

Capítulo V

*INTERVENÇÕES ANTRÓPICAS E SUAS CONSEQÜÊNCIAS
AMBIENTAIS*

1 – ESTUÁRIO DO POTENGI

Com o intuito de dotar o Porto de Natal de condições de navegabilidade, foram realizadas em diversas épocas, desde o início do século XX, uma série de obras fixas, dragagens e derrocagens nesse estuário.

Como o objetivo do presente trabalho é caracterizar, identificar e, obter informações básicas do estuário do Potengi, é necessário compreender o processo de evolução ambiental recente como um todo, não se limitando somente à influência das intervenções no âmbito do estuário e sim envolvendo as áreas adjacentes.

Desta maneira, com base na série de documentos existentes sobre o Porto de Natal, foram investigadas as influências das obras portuárias tanto no interior do estuário, como as repercussões das mesmas nas praias do Forte e da Redinha.

Além disso, também foi levado em consideração neste estudo, os aterros realizados com material proveniente das dragagens e a fixação dos campos de dunas móveis existentes.

Deve ser ressaltado que nesta análise evolutiva é possível terem sido omitidos alguns dados, principalmente das dragagens ocorridas antes de 1947, devido ao desaparecimento de informações mais antigas, decorrente de um incêndio acidental na sede da administração do Porto de Natal. Da mesma forma, preferiu-se considerar apenas os dados comprovados por documentos existentes, tendo em vista as divergências encontradas em alguns relatórios e processos analisados, principalmente em relação às épocas e locais de dragagem.

Contudo, não podemos desprezar as repercussões destas intervenções na própria evolução da área e na transformação do espaço, no caso portuário, como também em todo o entorno geográfico.

Desta maneira, torna-se fundamental para o entendimento da situação atual e para a elaboração de uma proposta de gestão integrada deste espaço, analisar a evolução geológica e geomorfológica deste trecho costeiro, já comentado nos capítulos anteriores, e diagnosticar a situação atual. Para tanto, elementos da história recente, como esboços cartográficos, descrições históricas e o acervo de informações existentes sobre as intervenções humanas são fundamentais.

1.1 – Antecedentes Históricos

Na costa do Rio Grande do Norte, com a chegada dos portugueses no ano de 1501, chamou atenção à existência de uma enseada alongada e pouco pronunciada, com uma extensão aproximada de 9 Km, entre as pontas de Genipabu e do Pinto, em meio da qual e na parte mais reentrante, deságua o *Rio Grande do Norte*, ou Potengy.

Entre estas duas pontas, quase em linha reta e aproximadamente no rumo Norte-Sul, estira-se uma comprida linha de recifes de arenito, com 20 a 25 metros de largura, em alguns locais com longo trecho elevando-se acima da linha máxima da preamar, ora submersa com cabeços que afloram, ora apresentando-se com grandes falhas, pelas quais é possível a navegação.

De acordo com relatos históricos (Apud Alfredo Lisboa, 1922):

“É esta a feição característica da costa septentrional do Brasil, em muitos pontos desde o Cabo de São Roque até perto de Maceió, a qual notavelmente ahi particulariza para dar lugar, em collaboração com um amplo, profundo e bem abrigado estuário, como é o do Rio Grande do Norte, sujeito a maré, que se propaga até 40 Kilometros da costa, ao melhor porto natural do Norte do Brasil até o da capital do Estado da Bahia”.

Enraíza-se ao sul no morro do Morcego o recife do Rio Grande do Norte e com 4.300 metros alcança o Picão, onde ele mergulha a pique, dando lugar à principal entrada para o porto de Natal, a qual em cerca de 150 metros de largura tem mais de 10m de profundidade, sob extrema baixa-mar. A 360 metros do Picão há ainda no alinhamento dos recifes a “Cabeça de Negro”, que aflora em águas baixas e mais para o Norte segue o recife submerso com falhas até a Ponta de Genipabu, oferecendo aí outra entrada para o porto (Figura 54).

