração de CK_r para ajuste da erosão máxima – 1986 (BES)

Micro-bacias	$Eo_{(max)}$ (t)	$Ec_{(max)}$ (t)	Erro Percentual	$Ck_r(s^2/kg.m^2)$	CK_f (kg/m^2s)	R^2
M1	0,5164	0,5163	- 0,019%	5,1733	0,00	0,4258
M2	0,7073	0,7074	0,014%	5,6105	0,00	0,3098
M3	6,6005	6,6006	0,002%	20,8628	0,00	0,4095
M4	3,4407	3,4406	-0,003%	10,155	0,00	0,4101

Com base nos resultados apresentados acima, pode-se observar que foi realizado primeiramente a calibração do coeficiente de erosão pela chuva (CK_r) para a produção anual de sedimentos e de modo contrário ao que ocorreu com o escoamento superficial os melhores resultados foram nas áreas vegetadas ($R^2_{médio} = 0,471$). Foi observado que na microbacia M3 no ano de 1984 e na microbacia M2 para o ano de 1985 o coeficiente R^2 apresentou valores bem inferiores aos demais, necessitando assim uma análise mais detalhada já que os valores de erosão e lâminas calculados estão próximos dos observados. De forma análoga à calibração para produção anual os melhores resultados na calibração da erosão máxima foram nas áreas vegetadas ($R^2_{médio} = 0,471$), persistindo valores baixos de R^2 na microbacia M3 no ano de 1984 e na microbacia M2 no ano de 1985, necessitando de pesquisa com outras metodologias de capacidade de transporte no programa computacional, bem como análise nos dados em geral (modelagem e dados observados).

5.2 Bacia Experimental de São João do Cariri (BESJC)

5.2.1 Modelagem do escoamento

Foram modeladas as três microbacias (M1, M2, M3) e duas sub-bacias (SB1 e SB2), discretizando as mesmas em 20 sub-bacias com áreas iguais, da mesma forma que foi

efetuado nas unidades experimentais utilizadas em Sumé, na qual foi informado ao programa em arquivos específicos as características tais como, extensão dos trechos, altitudes, textura dos solos, etc. Assim como em Sumé, o valor da capacidade de armazenamento da folhagem foi adotado 0,5 mm. A proporção de cobertura vegetal foi fixada em 20% para M1 e em 40% para M2 e M3. A proporção de cobertura de rochas foi fixada em 2% para todas as microbacias. A largura dos trechos dos rios foi fixada em 0,5 m. As demais metodologias utilizadas para o cálculo da capacidade de infiltração, tensão do solo, condutividade hidráulica saturada e não saturada, evapotranspiração e etc., foram as mesma adotadas na BES, assim como os diversos parâmetros. Para o cálculo da tensão do solo, os parâmetros A e B foram determinados em termos dos percentuais de argila e areia (Saxton et al., 1986) das camadas do solo para cada uma das microbacias (Tabela 5.13), sendo para as sub-bacias adotadas a textura do solo da microbacia M1. As espessuras das camadas de solo foram fixadas em $h_A = 10$ cm, e $h_B = h_C = 20$ cm. Pela não disponibilidade de curvas de capacidade de infiltração do solo em São João do Cariri, a curva de capacidade de infiltração experimental adotada foi a de Sumé utilizando os mesmos valores para os parâmetros C e D.

Tabela 5.13 – Textura do solo das microbacias da BESJC.

Camada	Microbacia 1		Microbacia 2		Microbacia 3	
	Argila (%)	Areia (%)	Argila (%)	Areia (%)	Argila (%)	Areia (%)
A	15,0	72,5	12,7	70,7	13,3	71,9
B	33,0	54,7	24,0	65,3	26,7	62,3
C	33,0	54,7	24,0	65,3	26,7	62,3

No caso das sub-bacias a proporção de cobertura vegetal foi fixada em 50% para SB1 e SB2 e a proporção de cobertura de rochas foi fixada em 5% para as duas sub-bacias. A largura dos trechos de rios foi fixada em 3,0 m. Com base em discretização da SB1 em 87 elementos e da SB2 em 54 elementos (Santos, 2008) determinou-se a declividade média das sub-bacias, e os comprimentos e declividades dos rios, como é apresentado na tabela 5.14.

Tabela 5.14 – Declividade média da bacia, declividade e comprimentos dos rios

	Sub-bacia 1	Sub-bacia 2
Declividade da Bacia (m/m)	0,052	0,039
Declividade dos Rios (m/m)	0,05	0,03
Comprimento dos Rios (Km)	2,62	2,12

Em São João do Cariri não foi considerada a contribuição subterrânea, tal como em Sumé, devido terem características semelhantes. O método convexo SCS (McCuen, 1982) foi utilizado para cálculo da propagação do escoamento com o tempo de concentração calculado por Kirpich em função do comprimento e declividade da bacia. O coeficiente de Manning foi fixado em 0,03 para os canais nas três microbacias e nas duas sub-bacias.

5.2.1.1 Recalibração do coeficiente de propagação do escoamento na BESJC

Assim como para a BES, foi primeiramente recalibrado o coeficiente de propagação do escoamento (C) para todas as unidades experimentais (microbacias e sub-bacias) da BESJC. Foram realizadas duas calibrações, primeiramente para ajuste das lâminas anuais escoadas e depois para ajuste dos picos de escoamento. Partimos dos valores calibrados por Vieira (2011), alterando-o progressivamente de modo que os valores de lâminas calculados pelo modelo fossem os mais próximos possíveis dos valores de lâminas observados. Os resultados obtidos estão apresentados nas Tabelas 5.15 a 5.24.

As figuras A.25 a A.38, em anexo, apresentam alguns gráficos da calibração indicada nas tabelas 5.15 e 5.24.

Tabela 5.15 - Calibração de $C = \Delta t/t_c$ para ajuste da Lâmina Anual – 2002 (BESJC)

Micro- bacias	Lo(mm)	Lc(mm)	Erro Percentual	Δt (min)	t_c (min)	C(-)	R ²
M1	78,94	78,84	- 0,13%	0,228	0,2864	0,796	0,700
M2	5,11	5,22	2,15%	0,048	0,1273	0,377	0,720
M3	1,50	1,50	0%	0,099	0,5756	0,172	0,486

Tabela 5.16 - Calibração de $C = \Delta t/t_c$ para ajuste da Lâmina Anual - 2003 (BESJC)

Micro bacias	Lo (mm)	Lc (mm)	Erro Percentual	Δt (min)	t_c (min)	C(-)	R ²
M1	3,75	1,12	- 70,13%	0,286	0,2866	0,998	0,778
M2	2,94	0,77	-73,81%	0,127	0,1275	0,996	0,695
M3	1,48	0,86	- 41,89%	0,577	0,5770	1,000	0,971

Tabela 5.17 – Calibração de $C = \Delta t/t_c$ para ajuste da Lâmina Anual – 2004 (BESJC)

Bacias	Lo(mm)	Lc(mm)	Erro Percentual	Δt	t_c (min)	C(-)	R ²
SB1	23,34	23,52	0,77%	2,375	2,6330	0,902	0,254
SB2	23,62	23,67	0,21%	2,450	2,7253	0,899	0,892

Tabela 5.18 – Calibração de $C = \Delta t/t_c$ para ajuste da Lâmina Anual – 2005 (BESJC)

Bacias	Lo(mm)	Lc(mm)	Erro Percentual	Δt	t_c (min)	C(-)	R ²
SB1	38,85	38,15	-1,80%	2,375	2,6330	0,902	0,601
SB2	41,42	41,69	0,65%	2,625	2,7230	0,964	0,454

Tabela 5.19 – Calibração de $C = \Delta t/t_c$ para ajuste da Lâmina Anual – 2006 (BESJC)

Bacias	Lo(mm)	Lc(mm)	Erro Percentual	Δt	t_c (min)	C(-)	R ²
SB1	38,22	38,87	1,70%	2,225	2,6660	0,845	0,966
SB2	50,28	50,29	0,02%	2,490	2,7243	0,914	0,933

Tabela 5.20 - Calibração de $C = \Delta t/t_c$ para ajuste dos Picos – 2002 (BESJC)

Micro-bacias	Lo _{máx} (mm)	Lc _{máx} (mm)	Erro Percentual	Δt (min)	t_c (min)	C(-)	R ²
M1	22,78	22,81	0,13%	0,226	0,2860	0,789	0,700
M2	1,71	1,68	-1,75%	0,049	0,1276	0,384	0,717
M3	0,46	0,47	2,17%	0,099	0,5756	0,172	0,485

Tabela 5.21 - Calibração de $C = \Delta t/t_c$ para ajuste dos Picos – 2003 (BESJC)

Micro-bacias	Lo _{máx} (mm)	Lc _{máx} (mm)	Erro Percentual	Δt (min)	t_c (min)	C(-)	R ²
M1	1,88	1,12	- 40,42%	0,286	0,2866	0,998	0,788
M2	1,72	0,77	- 55,23%	0,127	0,1275	0,996	0,695
M3	1,19	0,86	- 27,73%	0,577	0,5770	1,000	0,971

Tabela 5.22 – Calibração de $C = \Delta t/t_c$ para ajuste dos Picos – 2004 (BESJC)

Micro-bacias	Lo _{máx} (mm)	Lc _{máx} (mm)	Erro Percentual	Δt (min)	t_c (min)	C(-)	R ²
SB1	12,52	12,52	0,00%	2,197	2,6343	0,834	0,225
SB2	13,26	13,22	-0,30%	2,305	2,7246	0,846	0,893

Tabela 5.23 – Calibração de $C = \Delta t/t_c$ para ajuste dos Picos – 2005 (BESJC)

Micro bacias	$L_{o\text{máx}}$ (mm)	$L_{c\text{máx}}$ (mm)	Erro Percentual	Δt (min)	t_c (min)	C(-)	R^2
SB1	16,03	16,06	0,18%	2,375	2,6330	0,902	0,601
SB2	11,95	11,97	0,17%	2,235	2,7223	0,821	0,457

Tabela 5.24 – Calibração de $C = \Delta t/t_c$ para ajuste dos Picos – 2006 (BESJC)

Micro-bacias	$L_{o\text{máx}}$ (mm)	$L_{c\text{máx}}$ (mm)	Erro Percentual	Δt (min)	t_c (min)	C(-)	R^2
SB1	24,26	22,50	-7,25%	2,225	2,6332	0,845	0,966
SB2	39,79	34,26	-13,90%	2,720	2,7227	0,999	0,932

Não foi possível realizar a calibração do coeficiente de propagação do escoamento (C) para o ano de 2004 (Microbacias) tanto para lâminas anuais como para os picos de escoamento, já que em ambos os casos, mesmo com valores de C bem próximo a 1 ($0 < C < 1$), os valores das lâminas foram subestimados.

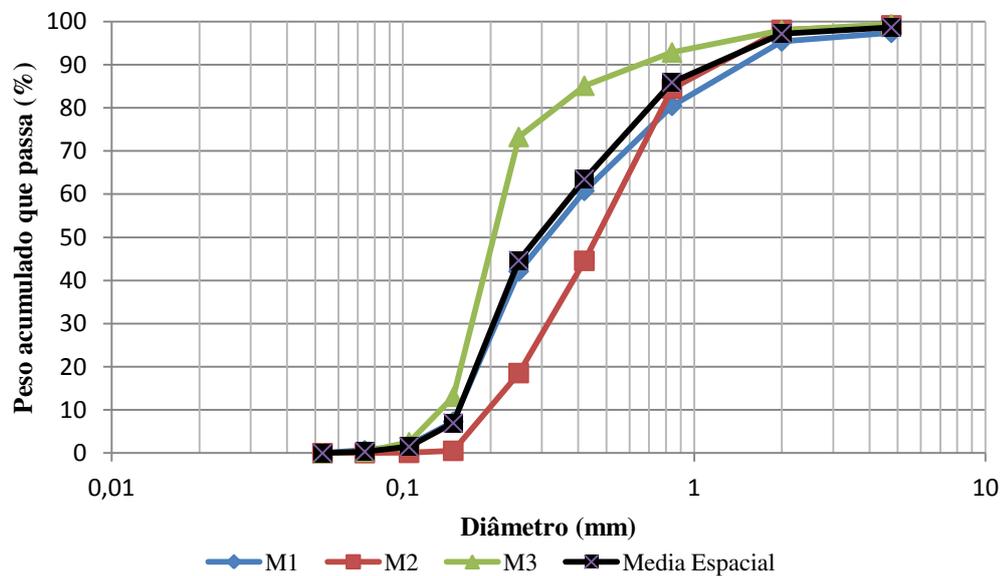
Analisando os resultados apresentados para a calibração do coeficiente de propagação do escoamento (C) para as microbacias da BESJC para ajuste das lâminas anuais e dos picos de escoamentos, pode-se observar que os resultados se assemelham tomando como base os valores de R^2 , para as lâminas anuais obteve-se, $0,482 < R^2 < 0,971$ e com base nos picos de escoamento, $0,485 < R^2 < 0,971$. Sendo assim, pode-se considerar que o modelo simulou bem a componente de fluxo, obtendo valores elevados para o coeficiente de determinação. No caso das sub-bacias ocorreu o mesmo que nas microbacias de modo que os valores da calibração das lâminas anuais ficaram bem próximos aos da calibração dos picos de escoamento. Foram observados valores satisfatórios para duas sub-bacias em todos os anos, com exceção da SB1 no ano de 2004 que apresentou, em ambas as calibrações, valor de R^2 abaixo dos demais.

5.2.2 Modelagem da erosão

Assim como na modelagem da BES, na produção de sedimentos anual na BESJC foi levada em consideração a calibração de (C) para ajuste da lâmina anual e para a erosão máxima foi levado em consideração o valor de (C) para ajuste dos picos de escoamento. Partimos dos valores calibrados por Vieira (2011) com intuito de refinar os resultados. O

valor de CK_f em todas as simulações foi considerado igual a zero devido ao mesmo problema apresentado na BES. O método para cálculo da capacidade de transporte empregado foi o de Engelund-Hansen (equação 2.19), com diâmetro representativo $D_{50} = 0,3$ mm, obtido de ensaios granulométricos do sedimento erodido nas microbacias estudadas (Figura 5.3), sendo este valor empregado também nas sub-bacias selecionadas. Nas Tabelas 5.25 a 5.28 são apresentados os resultados da calibração para ajuste da produção anual de sedimento e erosão máxima.

Figura 5.3 – Granulometria do Solo Erodido nas Microbacias da BESJC.



Fonte: Vieira, 2011 (Cheia do ano de 1982)

As figuras A.39 a A.46, em anexo, apresentam alguns gráficos da calibração indicada nas tabelas 5.25 e 5.28.

Tabela 5.25 - Calibração de CK_r para ajuste da produção anual de sedimentos- 2002 (BESJC)

Micro-bacias	$E_o(t)$	$E_c(t)$	Erro Percentual	$CK_r(s^2/kg,m^2)$	CK_f (kg/m^2s)	R^2
M1	0,0921	0,0926	0,54%	0,2895	0,00	0,492
M2	0,0051	0,0054	5,88%	0,0225	0,00	0,473
M3	0,0185	0,0185	0,0%	0,0075	0,00	0,312

Tabela 5.26 - Calibração de CK_r para ajuste da produção anual de sedimentos – 2003 (BESJC)

Micro-bacias	$E_o(t)$	$E_c(t)$	Erro Percentual	$CK_r(s^2/kg,m^2)$	CK_f	R^2
M1	0,0007	0,0009	28,57%	0,1120	0,00	0,778
M2	0,0005	0,0005	0,0%	0,1125	0,00	0,695
M3	0,0024	0,0024	0,0%	0,0510	0,00	0,971

Tabela 5.27 - Calibração de CK_r para ajuste da Erosão máxima – 2002 (BESJC)

Micro-bacias	$E_{o(max)}(t)$	$E_{c(max)}(t)$	Erro Percentual	$CK_r(s^2/kg,m^2)$	$CK_f(kg/m^2s)$	R^2
M1	0,0371	0,0371	0,0%	0,4310	0,00	0,4776
M2	0,022	0,0022	0,0%	0,0265	0,00	0,472
M3	0,0070	0,0070	0,0%	0,0080	0,00	0,316

Tabela 5.28 - Calibração de CK_r para ajuste da Erosão máxima – 2003 (BESJC)

Micro-bacias	$E_{o(max)}(t)$	$E_{c(max)}(t)$	Erro Percentual	$CK_r(s^2/kg,m^2)$	$CK_f(kg/m^2s)$	R^2
M1	0,0003	0,0004	33,3 %	0,0475	0,00	0,778
M2	0,0003	0,0003	0,0%	0,0620	0,00	0,695
M3	0,0019	0,0019	0,0%	0,0395	0,00	0,971

Como não foi possível calibrar a componente de fluxo para o ano de 2004, e os resultados da componente de erosão são dependentes dos resultados do escoamento superficial, também não foi possível a calibração do coeficiente de erosividade pela chuva para o ano referido tanto para a calibração da produção anual como para erosão máxima.

Não foi possível calibrar os coeficientes de erosividade pela chuva para as sub-bacias da BESJC, mesmo o modelo apresentando bons resultados para componente de fluxo, este superestimou o valor da produção de sedimentos, mesmo atribuindo valores baixíssimos ao coeficiente de erosividade.

Analisando os resultados das microbacias da BESJC para calibração do coeficiente de erosividade pela chuva (CK_r) com base na produção anual de sedimentos e na erosão máxima pode-se observar que, assim como a calibração do coeficiente de propagação escoamento (C), os valores de R^2 foram bem próximos em ambas as calibrações e satisfatórios. Com base na produção anual de sedimentos a calibração desse parâmetro resultou $0,312 < R^2 < 0,971$ e na erosão máxima $0,316 < R^2 < 0,971$. O menor valor de R^2 em ambas as calibrações foi na

microbacia M3 no ano de 2002, mesmo tendo uma aproximação satisfatória das lâminas e erosão.

5.3 Análise da Capacidade de Transporte de Sedimentos

Após a calibração do coeficiente de propagação do escoamento (C) e do coeficiente de erosividade pela chuva (CK_r), foram analisados os resultados com as equações de Engelund-Hansen (1967), Yalin (1963), Laursen (1958) já inseridas no modelo, bem como as equações de DuBoys (1879) e Bagnold (1966) programadas durante a pesquisa, para avaliar a capacidade de transporte de sedimentos comparando os dados de erosão observada e calculados pelas diversas metodologias para produção anual de sedimentos e erosão máxima. A fórmula de Laursen (equação 2.7) é válida tanto para a carga do leito quanto em suspensão e total baseada em relações empíricas. A capacidade de transporte proposta por Yalin (equação 2.13) é para a carga do leito baseada na tensão de cisalhamento, o método de Engelund-Hansen (equação 2.19) é para o cálculo da capacidade de transporte total baseada na potência do fluxo, a equação de DuBoys (equação 2.1) é válida para carga do leito baseada na tensão de cisalhamento e a equação de Bagnold (equação 2.16) calcula a carga total baseada na potência do fluxo. Os parâmetros das equações de Bagnold (1966) e DuBoys (1879) foram inseridos no modelo através de equações matemáticas obtidas por meios dos seus gráficos, valores do coeficiente Ψ_D e tensão de cisalhamento crítica τ_c para a equação de DuBoys (Figura 2.1) e valores do fator de eficiência e_b (Figura 2.2) e de α (Figura 2.3) para equação de Bagnold. Após a simulação da produção de sedimentos (anual e máxima) com as diversas metodologias referidas os resultados foram analisados.

Os resultados mostrados nas tabelas 5.29 e 5.30 levam em consideração, em todas as metodologias, um diâmetro representativo $D_{50} = 0,4$ mm para as unidades experimentais da BES e $D_{50} = 0,3$ mm para as unidades experimentais da BESJC, valores estes obtidos através de ensaios granulométricos (Figuras 5.2 e 5.3). Os resultados da produção de sedimentos calculada pelos métodos são comparados com os resultados da carga de sedimentos observada. Os melhores resultados apresentados pelos métodos são aqueles resultados mais próximos das cargas de sedimentos observadas. Para uma análise mais precisa na escolha do método que apresentou os melhores resultados foram feitos cálculos dos desvios médios (%) (Tabelas 5.31 e 5.32), sendo aceitáveis desvios menores ou iguais a 10 (%). A metodologia com melhor ajuste sendo escolhida para o desvio mais próximo de zero.

Tabela 5.30 - Análise das diversas metodologias de capacidade de transporte de sedimentos com base na erosão máxima.

Bacia	Ano	Unidade	Sedimento Observado (t)	E.Hansen (1967) (t)	Laursen (1958) (t)	Yalin (1963) (t)	DuBoys (1879) (t)	Bagnold (1966) (t)
BES	1984	M1	0,0024	0,0024	0,002	0,0024	0,0024	0,0024
		M2	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004
		M3	0,7041	0,7042	0,7042	0,7042	0,7042	0,6565
		M4	0,2424	0,2423	0,2423	0,2423	0,2423	0,2423
	1985	M1	0,0203	0,0203	0,0203	0,0203	0,0203	0,0203
		M2	0,0741	0,0741	0,0741	0,0741	0,0741	0,0741
		M3	4,9267	4,9265	5,0649	5,0658	5,0658	4,4367
		M4	5,8847	5,8891	6,1154	6,0736	6,0736	4,9131
	1986	M1	0,5164	0,5163	0,5079	0,5168	0,5168	0,5163
		M2	0,7073	0,7074	0,7074	0,7074	0,7074	0,7074
		M3	6,5005	6,5006	6,6846	6,7243	6,7243	5,809
		M4	3,4407	3,4406	3,4888	3,5065	3,5065	3,3725
BESJC	2002	M1	0,0371	0,0371	0,0339	0,0374	0,0374	0,0374
		M2	0,0022	0,0022	0,0011	0,0023	0,0021	0,0023
		M3	0,007	0,007	0,0057	0,007	0,007	0,007
	2003	M1	0,0003	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004
		M2	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003
		M3	0,0019	0,0019	0,0019	0,0019	0,0019	0,0019

Os resultados foram analisados com base na comparação de erosão do solo, com dados observados e calculados com as diversas metodologias de capacidade de transporte de sedimentos (Engelund-Hansen,1967; Yalin, 1963; Laursen, 1958; DuBoys, 1879 e Bagnold, 1966) nas microbacias de Sumé para os anos de 1984 a 1986, e nas microbacias de São João do Cariri para os anos de 2002 a 2004.

Nas unidades experimentais vegetadas (M1 e M2) da BES os valores da produção de sedimentos anual e erosão máxima, calculados pelas metodologias, apresentaram valores

próximos aos valores de erosão observados. Isso se deve ao efeito da vegetação na redução da lâmina escoada e sucessiva redução na produção de sedimentos, logo, em consequência, a capacidade de transporte tende a ser maior do que o desprendimento, transportando assim, todo material. Nas unidades experimentais desmatadas (M3 e M4) da BES, como os valores das lâminas tendem a aumentar, a produção de sedimentos também cresce fazendo com que o valor do desprendimento seja em alguns eventos maior que capacidade de transporte calculada por algumas metodologias, resultando em valores de erosão calculados menores que os observados ocorrendo nesse caso à deposição de sedimentos. A partir dos resultados calculados pelas diversas metodologias de capacidade de transporte pode-se considerar que os mesmos foram satisfatórios tanto para a produção anual como para a erosão máxima, com exceção para a metodologia de Bagnold que subestimou a produção de sedimentos no ano de 1985 nas unidades M3 e M4 tanto na produção anual como também na erosão máxima e em 1986 na unidade M3 para erosão máxima. Já a metodologia de Laursen superestimou a produção de sedimentos anual no ano de 1985 na unidade M4.

Nas unidades experimentais de BESJC como ambas possuem resto de vegetação o desprendimento é reduzido, fazendo com que a capacidade de transporte arraste todo material erodido não havendo assim deposição. Logo pode-se observar que os resultados calculados por todas as metodologias foram satisfatórios e muito próximos aos valores de erosão observados tanto para a produção anual como também para a erosão máxima, com exceção a metodologia de Laursen (1958) que subestimou a produção de sedimentos anual e o valor da erosão máxima em todas as unidades experimentais no ano de 2002. Nas sub-bacias da BESJC como os resultados da calibração não foram satisfatórios, não foi possível realizar a comparação entre as diversas metodologias de capacidade de transporte.

Tabela 5.31 – Desvios dos valores (%) calculados pelas diversas metodologias de capacidade de transporte de sedimentos com base na produção anual de sedimentos.

Bacia	Ano	Unidade	E.Hansen (1967)	Laursen (D50) (1958)	Yalin (1963)	DuBoys (1879)	Bagnold (1966)
BES	1984	M1	2,63	-31,58	2,63	2,63	2,63
		M2	14,29	14,29	14,29	14,29	14,29
		M3	-1,08	-1,08	-1,08	-1,08	-6,39
		M4	0,46	0,46	0,46	0,46	0,46
	1985	M1	-1,94	-5,17	-0,22	-2,37	-0,22
		M2	0,56	-1,69	3,78	3,78	2,73
		M3	-8,42	1,05	2,28	2,71	-22,32
		M4	0,04	14,22	7,39	8,58	-18,95
	1986	M1	-0,55	-5,57	0,99	0,98	-1,33
		M2	1,5	-1,84	1,92	1,86	0,04
		M3	-2,46	0,23	0,34	0,34	0,23
		M4	0,43	1,69	1,79	1,79	-3,69
BESJC	2002	M1	0,54	-5,32	1,41	0,43	0,65
		M2	5,88	-72,55	11,76	-1,96	11,76
		M3	0	-49,19	0,54	0	0,54
	2003	M1	28,57	28,57	28,57	28,57	28,57
		M2	0	0	0	0	0
		M3	0	0	0	0	0
Desvio médio*			2,25	-6,3	4,27	3,39	0,5

(*) Desvio médio = $(1/n) \sum x_i$, onde n = número de dados; x_i = estimativa do método.

Tabela 5.32 – Desvios dos valores (%) calculados pelas diversas metodologias de capacidade de transporte de sedimentos com base na erosão máxima.

Bacia	Ano	Unidade	E.Hansen (1967)	Laursen (D50) (1958)	Yalin (1963)	DuBoys (1879)	Bagnold (1966)
BES	1984	M1	0,00	-16,67	0,00	0,00	0,00
		M2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		M3	0,01	0,01	0,01	0,01	-6,76
		M4	-0,04	-0,04	-0,04	-0,04	-0,04
	1985	M1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		M2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		M3	0,00	2,81	2,82	2,82	-9,95
		M4	0,07	3,92	3,21	3,21	-16,51
	1986	M1	-0,02	-1,65	0,08	0,08	-0,02
		M2	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
		M3	0,00	2,83	3,44	3,44	-10,64
		M4	0,00	1,40	1,91	1,91	-1,98
BESJC	2002	M1	0,00	-8,63	0,81	0,81	0,81
		M2	0,00	-50,00	4,55	-4,55	4,55
		M3	0,00	-18,57	0,00	0,00	0,00
	2003	M1	33,33	33,33	33,33	33,33	33,33
		M2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		M3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Desvio médio*		1,85	-2,85	2,79	2,28	-0,40

(*) Desvio médio = $(1/n) \sum x_i$, onde n = número de dados; x_i = estimativa do método.

Com base nos resultados para a produção anual de sedimentos e erosão máxima, todas as metodologias se mostraram adequáveis para a região do cariri paraibano, apresentando erro médio de estimativa menor que 7%, tanto para o cálculo da produção anual como também para a erosão máxima. A equação de melhor desempenho foi a de Bagnold que se baseia na

potência do fluxo, apresentando erro médio de estimativa de 0,5% para produção anual e - 0,4% para a erosão máxima. Em seguida a de Engelund-Hansen baseada em turbulência e probabilidade, com erro médio de estimativa de 2,25% para a produção anual de sedimentos e 1,85% para a erosão máxima, enquanto que as metodologias de DuBoys e Yalin fundamentadas na tensão de cisalhamento, apresentaram erro médio de estimativa de 3,39% e 4,27% para a produção anual e 2,28% e 2,79% para erosão máxima, respectivamente. No entanto a equação de Laursen baseada na condição de fluxo apresentou as piores estimativas, tendo um erro médio de 6,30% para a produção anual e 2,85 para erosão máxima. Logo, todos os princípios de abordagem pela qual se baseiam as equações são importantes, demonstrando a necessidade de julgamento criterioso na escolha de uma dada metodologia de cálculo do transporte de sedimentos.

6. CONCLUSÕES

A partir dos resultados obtidos, pode-se concluir que:

6.1 O modelo calibrado simulou satisfatoriamente as componentes de fluxo e erosão da BES e BESJC, tendo de forma geral a componente de fluxo melhores resultados, com exceção para o ano de 2004 da BESJC (microbacias) onde não foi possível a calibração do coeficiente de propagação do escoamento e sucessivamente do coeficiente de erosividade pela chuva. Nas sub-bacias (BESJC) o modelo não conseguiu simular satisfatoriamente a produção de sedimentos.

6.2 A calibração de C (por lâmina anual e picos) foi satisfatória em todas as unidades experimentais estudadas, sendo os resultados obtidos com C calibrado pela lâmina anual um pouco melhores.

6.3 A calibração do CK_r com base na produção anual de sedimentos apresentou bons resultados, com exceção das microbacias M3 no ano de 1984 e M2 no ano de 1985; que mesmo apresentando valores simulados próximos do observados, apresentaram baixos valores do coeficiente de determinação.

6.4 A calibração do CK_r com base na erosão máxima apresentou resultados semelhantes aos obtidos na calibração pela produção anual de sedimentos, persistindo os mesmos problemas.

6.5 Na BESJC a calibração de CK_r foi satisfatória em todas as unidades experimentais, sendo os valores de R^2 bem próximos em ambas as calibrações nas microbacias (Produção anual de sedimentos e erosão máxima).

6.6 Com base nos resultados obtidos para a produção anual de sedimentos e erosão máxima, todas as metodologias de cálculo da capacidade de transporte se mostraram adequáveis para a região do cariri paraibano, apresentando erro médio de estimativa menor que 7%.

6.7 A equação de melhor desempenho foi a de Bagnold que se baseia na potência do fluxo, apresentando erro médio de estimativa de 0,5% para produção anual e - 0,4% para a erosão máxima, seguida de Engelund-Hansen, DuBoys, Yalin e Laursen.

7. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- Testar outras metodologias de cálculo que consideram a distribuição dos sedimentos erodidos.
- Analisar o efeito de escala sobre os parâmetros do modelo e capacidade de transporte de sedimentos, de modo a considerar a adequabilidade de metodologias de cálculo do transporte de sedimentos.
- Investigar impactos do uso do solo sobre processos, parâmetros e ecossistemas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Ackers, P. & White, W.R. Sediment Transport: New Approach and Analysis. **Journal of the Hydraulics Division**, ASCE, vol. 99, No.HY 11, Nov. pp.2041-2060. 1973.

Alonso, C. V.; DeCoursey, D. G. (1983) **Small watershed model**. Proc. of the Natural Resources Modeling Symposium, U. S. Department of Agriculture, Agricultural Research Service, Pingree Park, CO, pp. 40-46.

Aragão, R.(2000). **Estimativa dos Parâmetros do Modelo Distribuído WESP com os Dados da Bacia Experimental de Sumé – PB**. Dissertação de mestrado, DEC/CCT/UFPB.

Aragão, R. (2006). **Análise da Influência Antrópica na Produção de Escoamento Superficial e Sedimentos em Bacias Hidrográficas do Cariri Paraibano Através da Modelização dos Processos Físicos e do Emprego de Sig**. Relatório Técnico, Edital 002/03 – FAPESQ-PB/MCT/CNPq, CNPq – Processo N°. 35.0599/2004-1

Bagnold, R. A. (1966), **An Approach to the Sediment Transport Problem from General Physics**, U. S. Geological Survey, Proc. Paper 442.1, Washington.

Blench, T., 1966, **Mobile Bed Fluviology, a Regime Theory Treatment of Rivers for Engineers and Hydrologist**. Universidad Alberta,Edmonton, Alberta, Canadá.

Brakensiek, D.L., Rawls, W.J. & Stephenson, G.R. (1984). **Modifying SCS hydrologic soil groups and curve numbers for rangeland soils**.ASAE Paper No. PNR-84-203,St Joseph,MI

Brooks, R.H. & Corey, A.T. (1964). **Hydraulic Properties of Porous Media**. Hydrol. Paper No. 3, Colorado State Univ., Fort Collins.

Cadier, E. Freitas, B. J. (1982). **Bacia Experimental de Sumé: Primeira Estimativa dos Recursos de Água**. Recife, SUDENE. 195p.

Cadier, E. Freitas, B.J., e Leprun, J.C. (1983). **Bacia Experimental de Sumé - Instalação e Primeiros Resultados**. Série Hidrologia No. 16, SUDENE, Recife-Pe,Brazil. p. 89.

Campbel, G. S. (1974). **A simple method for determining unsaturated conductivity from moisture retention data**. Soil Sci. 117:311-314.