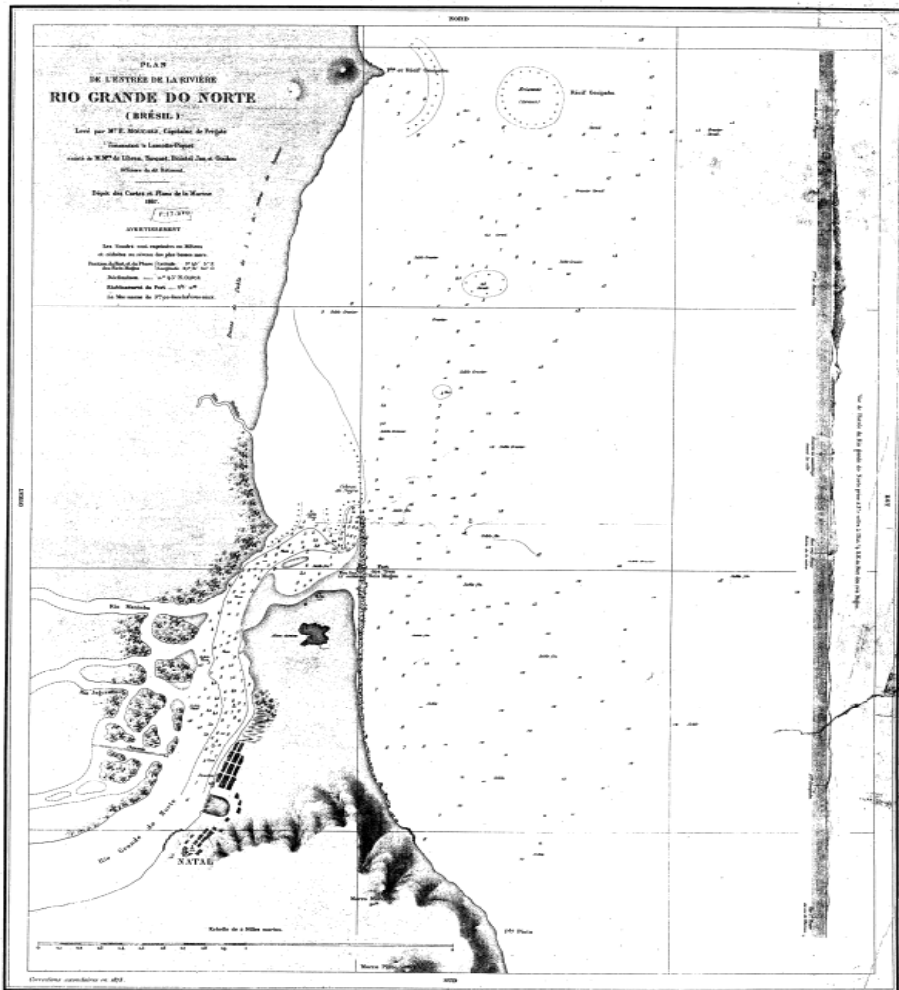


Figura 54 - Planta batimétrica -1867

A 600 metros ao sul do Picão, em um ponto onde o recife se alarga, ou se emenda com outra linha inferior, está erigido o velho forte dos Três Reis Magos, com o farol do mesmo nome, cuja situação geográfica é na Lat. 5°15'05"Sul e Long. 35°11'31" W. de Greenwich.

Enquanto por fora dessa linha de recifes a isóbata de cinco fathoms (9m,15). Na Carta N° 528 do Almirantado Britânico acha-se a pequena distância dela e o solo submarino desce regularmente e sem acidentes até os fundos de 20 metros a 13 kilometros da costa, pelo lado de terra uma segunda linha de recifes: “Baixinha” corre paralelamente e a 225 metros de distância do exterior, descobrindo-se com a maré baixa e estendendo-se atrás da entrada

principal a 150 metros para o sul do Picão, enquanto para o norte prolonga-se submersa com cabeços isolados até atrás da “Cabeça de Negro”. A “Baixinha” divide assim o acesso ao porto por dois canais: o canal sul, o principal, entre as duas linhas de recifes, e o canal norte, por detrás da “Baixinha” (Figura 55).



Figura 55 - Acesso ao Estuário Potengi

Com tal disposição dos recifes o canal de acesso principal para o estuário apresenta a forma de uma curva reversa de pequenos raios, dificultando extraordinariamente a navegação de barcos calando mais de 15 pés. As grandes profundidades existentes junto ao recife exterior extinguem-se no canal navegável através desta parte muito alargada do estuário e reaparecem cerca de um quilometro a dentro: isto em consequência do grande movimento de areias, as quais de todos os lados afluem para aí, e que a energia erosiva das correntes de vazante não é capaz de arrastar para o mar.