Campos, J. N. B. (2009). **Lições em modelos e simulação hidrológica**. Fortaleza - CE, Astef/Expressão Gráfica, 2009.

Carvalho, N. O. (1994). **Hidrossedimentologia Prática**. Rio de Janeiro, CPRM, 372p.

Carvalho, N.O.; Filizola JR, N.P.; Santos, P.M.C.; Lima, J.E.F.W. **Guia de práticas sedimentométricas**, Brasília: Aneel, 2000, 132 p.

Chaves, L. H. G.; Chaves, I. B.; Vasconcelos, A. C. F.; Silva, A. P. P. (2002) **Salinidade das Águas Superficiais e Suas Relações com a Natureza dos Solos na Bacia Escola do Açude Namorado e Diagnóstico do Uso e Degradação das Terras - Relatório Técnico**, UFPB, Campina Grande, Vol. 1, 114p.

Chaves, L.H.G., Menino, I.B., Araújo, I.A., Chaves, I.B.(2004). Avaliação da fertilidade dos solos das várzeas do município de Souza, PB. **Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental**, Campina Grande, v.2, n.3, p.262-267, 1998

Cheng, N. S. Exponential Formula for Bedload Transport. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, Vol. 128, n.10, Oct., pp.942-946. 2002.

Chow, V. T., Maidment. D. R. e Mays, L. W. (1988). **Applied Hydrology**. McGraw-Hill Series in Water Resources and Environmental Engineering, Singapore, 572p.

Clark, O.R. 1940. **Interception of rainfall by prairie grasses, weeds and certain crop plants**. Ecological Monographs. Durham, v.10, Apr.

Collischonn, W., Tassi, R. **Introduzindo Hidrologia**. Apostila IPH/UFRGS. Disponível em: <http://galileu.iph.ufrgs.br/collischonn/apostila_hidrologia/apostila.html>. Acesso 10 abr.de 2012.

Cosby, B.J., Hormberger, G.M., Clapp, R.B. & Ginn, T.R (1984). **A statistical exploration of the relationship of soil moisture characteristics to the physical properties of soils**. Water Res. Res. 20(6), 682-690.

Cruz, E. S. (2004). **Estudo dos Impactos do Uso do Solo Através da Modelagem da Geração do Escoamento Superficial e Erosão do Solo na Região do Cariri Paraibano**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Campina Grande – UFCG. Área de Recursos Hídricos.

Davi, H. H. R. C.(2004). **Um Modelo para Simulação Hidrossedimentológica em Pequena Escala**. Dissertação de mestrado, UAEC/CCT/UFCG.

Dooge, J. C. I. (1973). **Linear Theory of Hydrologic Systems**, Technical Bulletin n. 1948, ARS, US Department of Agriculture.

DuBoys, M.P. Etudes du Regime et L'Action Exerceé par les Eaux sur um litá Fond de Gravier Idefiniment Affouilable.**Annales Du Points et Chaussés**,Ser.5,v.18,p.141-195.1879.

Einstein, H.A.. **Formulas for the transportation of bed load**.Transactions,ASCE,107 1942.

Einstein, H.A. **The bed load function for sediment transportation in open channel flows**. U.S Dept. Agric., S.C.S, T.B. n. 1026. 1950.

Engelund, F. & Hansen, E. (1967). **A Monograph on Sediment Transport in Alluvial Streams**. Teknisk Forlag, Copenhagen.

Feddes, R.A. & Zaradny, H. (1977). **Numerical model for transient water flow in non-homogeneous soil-root systems with groundwater influence**. In: Modeling, Identification and Control in Environmental Systems, Vansteenkiste, ed., IFIP North-Holland Publishing Company (1978).

Feddes, R.A., Kowalik, P., Neuman, S.P & Bresler, E. (1978). **Finite Difference and Finite Element Simulation of Field Water Uptake by Plants**. Hydrol. Sci. Bull.,21, 81-98.

Figueiredo, E. E. (1987). **Erosão em Ravinas e o Mecanismo de Alargamento Lateral**. Dissertação de mestrado, DEC/CCT/UFCG.

Figueiredo, E. E. (1998). **Scale effects and land use change impacts in sediment yield modelling in a semi-arid region of Brazil**. PhD Thesis, Dept. of Civil Engineering, University of Newcastle upon Tyne, England.

Figueiredo, E. E. & Davi, H. H. R. C. (2006) **A model for soil erosion prediction at small scales**. In: Sediment Dynamics and the Hydromorphology of Fluvial Systems, 556–563. IAHS Publ. 306. IAHS Press, Wallingford, UK.

Foster, G.R. (1982). **Modeling the Erosion Process**. In: Haan, C.T.; Johnson, H. P. e Brakensiek, D.L., Ed. Hydrologic Modeling os Small Watersheds, St. Joseph, American Society Agricultural Engineers, p. 297-380.

Garde, R. J; Ranga Raju, K. G.(1985). **Mechanics of Sediment Transportation and Alluvial Stream Problems**. Ed. John Wiley & Sons, Inc., New York, USA, p1-420.

Garcez, Lucas Nogueira & ALVAREZ, Guillermo Acosta. **Hidrologia**. 2.ed. São Paulo: Edgar Blucher Ltda, 1988

Guerra, A. J. T., A. S., Botelho, R. G. M. (1999). **Erosão e Conservação dos Solos: conceitos, temas e aplicações**. Rio de Janeiro: Bertrand Brasil.

Graf, W. H. (1984). **Hydraulics of Sediment transport**, Water Resources Publications, Highlands Ranch, Colorado.

Green, W.H. e Ampt, G.A. (1911). **Studies on soil physics**, 1. The flow of air and water through soils. **Journal Agr. Sci.**,4(1): 1-24.

Kalinske, A. A. 1947. **Movement of sediment as bed-load in rivers**. Transactions American Geophysical Union, v. 28(4).

Karim, F. Bed Material Discharge Prediction for Nonuniform Bed Sediments. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, Vol. 124, n. 6, Jun., pp.597-604.1998.

Horton, R. E. (1919). **Rainfall interception**. Monthly Weather Review. 47:603-623.

Horton, R.E. (1933). **The Role Infiltration in the Hydrologic Cycle**. Trans. Am. Geophys. Union, 14:446-460.

Hossain, M. M. (1987) A simplified sediment transport equation from dimensional consideration. **J. Ind. Wat. Resour. Soc.** 7(2), 35-44.

Hossain, M. M. (1992) Total sediment load in the Lower Ganges and Jamuna. **J. Instn Engrs**, Bangladesh 20(3), 7-12

Jetten, V. G. (1996). **Interception of Tropical Rain Forest: Performance of a Canopy Water Balance Model**. Hydrological Processes, Vol. 10, 671-685.

Kerby, W.S. (1959). **Time of concentration for overland flow**. ASCE Civil Engineering. 29(3).

Kirpich, Z.P. (1940). **Time of concentration of small agricultural watershed**. ASCE. Civil engineering, 10(6).

Lal, R. e Russel, E.W. (1981). **Tropical Agricultural Hydrology**. Wiley & Sons, Chichester.

Lane, L. J. e Nichols, M. H. (1997). **A Hydrologic Method for Sediment Transport and Yield**. Proceedings of the Conference on Management of Landscapes Disturbed by Channel Incision. S.S.Y. Wang, E.J.Langedoen and F.D. Shield, Jr. (eds). ISBN 0-937099-05-8.

Laursen, E.M. (1958). The Total Sediment Load of Streams. **Journal. Hydr. Div.** ASCE, 54(HY1) 1-36.

Lopes, V.L. (1987). **A Numerical Model of Watershed and Sediment Yield**, Ph.D. Dissertation, University of Arizona.

Lopes, W.T.A. (2003). **Efeito de Escala na Modelagem Hidrossedimentológica na Região Semi-Árida da Paraíba**. Dissertação de Mestrado, DEC/CCT/UFCG.

McCuen, R.H. (1982). **A Guide to Hydrologic Analysis Using SCS Methods**. Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, United

Medeiros, P.H.A.; De Araújo, J.C.; Bronstert, A.(2009) Interception measurements and assessment of Gash Model performance for a tropical semi-arid region. **Revista Ciência Agronômica**, 40(2).

Meyer-Peter, E., Muller, R. **Formulas for bed load transport**, proceedings, 3rd Meeting of intern. Assoc. Hydraulic res., Stockholm, p.39-64, 1948.

Nouvelot, J. F. (1974). **Planificação da Implantação de Bacias Representativas: Aplicação à Área de SUDENE**. SUDENE, Recife. (in Portuguese).

Paiva, J. B. D. **Avaliação dos Modelos Matemáticos de Cálculo do Transporte de Sedimentos em Rios**. 1988. 315p. Tese (Doutorado em Hidráulica e Saneamento). Universidade de São Carlos, São Paulo, 1988.

Paiva, F. M. L. (2008) **Estudo Comparativo entre Três Modelos de Base Física na Modelagem Hidrossedimentológica em Microbacias na região Semi-árida Paraibana**. Dissertação de Mestrado. UAEC/CTRN/UFCG.

Paiva, J. B. D.; Paiva, E. M. C. D. (Org). **Hidrologia aplicada à gestão de pequenas bacias hidrográficas**. Porto Alegre: ABRH, 2001, p.531p.

Philip, J.R. (1957). **The Theory of Infiltration**: 1. The Infiltration Equation and its Solutions, Soil Science: vol. 83, N°5, pp. 345-357.

Philip, J.R. (1969). **The Theory of Infiltration**. Advances in Hydrosience, edited by V.T. Chow, 5: 215-296.

Ramos, C. L. (1995). **Erosão Urbana e Produção de Sedimentos**. In: Carlos E. M. Tucci, R. L. Porto, & M. T. Barros, Drenagem Urbana (pp. 241-275). Porto Alegre: ABRH/Editora da Univeridade/UFRGS.

Rawls, W.J. AND Brakensiek, D.L. (1989). **Estimation of Soil Water Retention and Hydraulic Properties**. In: H.J.Morel-Seytoux (editor). Unsaturated Flow in Hydrologic Modeling Theory and Practice, 275-300, Kluwer Academic Publisher.

Rawls, W.J., Gimenez, D., Grossmann, R. (1998). **Use of soil texture, bulk density and slope of the water retention curve to predict saturated hydraulics conductivity**. Trans. ASAE 41 (4), 983-988.

Rennó, C. D.; Soares, J.V. (2000). **Modelos Hidrológicos para Gestão Ambiental**. Relatório Técnico Parcial. São José dos Campos: INPE. 65p.

Rottner, J. (1959). **A formula for bed load transportation**, La Houille Blanche, 14 (3): 285-307.

Santos, I; Fill, H.D.; Sugai, M. R. V. B.; Buba, H.; Kishi, R.T.; Marone, E.; Lautert, L. F.; (2001). **Hidrometria Aplicada**. Curitiba: Instituto de Tecnologia para o desenvolvimento. 372p.

- Santos, L. L. (2008). **Modelagem Hidrossedimentológica e Avaliação Comparativa de Três Modelos em Pequenas Sub-Bacias na Região Semi-Árida Paraibana**. Dissertação de Mestrado. UAEC/CTRN/UFCG
- Saxton, K.E., Rawls, W.J., Rosemberger, J.S. and Papendick, R.I. (1986). **Estimating generalized soil-water characteristics from texture**. Soil Sci. Soc. Am. J., V 50,1031-1036.
- Scapin, J. (2005). **Caracterização do Transporte de Sedimentos em Pequeno Rio Urbano na Cidade de Santa Maria – RS**. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil Universidade Federal de Santa Maria.
- Schoklitsch, A. 1934. **Geschiebetrieb und die geschiebefracht**. Wasser Kraft und Wasser Wirtschaft. Jgg. 39, Heft 4.
- Shaw, E.M. (1994). **Hydrology in practice**. Chapman and Hall. London.
- Shen, H. W. & Hung, C. S. (1971) **An engineering approach to total bed material load by regression analysis**. In: Proc. Sedimentation Symposium (ed. by H. W. Shen). Fort Collins, Colorado, USA.
- Silva, G. G. da. (1993). **O Problema da Desertificação no Ecossistema da Caatinga do Município de São João do Cariri**. *Teresina*. Monografia (grau de especialista em desertificação no Núcleo de Pesquisas e Controle da Desertificação do Nordeste). Universidade Federal do Piauí, Instituto Desert. 93p. il
- Simons, D. B. & Sentürk, F. (1992). **Sediment Transport Technology**. Fort Collins, Water Resources Publications. 807 p.
- Siqueira, L. (1964) **Aspectos hidrogeológicos do Cariri paraibano**. SUDENE, Boletim de Recursos Naturais, Recife, 2(1/4):11-44.
- Smith, R.E., Parlange, J.Y. (1978). **A Parameter-Efficient Hydrologic Infiltration Model**. Water Res. Res., 14(3): 533-538.
- Sousa, G. (2007). **MODFIPE - Um modelo Distribuído de Base Física para Simulação do Escoamento e Erosão do Solo**. Dissertação de Mestrado. UAEC/CTRN/UFCG.
- Srinivasan, V. S. e Galvão, C.O. (2003). **Bacia Experimental de Sumé: Descrição e Dados Coletados**. Campina Grande – PB: UFCG/CNPq.
- Straub, L. G.. (1935). **Missouri River Report**, Howe Document 238, Appendix XV, Corps of Engineers, United States Departmente of the Army to 73rd United States Congress, 2nd Session, 156p.

Suguio, K. (2003) **Geologia sedimentar**. São Paulo: Edgard Blücher. 400 p.

Toffaleti, F.B. Definitive computation of sand discharge in rivers . **Journal of the Hydraulics Division**, ASCE, vol 95, HY1, Jan., pp. 225-246. 1969.

Tucci, C. E. M. (2001). **Hidrologia: ciência e aplicação**. Organizado por Carlos M. E.Tucci. 2ed. Porto Alegre: Ed. Universidade/UFRGS: ABRH.

Tucci, C. E. M. (2006). **Modelos Hidrológicos**. Ed. Universidade/UFRGS/ABRH, Porto Alegre-RS, 668p.

Van Genuchten, M. Th. (1980). **Predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils**. Proc. SSSA, 44(5): 892-898.

Van Rijn, L. C. Sediment Transport, Part I: Bed Load Transport. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, Vol. 110, n.10, Oct., pp.1431-1456. 1984.

Van Rijn, L. C. Sediment Transport, Part II: Suspended Load Transport . **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, Vol. 110, n.11, Nov., pp.1613-1641. 1984.

Van Rijn, L. C. Sediment Transport, Part III: Bed Forms and Alluvial Roughness .**Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, Vol. 110, n.12, Dec., pp.1733-1754. 1984.

Vanoni, V. A.(1975) **Sedimentation engineering: manuals and reports on engineering practice**. n. 54. New York: ASCE, . 745 p.

Vanoni, V. A.(1977) **Sedimentation Engineering**. ASCE, American Society of Civil Engineers. New York, NY. 743p.

Vieira, Z. C. (2011). **Modelagem do escoamento e erosão sob diferentes condições de chuva e uso do solo em bacias do Cariri Paraibano com o modelo distribuído MOSEE**. Dissertação de Mestrado. PPGECA/UFCG – Campina Grande, PB.

Villela, S, M., & Mattos, A. (1975) **Hidrologia Aplicada**. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil.

Yalin, M.S. (1963). An Expression for Bedload Transportation. **Journal of the Hydraulics Division**., Proc. ASCE, 89(HY3):221-250.

Yang, C.T. Incipient motion and sediment transport. **Journal of the Hydraulics Division**, ASCE, v.99, HY10, p. 1679-1701. 1973.

Wicks, J.M. (1988). **Physically-Based Mathematical Modelling of Catchment Sediment Yield**. PhD Thesis. Dept. of Civil Eng., Univ. of Newcastle upon Tyne, England, UK., 238 p.

ANEXOS

Figura A.1 – Comparação entre as lâminas observadas e simuladas com C calibrado para ajuste da lâmina Anual M1 – 1984 (BES)

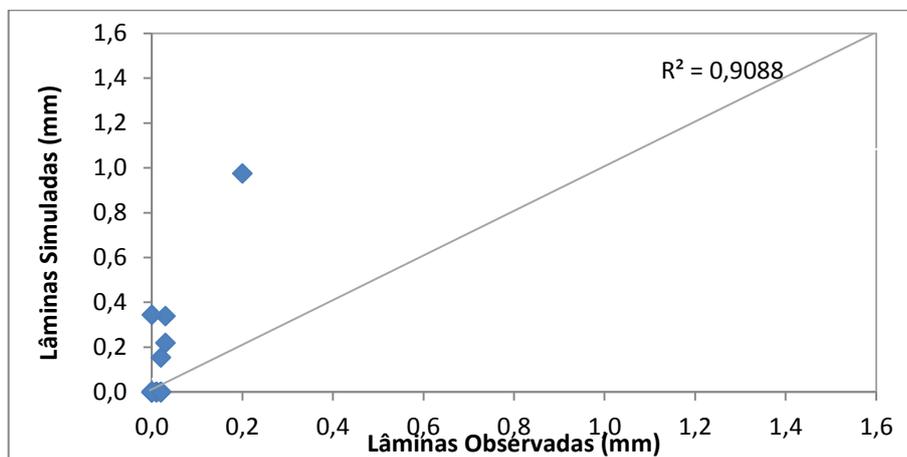


Figura A.2 – Comparação entre as lâminas observadas e simuladas com C calibrado para ajuste da lâmina Anual M4 – 1984 (BES)

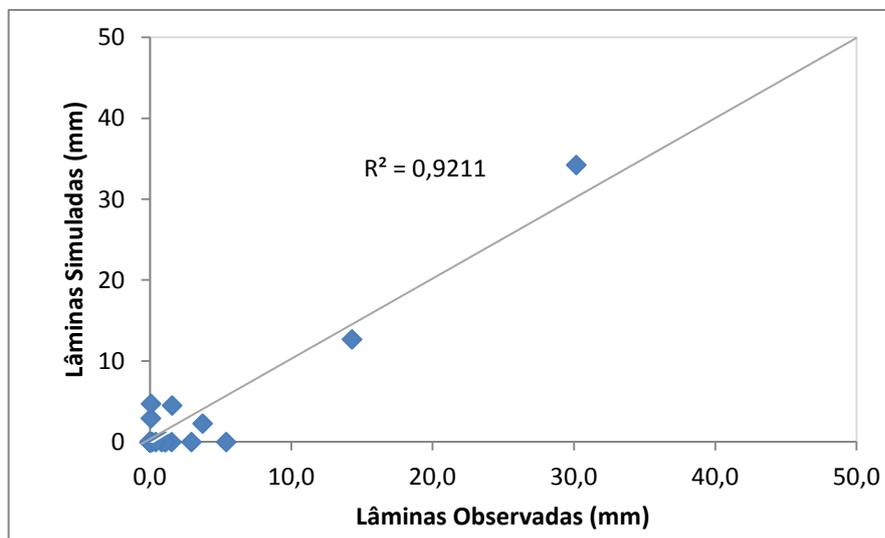


Figura A.6 – Comparação entre as lâminas observadas e simuladas com C calibrado para ajuste da lâmina Anual M1 – 1986 (BES)

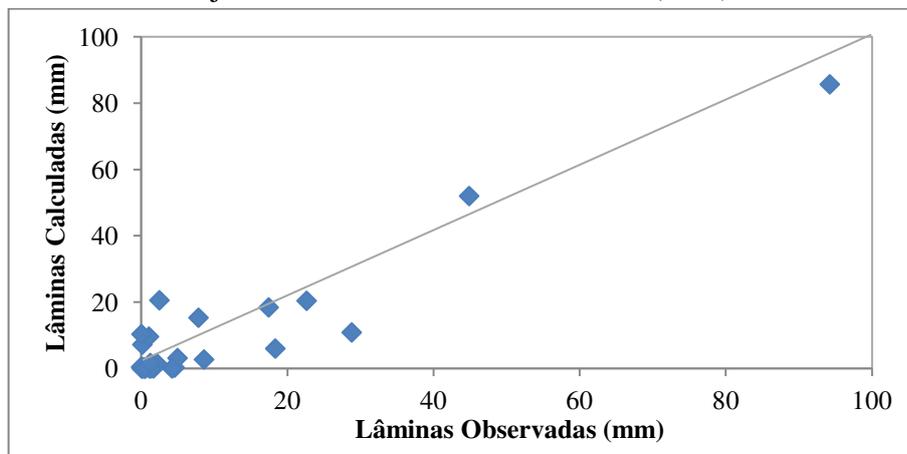


Figura A.7 – Comparação entre as lâminas observadas e simuladas com C calibrado para ajuste dos Picos M2 – 1984 (BES)

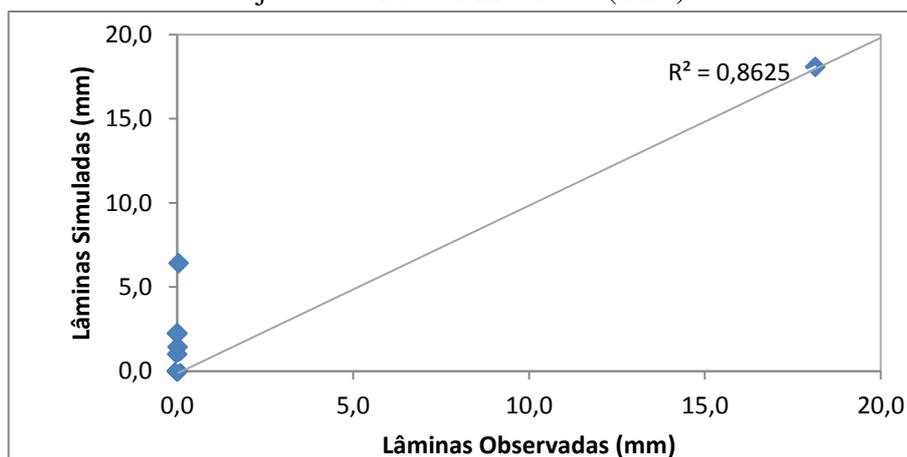


Figura A.8 – Comparação entre as lâminas observadas e simuladas com C calibrado para ajuste dos Picos M4 – 1984 (BES)

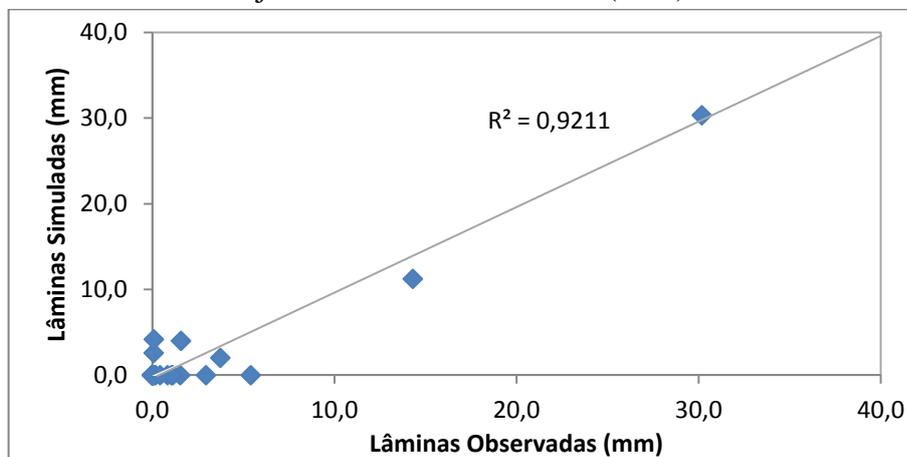


Figura A.9 – Comparação entre as lâminas observadas e simuladas com C calibrado para ajuste dos Picos M1 – 1985 (BES)

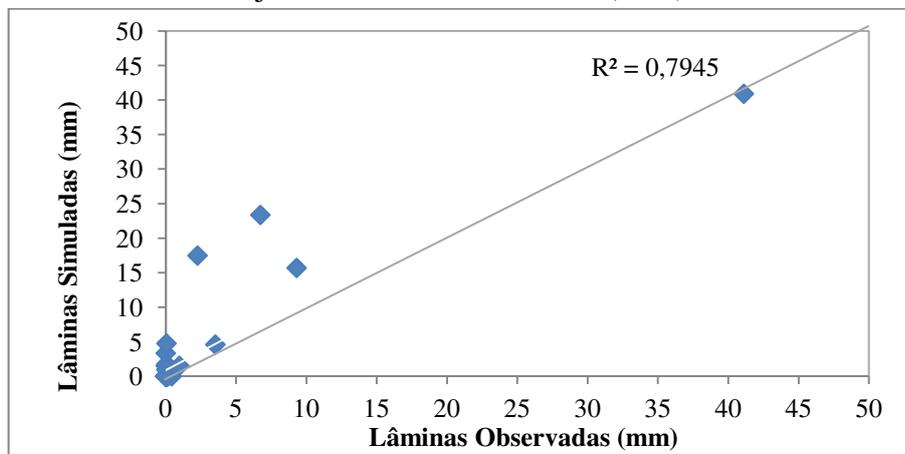


Figura A.10 – Comparação entre as lâminas observadas e simuladas com C calibrado para ajuste dos Picos M2 – 1985 (BES)

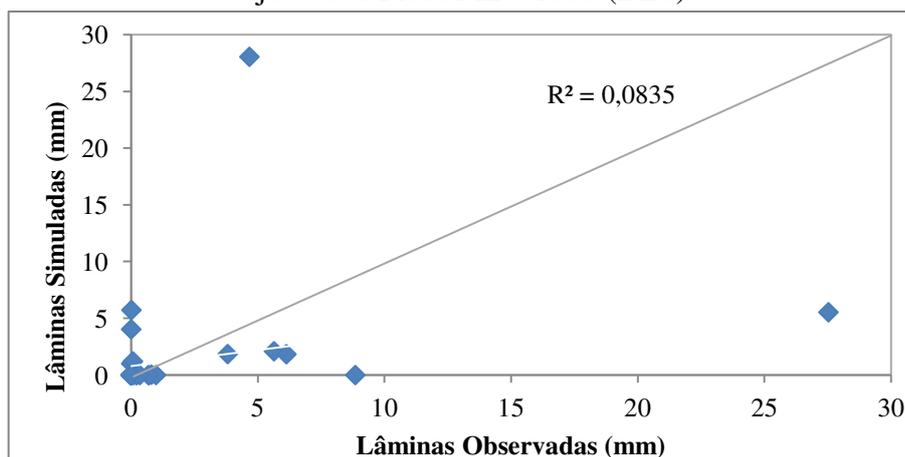


Figura A.11 – Comparação entre as lâminas observadas e simuladas com C calibrado para ajuste dos Picos M3 – 1986 (BES)

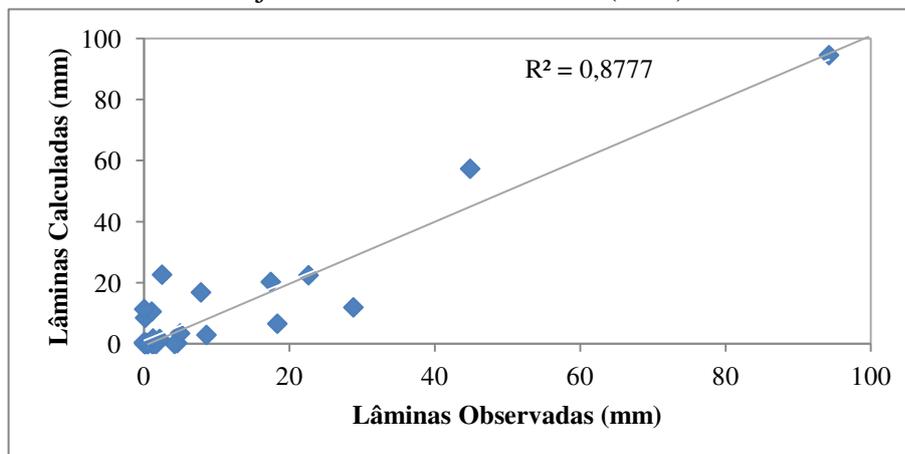


Figura A.15 – Comparação entre as erosões observadas e simuladas com CK_r calibrado para ajuste da produção anual de sedimentos M1 - 1985 (BES)

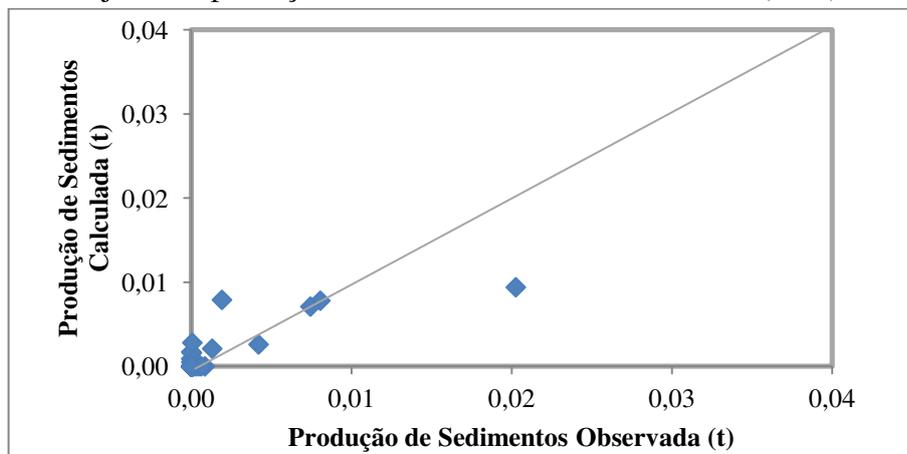


Figura A.16 – Comparação entre as erosões observadas e simuladas com CK_r calibrado para ajuste da produção anual de sedimentos M4 - 1985 (BES)

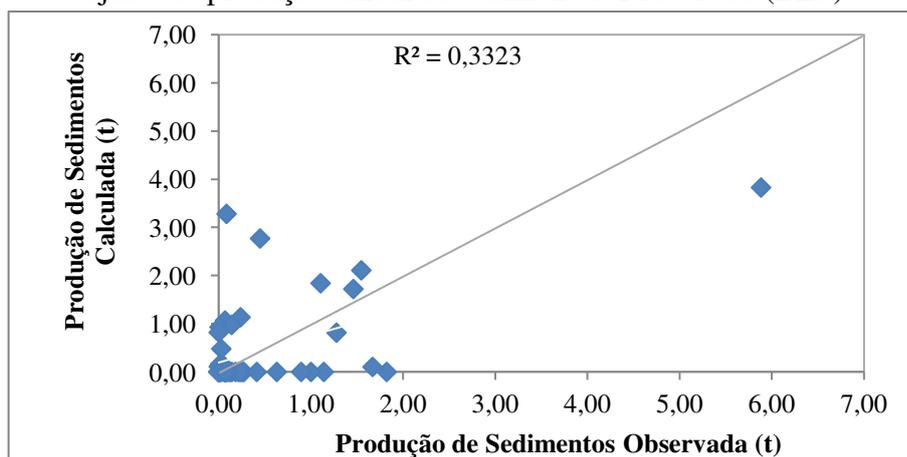


Figura A.17 – Comparação entre as erosões observadas e simuladas com CK_r calibrado para ajuste da produção anual de sedimentos M2 - 1986 (BES).

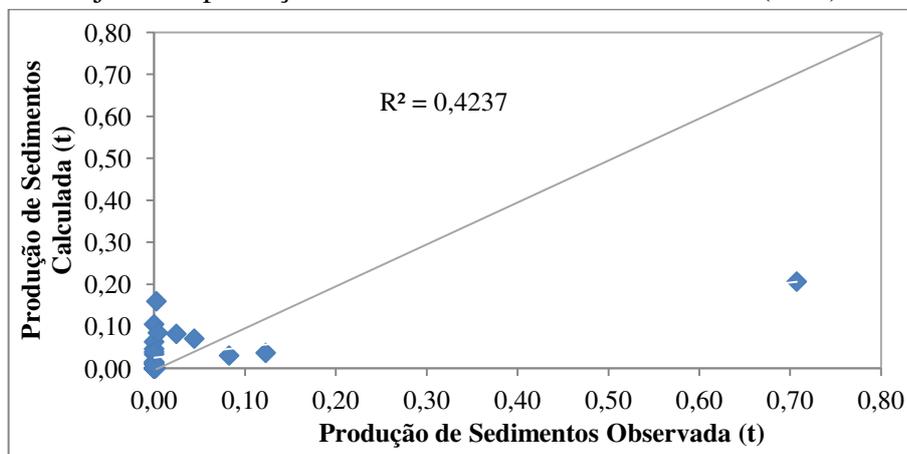


Figura A.24 – Comparação entre as erosões observadas e simuladas com CK_r calibrado para ajuste da erosão máxima M2 - 1986 (BES)

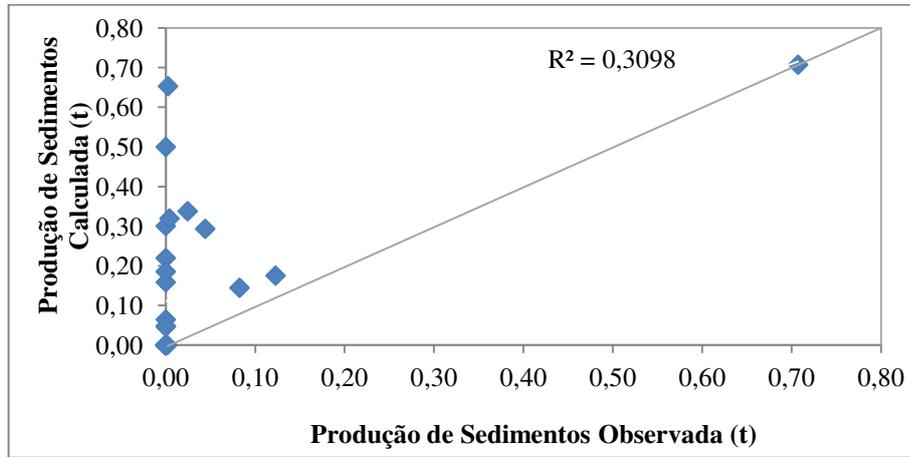


Figura A.25 – Comparação entre as lâminas observadas e simuladas com C calibrado para ajuste da lâmina Anual M2 – 2002 (BESJC)

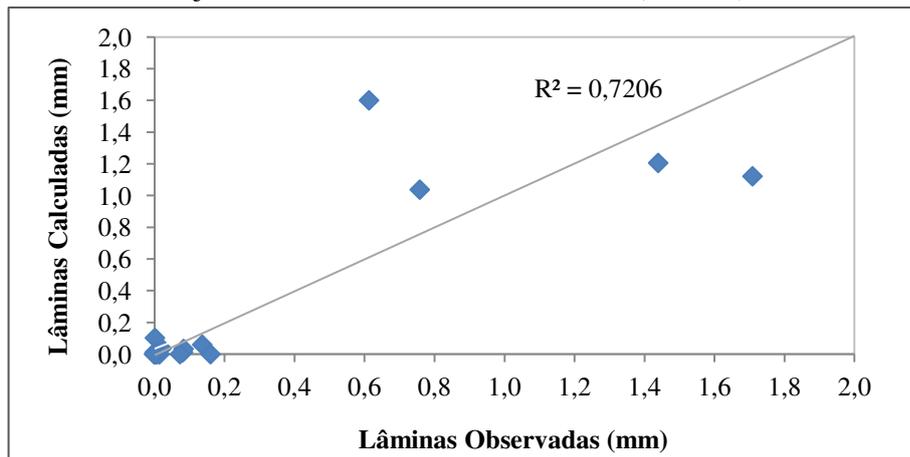


Figura A.26 – Comparação entre as lâminas observadas e simuladas com C calibrado para ajuste da lâmina Anual M3 – 2002 (BESJC)

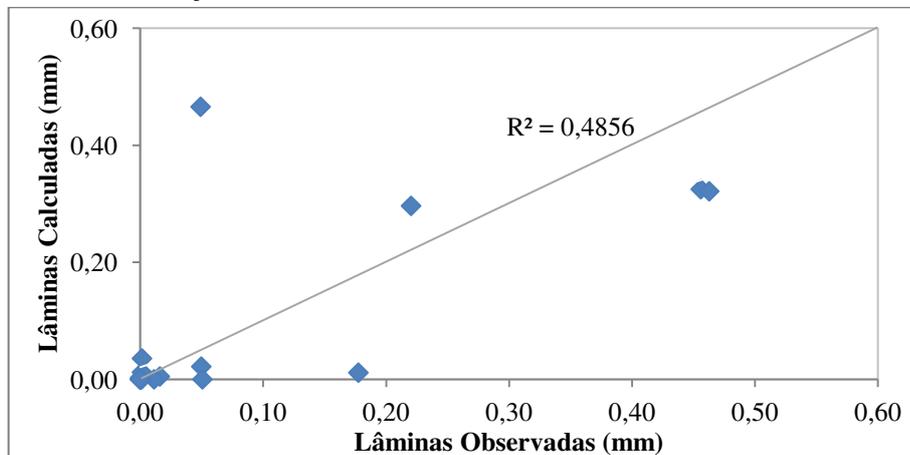


Figura A.27 – Comparação entre as lâminas observadas e simuladas com C calibrado para ajuste da lâmina Anual M1 – 2003 (BESJC)

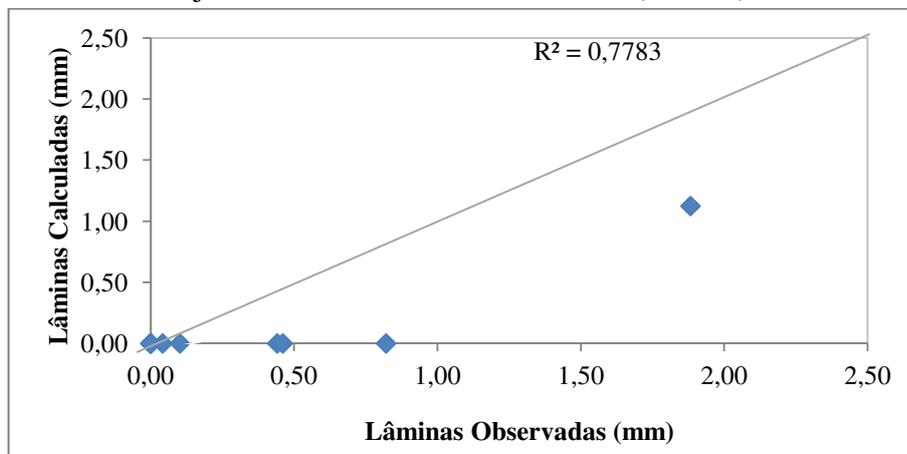


Figura A.28 – Comparação entre as lâminas observadas e simuladas com C calibrado para ajuste da lâmina Anual M2 – 2003 (BESJC)

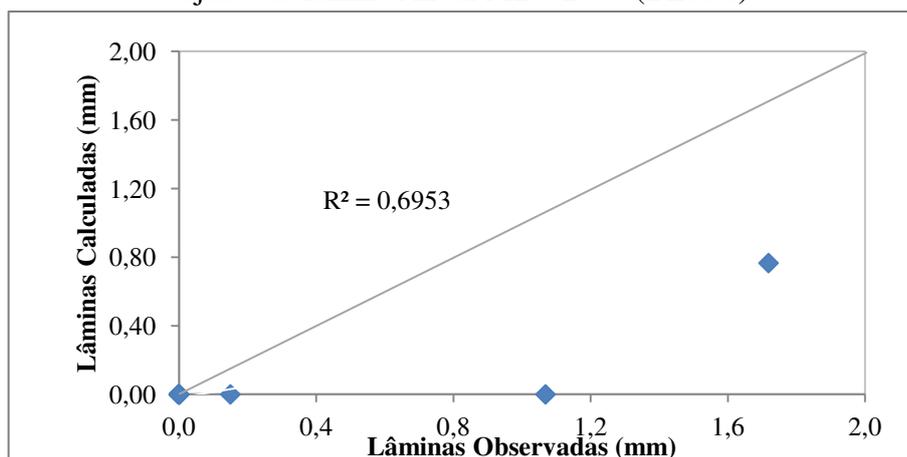


Figura A.29 – Comparação entre as lâminas observadas e simuladas com C calibrado para ajuste da lâmina Anual SB1 – 2004 (BESJC)

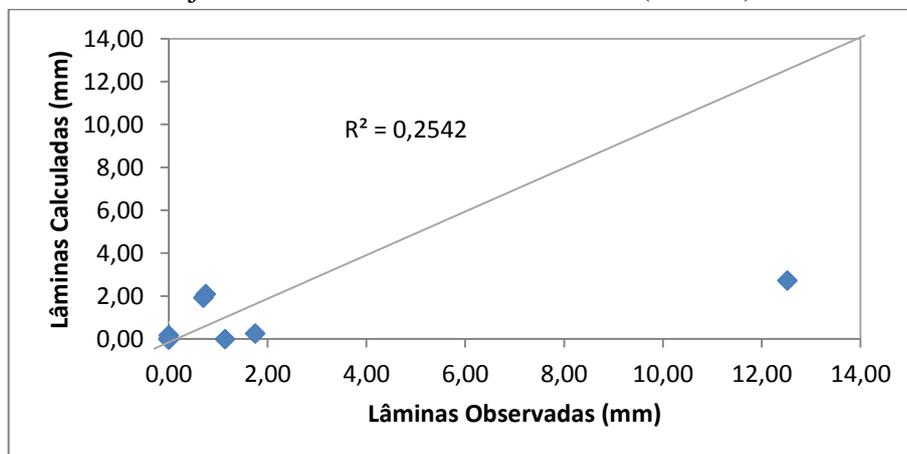


Figura A.30 – Comparação entre as lâminas observadas e simuladas com C calibrado para ajuste da lâmina Anual SB2 – 2005 (BESJC)

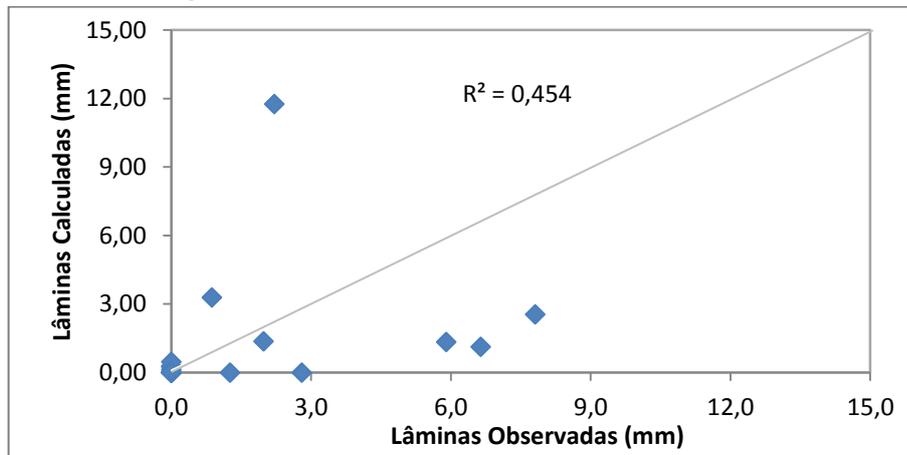


Figura A.31 – Comparação entre as lâminas observadas e simuladas com C calibrado para ajuste da lâmina Anual SB1 – 2006 (BESJC)

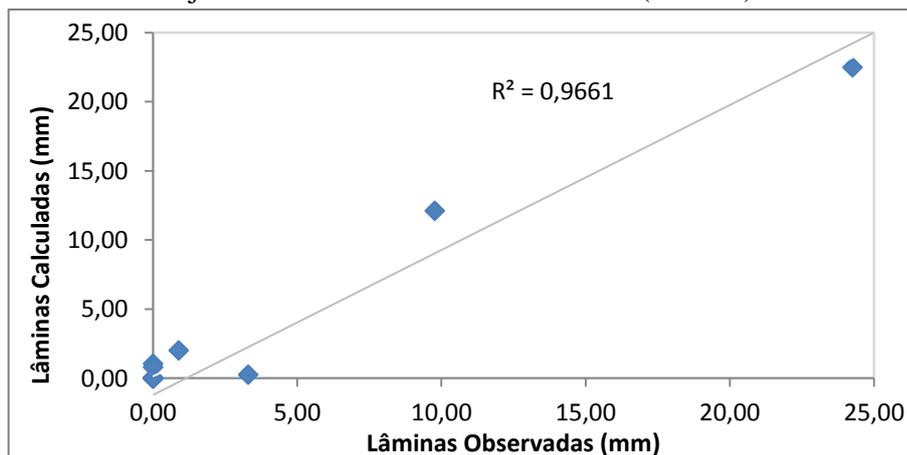


Figura A.32 – Comparação entre as lâminas observadas e simuladas com C calibrado para ajuste dos Picos M1 – 2002 (BESJC)

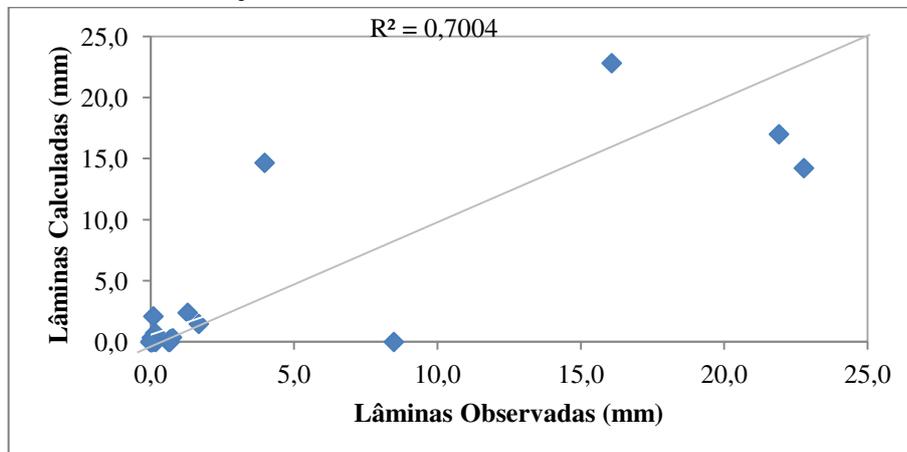


Figura A.33 – Comparação entre as lâminas observadas e simuladas com C calibrado para ajuste dos Picos M2 – 2002 (BESJC)

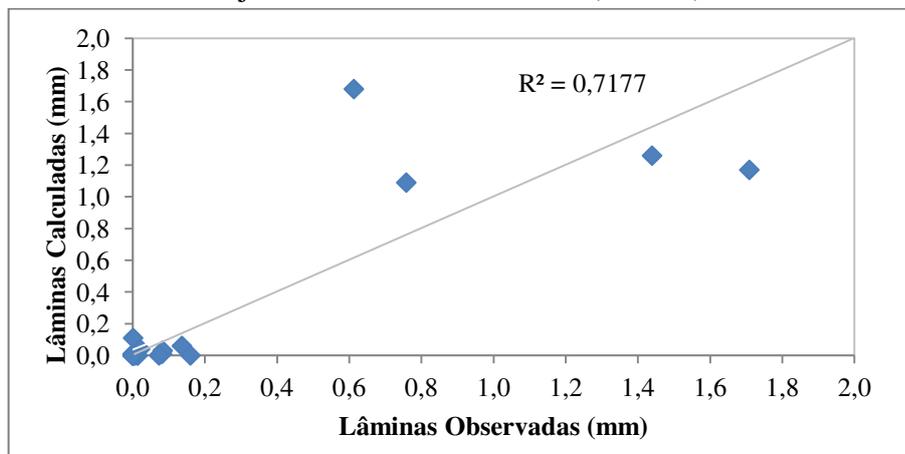


Figura A.34 – Comparação entre as lâminas observadas e simuladas com C calibrado para ajuste dos Picos M2 – 2003 (BESJC)

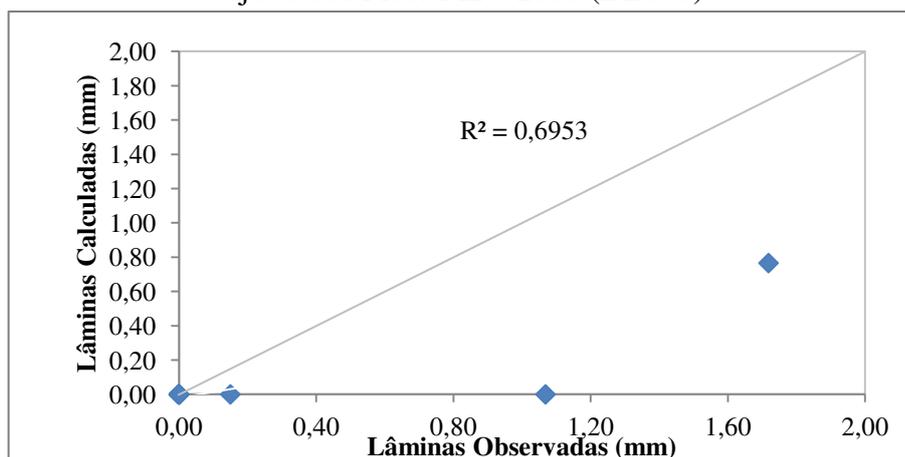


Figura A.35 – Comparação entre as lâminas observadas e simuladas com C calibrado para ajuste dos Picos M3 – 2003 (BESJC)

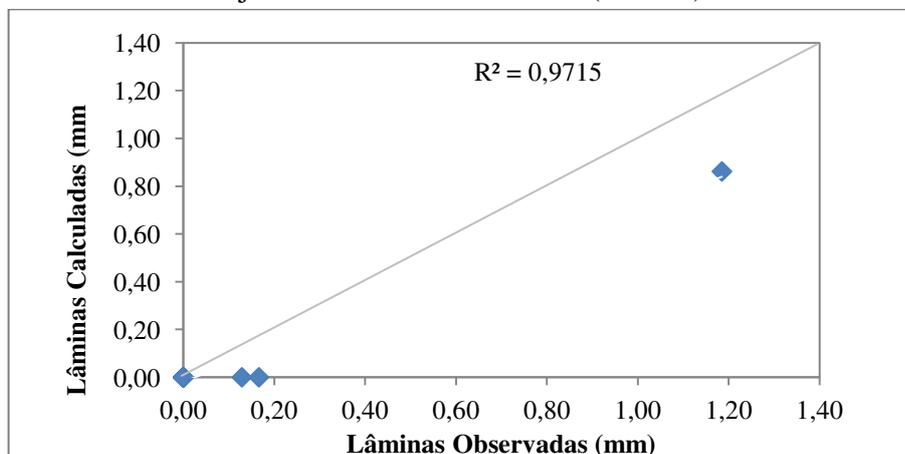


Figura A.36 – Comparação entre as lâminas observadas e simuladas com C calibrado para ajuste dos Picos SB2 – 2004 (BESJC)

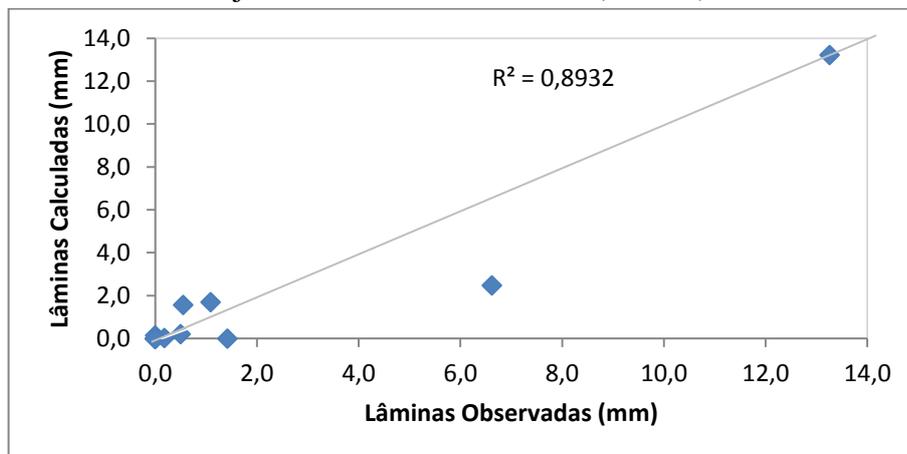


Figura A.37 – Comparação entre as lâminas observadas e simuladas com C calibrado para ajuste dos Picos SB1 – 2005 (BESJC)

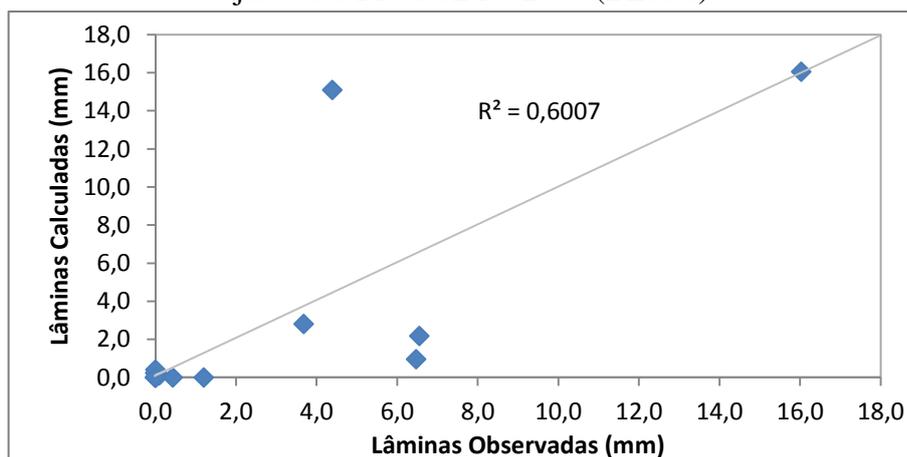


Figura A.38 – Comparação entre as lâminas observadas e simuladas com C calibrado para ajuste dos Picos SB2 – 2006 (BESJC)

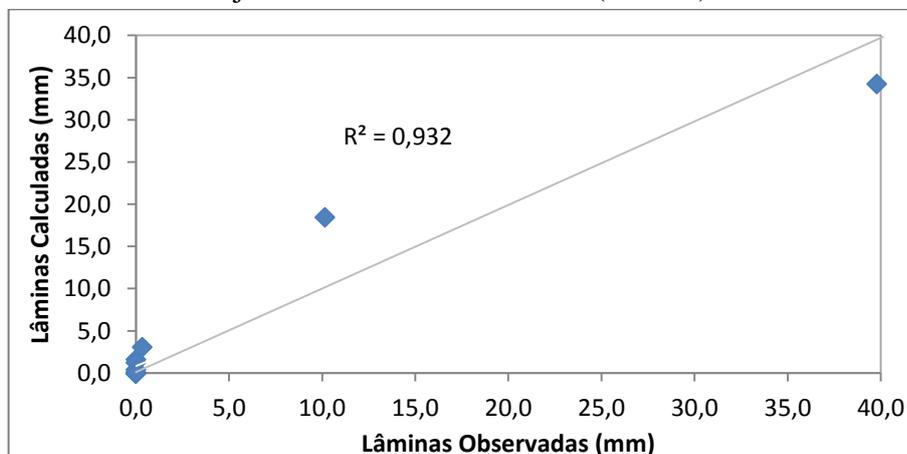


Figura A.45 – Comparação entre as erosões observadas e simuladas com CK_r calibrado para ajuste da Erosão máxima M2 - 2003 (BESJC)

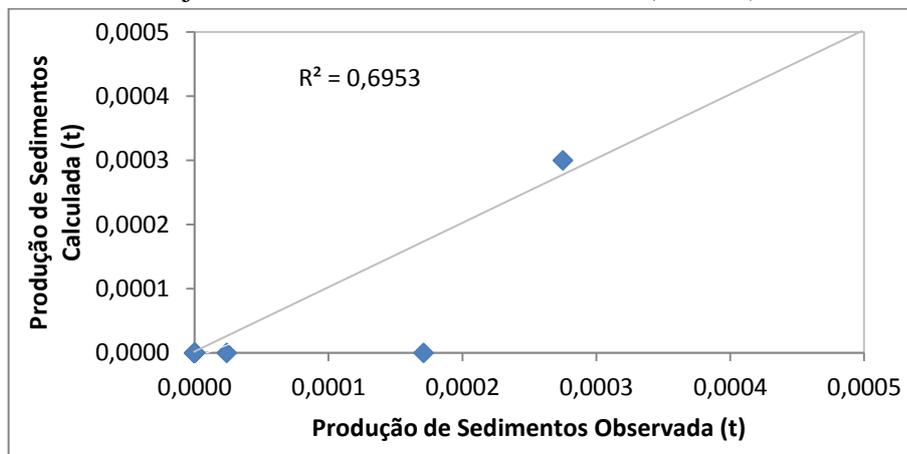


Figura A.46 – Comparação entre as erosões observadas e simuladas com CK_r calibrado para ajuste da Erosão máxima M3 - 2003 (BESJC)

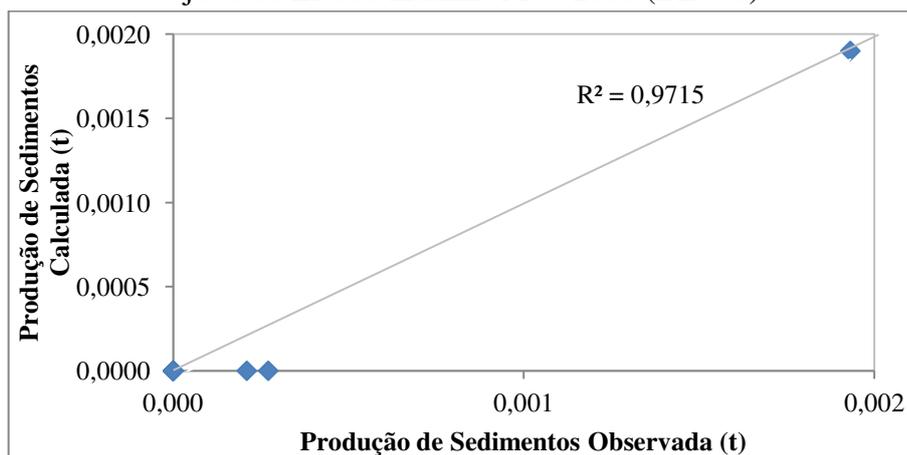


Figura A.47- Erosões observadas e calculadas pela metodologia de Engelund-Hansen (1967) M3 – 1984 (BES) com base na produção anual de sedimentos.

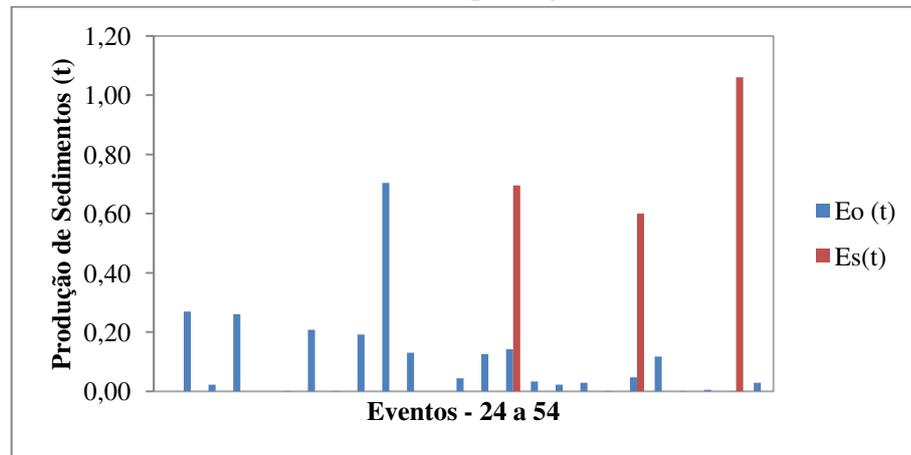


Figura A.50- Erosões observadas e calculadas pela metodologia de DuBoys (1879) M3 – 1984 (BES) com base na produção anual de sedimentos.

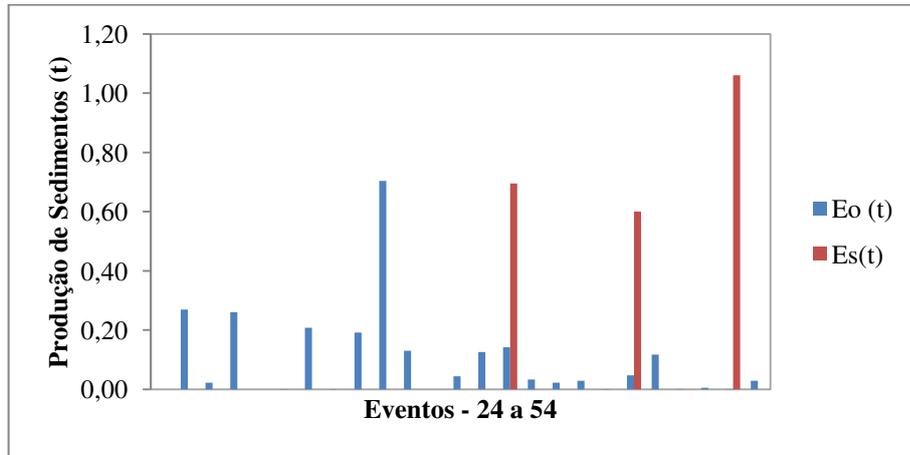


Figura A.51 - Erosões observadas e calculadas pela metodologia de Bagnold (1966) M3 – 1984 (BES) com base na produção anual de sedimentos.

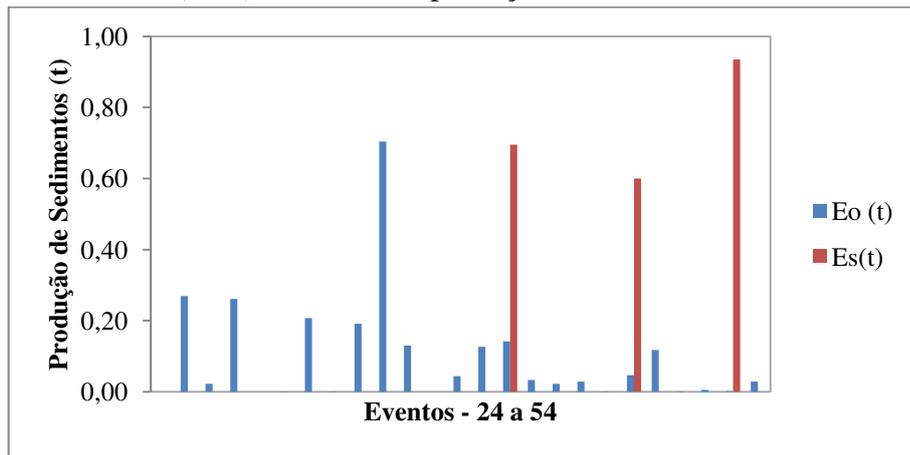


Figura A.52 - Erosões observadas e calculadas pela metodologia de Engelund-Hansen (1967) M4 – 1985 (BES) com base na produção anual de sedimentos.

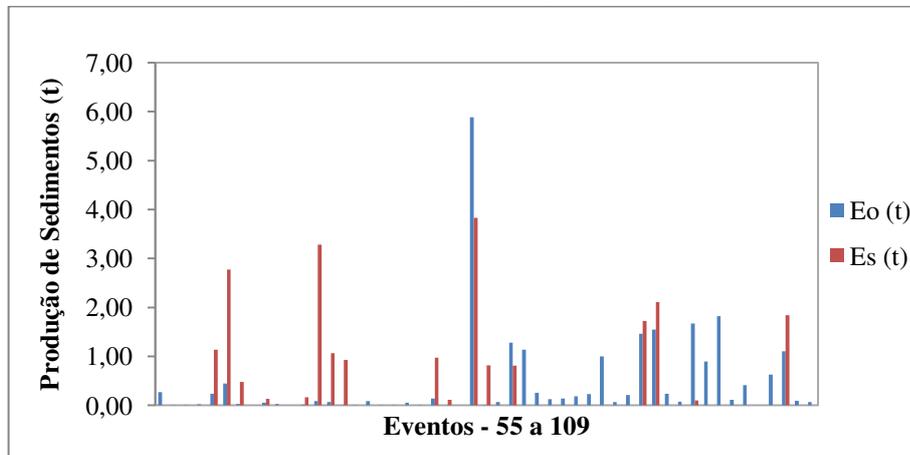


Figura A.53 - Erosões observadas e calculadas pela metodologia de Laursen (1958) M4 – 1985 (BES) com base na produção anual de sedimentos.

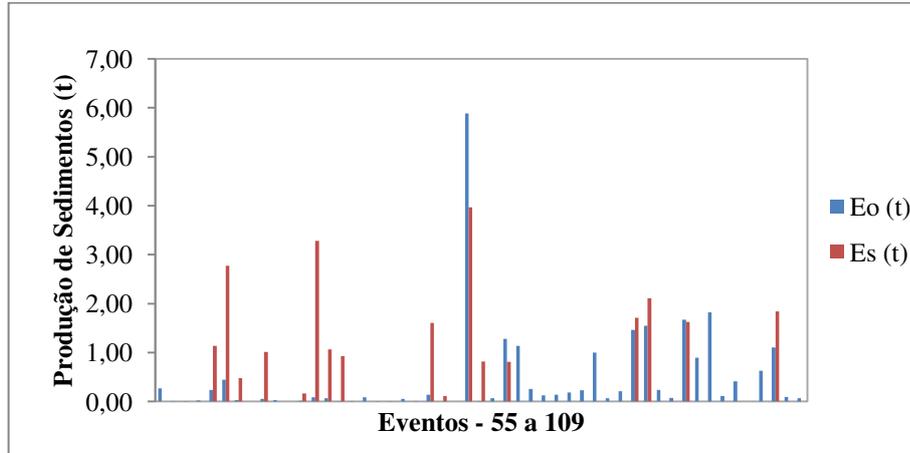


Figura A.54 - Erosões observadas e calculadas pela metodologia de Yalin (1963) M4 – 1985 (BES) com base na produção anual de sedimentos.

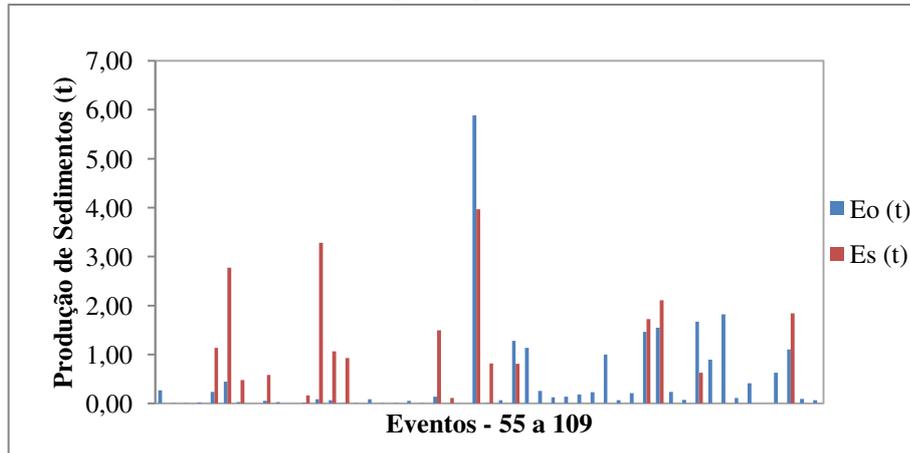


Figura A.55 - Erosões observadas e calculadas pela metodologia de DuBoys (1879) M4 – 1985 (BES) com base na produção anual de sedimentos.

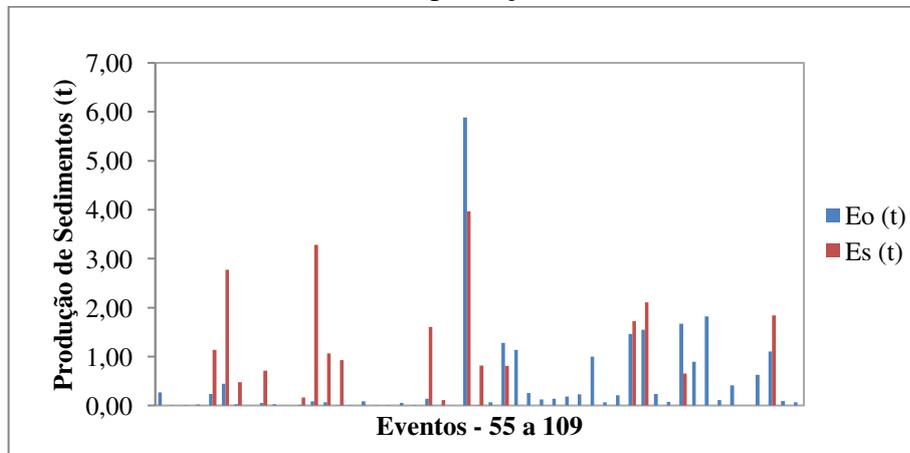


Figura A.56 - Erosões observadas e calculadas pela metodologia de Bagnold (1966) M4 – 1985 (BES) com base na produção anual de sedimentos.

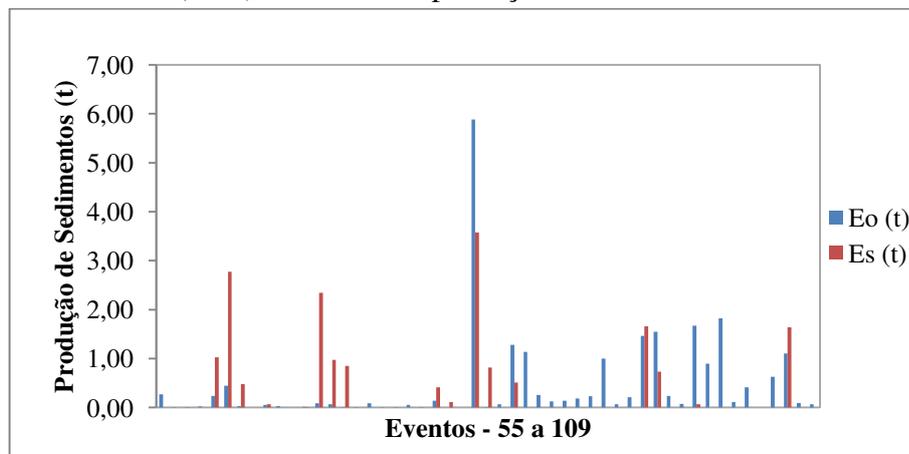


Figura A.57 - Erosões observadas e calculadas pela metodologia de Engelund-Hansen (1967) M2 – 2002 (BESJC) com base na produção anual de sedimentos.

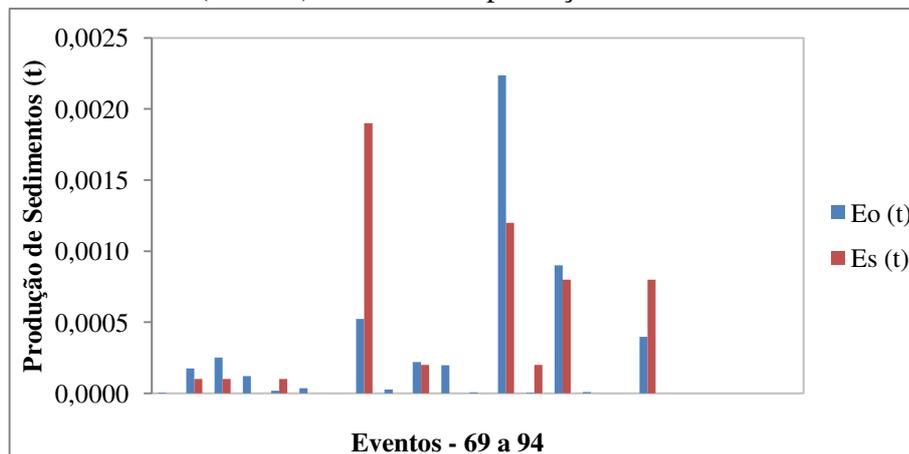


Figura A.58 - Erosões observadas e calculadas pela metodologia de Laursen (1958) M2 – 2002 (BESJC) com base na produção anual de sedimentos.

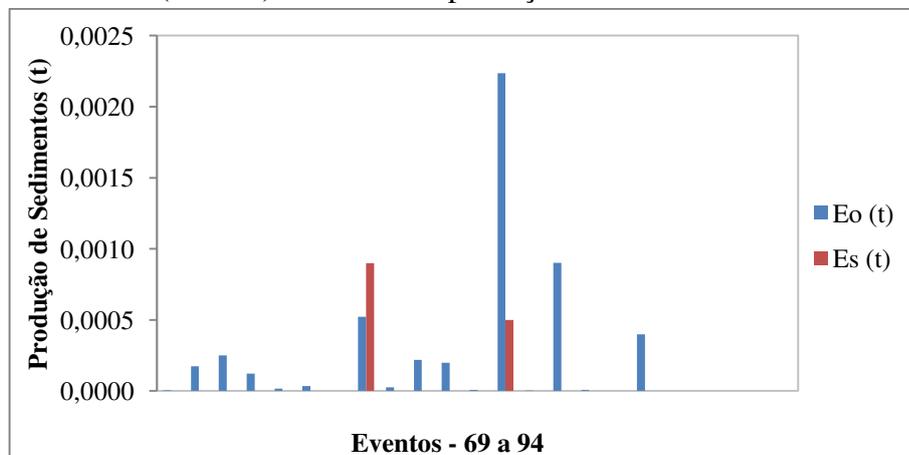


Figura A.59 - Erosões observadas e calculadas pela metodologia de Yalin (1963) M2 – 2002 (BESJC) com base na produção anual de sedimentos.

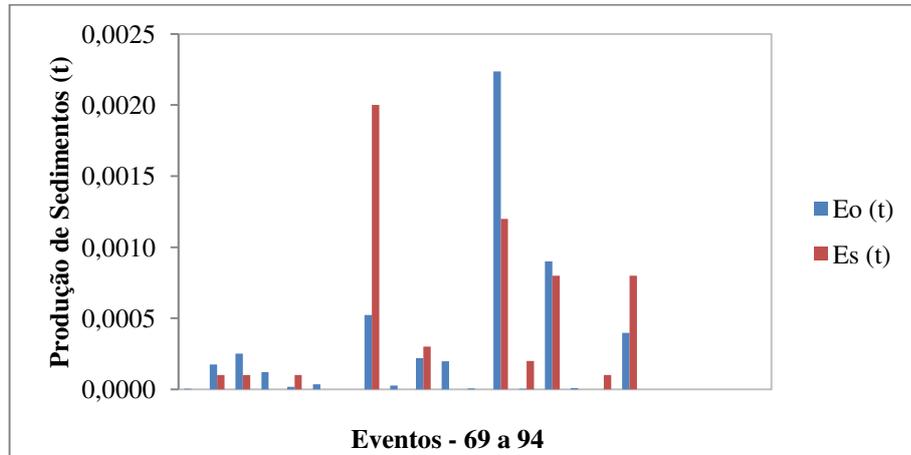


Figura A.60 - Erosões observadas e calculadas pela metodologia de DuBoys (1879) M2 – 2002 (BESJC) com base na produção anual de sedimentos.

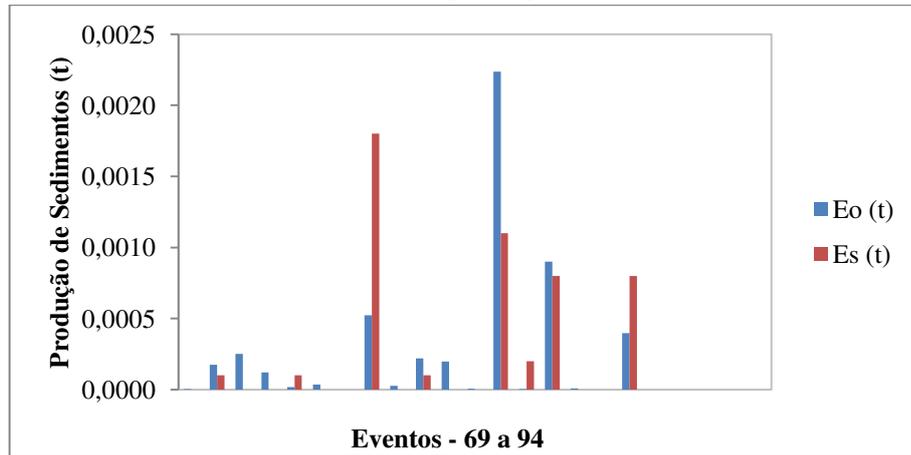


Figura A.61 - Erosões observadas e calculadas pela metodologia de Bagnold (1966) M2 – 2002 (BESJC) com base na produção anual de sedimentos.

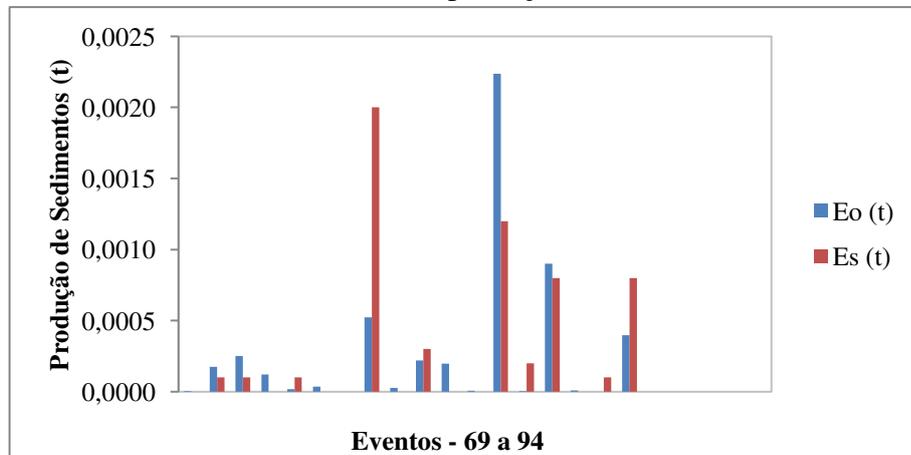


Figura A.62 - Erosões observadas e calculadas pela metodologia de Engelund-Hansen (1967) M3 – 1985 (BES) com base na erosão máxima.

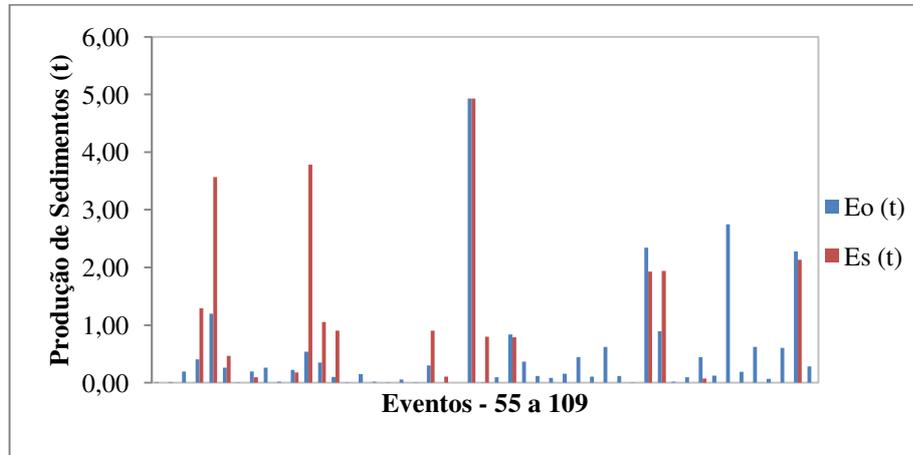


Figura A.63 - Erosões observadas e calculadas pela metodologia de Laursen (1958) M3 – 1985 (BES) com base na erosão máxima.

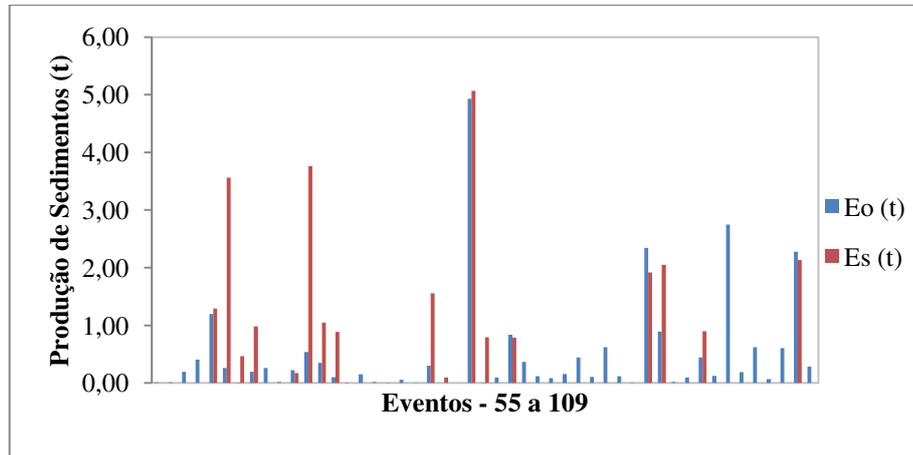


Figura A.64 - Erosões observadas e calculadas pela metodologia de Yalin (1963) M3 – 1985 (BES) com base na erosão máxima.

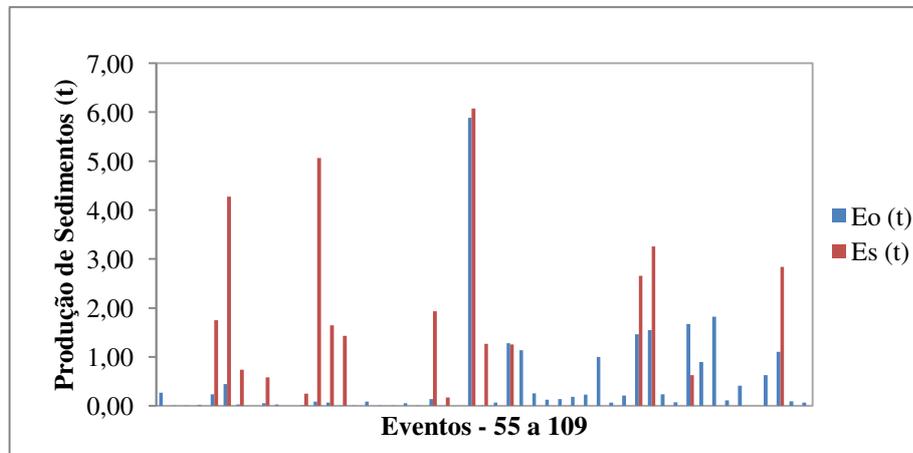


Figura A.65 - Erosões observadas e calculadas pela metodologia de DuBoys (1879) M3 – 1985 (BES) com base na erosão máxima.

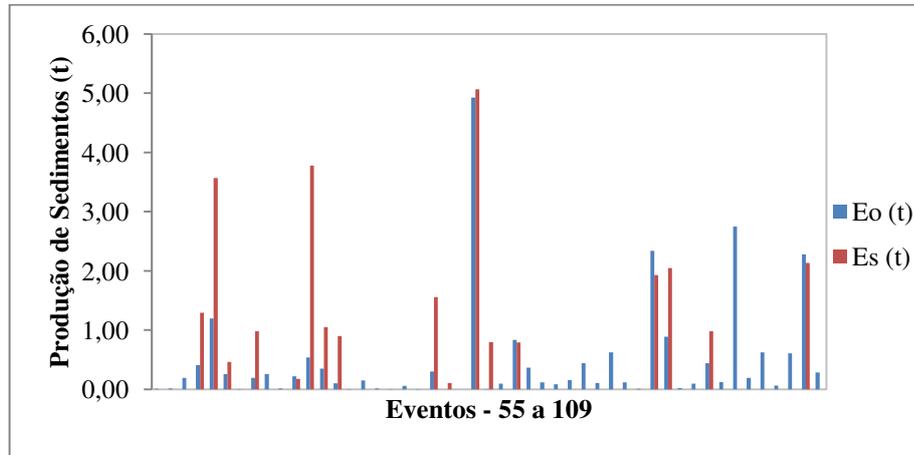


Figura A.66 - Erosões observadas e calculadas pela metodologia de Bagnold (1966) M3 – 1985 (BES) com base na erosão máxima.

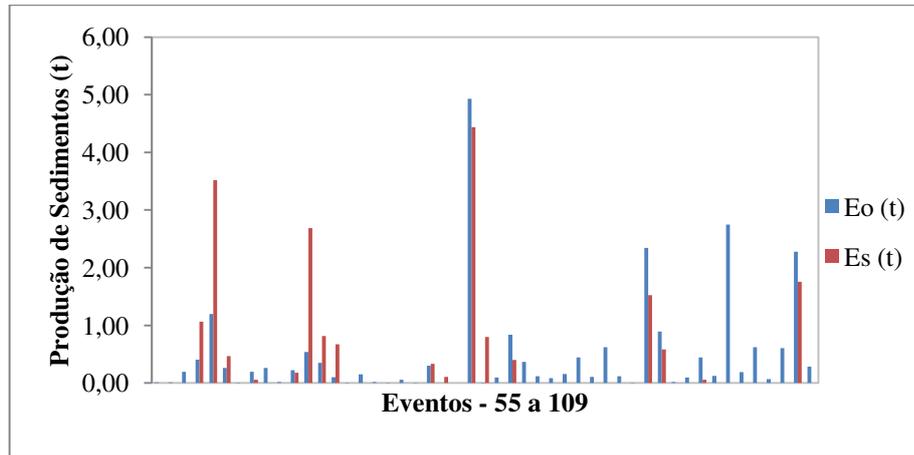


Figura A.67 - Erosões observadas e calculadas pela metodologia de Engelund-Hansen (1967) M3 – 1986 (BES) com base na erosão máxima.

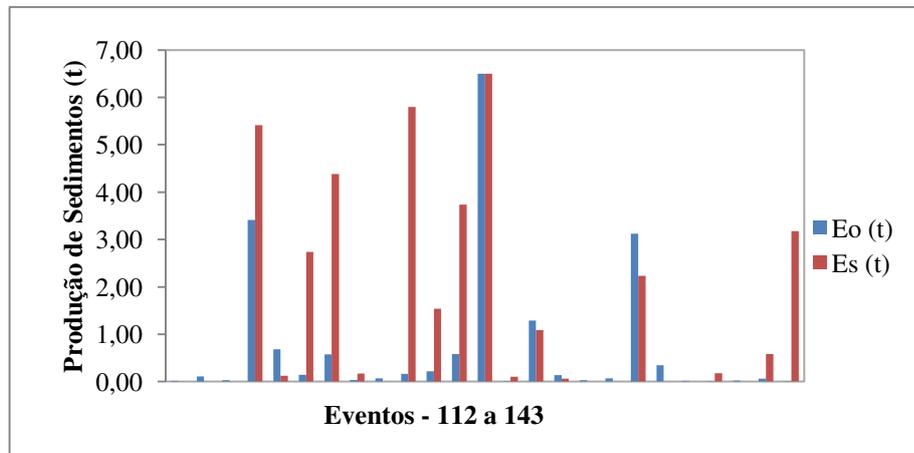


Figura A.68 - Erosões observadas e calculadas pela metodologia de Laursen (1958) M3 – 1986 (BES) com base na erosão máxima.

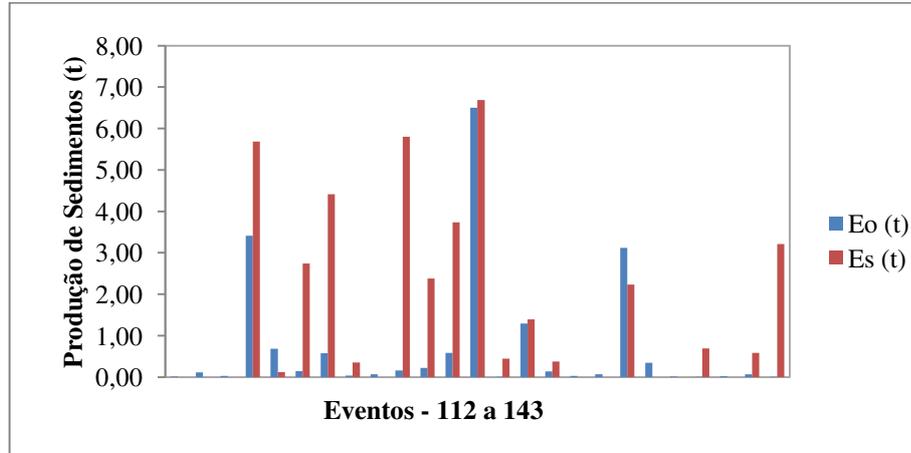


Figura A.69 - Erosões observadas e calculadas pela metodologia de Yalin (1963) M3 – 1986 (BES) com base na erosão máxima.

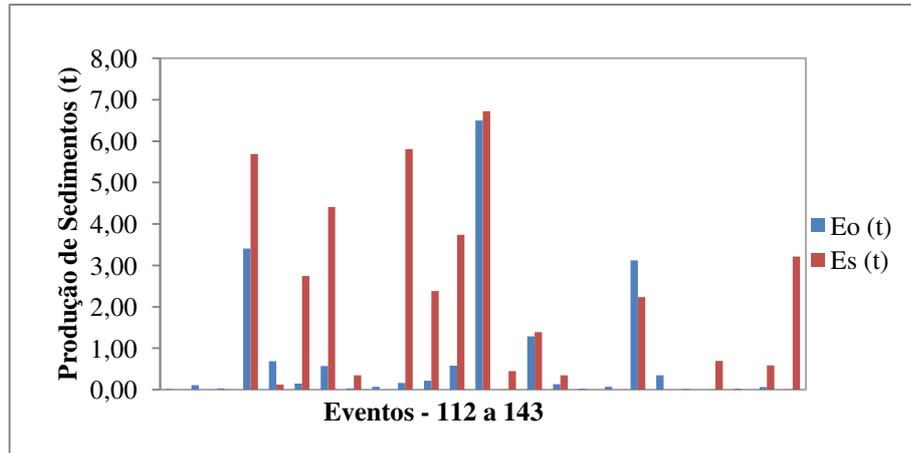


Figura A.70 - Erosões observadas e calculadas pela metodologia de DuBoys (1879) M3 – 1986 (BES) com base na erosão máxima.

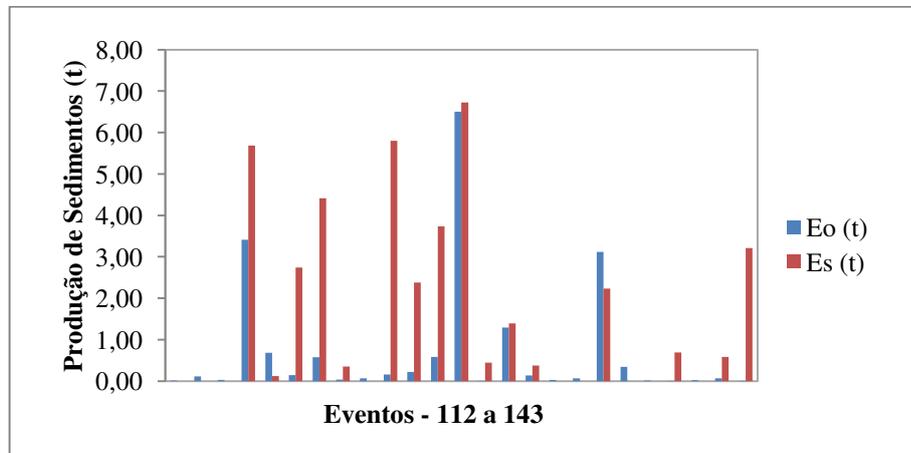


Figura A.71 - Erosões observadas e calculadas pela metodologia de Bagnold (1966) M3 – 1986 (BES) com base na erosão máxima.

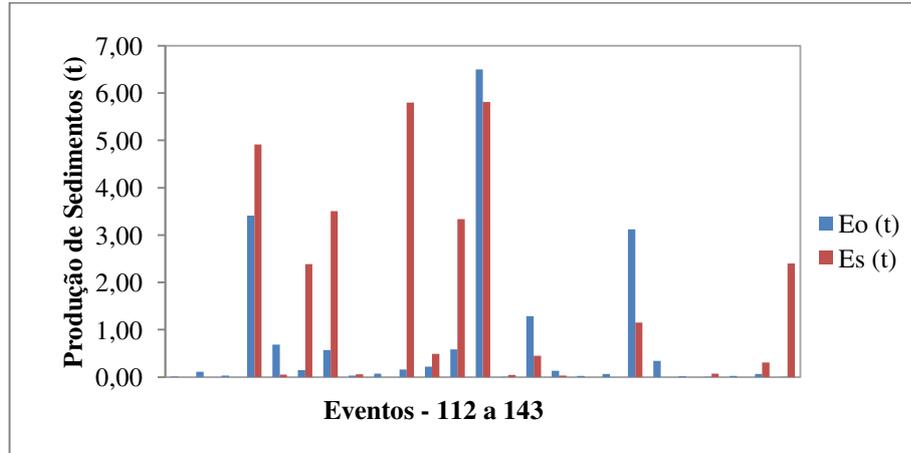


Figura A.72- Erosões observadas e calculadas pela metodologia de Engelund-Hansen (1967) M1 – 2003 (BESJC) com base na erosão máxima.

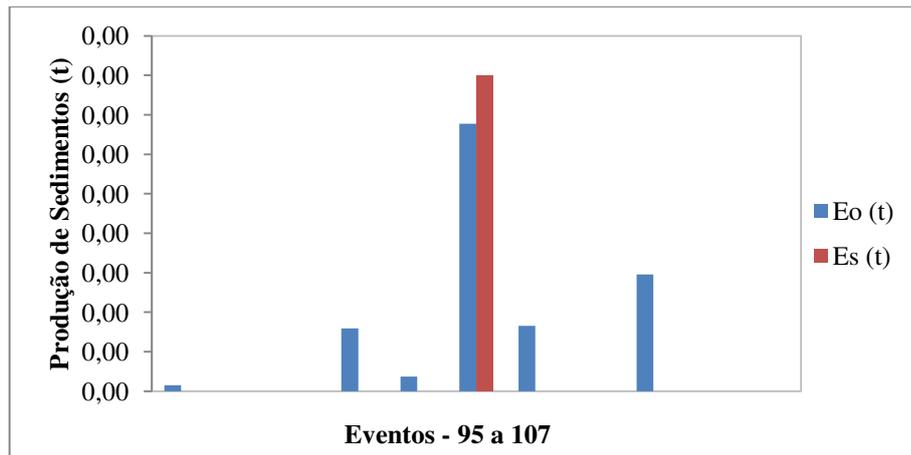


Figura A.73- Erosões observadas e calculadas pela metodologia de Laursen (1958) M1 – 2003 (BESJC) com base na erosão máxima.

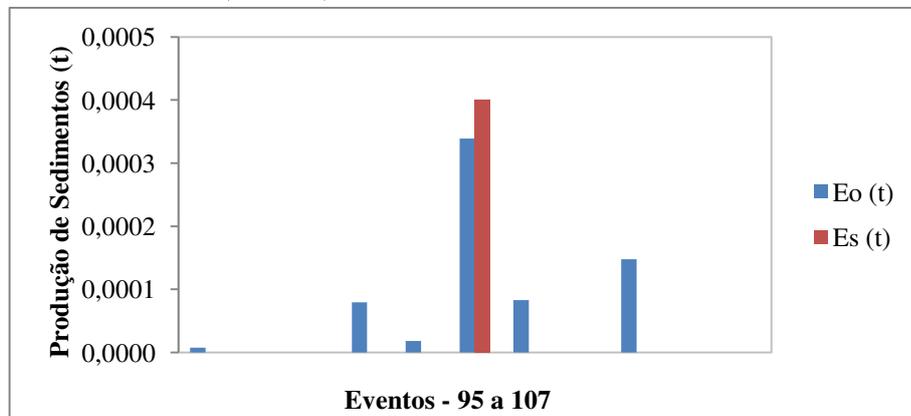


Figura A.74 - Erosões observadas e calculadas pela metodologia de Yalin (1963) M1 – 2003 (BESJC) com base na erosão máxima.

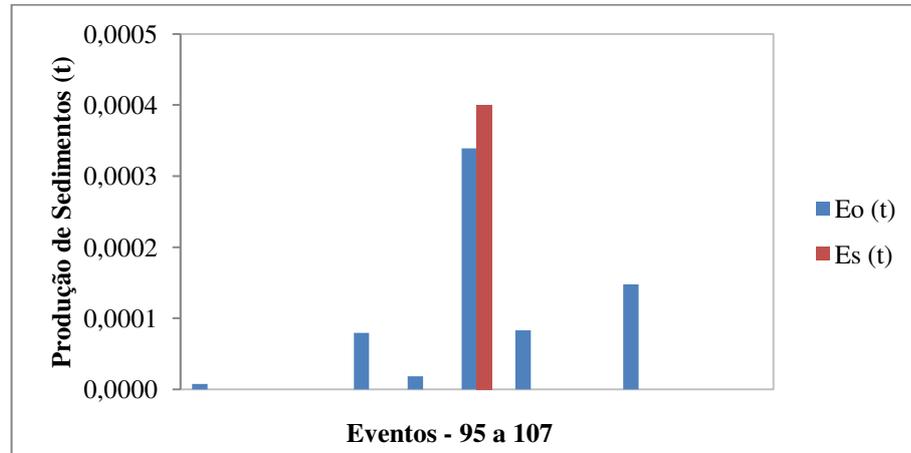


Figura A.75 - Erosões observadas e calculadas pela metodologia de DuBoys (1879) M1 – 2003 (BESJC) com base na erosão máxima.

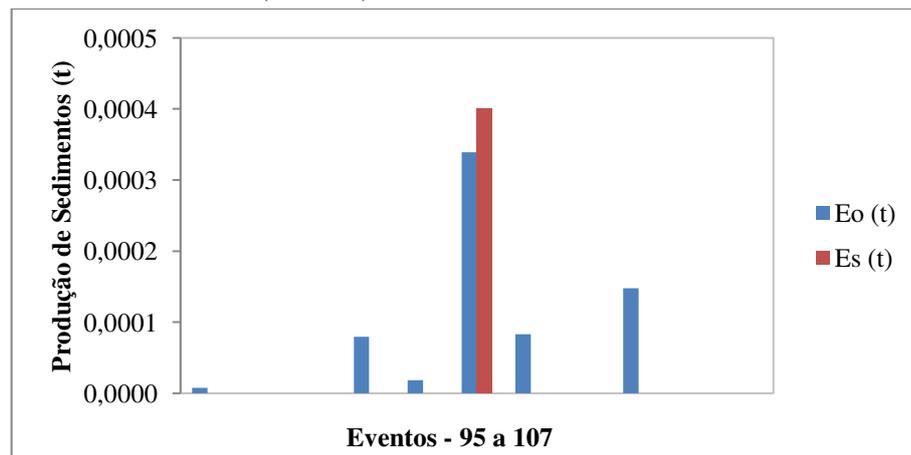


Figura A.76 - Erosões observadas e calculadas pela metodologia de Bagnold (1966) M1 – 2003 (BESJC) com base na erosão máxima.