O estuário do Rio Grande do Norte estende-se a cerca de 20 kilometros pela terra a dentro, com grande profundidade e com a largura média de 700 metros, ele é antes o estuário reunido de dois rios, o Potengi e o Jundiáí, ambos navegáveis em maré cheia, o primeiro até as vizinhanças de São Gonçalo e o segundo até a cidade de Macaíba. Passada a época das chuvas, esses dois rios, a montante das referidas localidades, cortam ou secam completamente, ficando apenas cacimbas nos seus leitos arenosos. Devido às marés, o regime do estuário, a não ser no tempo das grandes cheias, que não ocorrem anualmente, é puramente marítimo.

Fundos de 10m,0 em águas mínimas encontram-se desde a distância de um kilometro até a de cinco, do mar, e a 300 metros da entrada, acham-se as primeiras casas da parte

baixa da cidade de Natal, edificada quase toda sobre uma elevação do terreno à margem direita do estuário.

Ao norte e a leste da cidade o terreno é de areias amontoadas em dunas pelos ventos reinantes do quadrante SE e por estes lançados para o estuário em direção ao Banco das Velhas, em prolongamento da margem direita do estuário.

O vento reinante é o do rumo ESE, que sopra quase todo o ano com pequenas alternativas para E e para SE. Durante a estação invernos, isto é, de Fevereiro a Julho desvia-se às vezes um pouco ora para o Norte, ora para o Sul, especialmente na direção SSW; no outro semestre pendem um pouco mais para o quadrante NE. A velocidade máxima observada foi de 7m,87 para o vento ESSE. A maior agitação é produzida, no estuário, nas proximidades da entrada, pelos ventos que sopram do rumo leste ao passo que a maior calma e tranqüilidade ocorrem quando sopram os do quadrante NE.

A maior preamar observada no porto foi de 3m,15 e a baixa-mar subsequente de 0m,25 sendo pois de 2m,90 a amplitude relativa. A menor baixa-mar observada várias vezes, desceu ao zero do maregrafo.

Sendo insignificante a declividade do leito, a maré penetrando até 40 kilometros da costa, e muitos largos os rios, principalmente onde, como acontece em frente à cidade de Natal, é muito baixa a margem, espalhando-se em manguezais, cortados por gamboas, muito extensas e a bacia de maré, calculando-se, na média, em 36.000.000 metros cúbicos o prisma da maré ou volume d'água que aí se acumula em cada maré.

A velocidade máxima da corrente, observada em maré de syzigia foi de 1m,52 por segundo, e na quadratura de 0m,65. Com uma cheia fluvial foram notadas velocidades de 1m,2 na vazante, sendo que a maior alcançada foi de 2m,31 entre a "Baixinha" e a Coroa das Velhas.

Das observações resulta ser o estabelecimento do porto, na barra, de 4k,37m,20s.

Estas condições naturais chamaram a atenção dos navegantes e estudiosos que estiveram na região de Natal, durante os séculos XVI ao XIX, a ponto de considerar o Estuário Potengi como potencialmente um dos melhores do Brasil. Contudo, era requisito básico para melhorar a navegabilidade a realização de trabalhos de dragagem e a destruição da ponta sul da "Baixinha", o que veio a se iniciar somente no início do século XX, precisamente nos anos de 1902 e 1903.

Outro requisito de importância semelhante para a melhoria portuária seria impedir a penetração, no estuário, de grande quantidade de areias transportadas pelos ventos a partir das dunas existentes na margem direita, principalmente no trecho próximo ao Forte dos Reis Magos.

Estas areias lançadas no estuário pelos ventos do quadrante sudeste alimentavam o “Banco das Velhas” com grande prejuízo para as profundidades.

E neste trecho, entre a linha de recifes ao sul do Forte dos Reis Magos e das abas dos cômoros arenosos (dunas), existe um canal denominado de “Esteiro”, comunicando com o mar ao sul, no qual por ocasião das marés vazantes se estabelecia uma forte correnteza, que não só dificultava a navegação, mas era até perigosa para os navios, aos desviar-lhes para norte de encontro a “Cabeça de Negro”. Estas correntes, durante a maré enchente carregavam grandes quantidades de areias litorâneas, que eram depositadas ao encontrar as correntes estuarinas, formando o “Banco da Limpa”, em frente ao Forte.

Uma outra fonte de assoreamento estuarino eram os sedimentos erodidos das margens arenosas inconsistentes pelo fluxo e refluxo das marés.

A margem esquerda do estuário completava uma curva com a enseada que vinha da Ponta de Genipabu (Ponta de Santa Rita). Neste trecho se formou o “Banco da Redinha”, que avançava para os recifes da “Baixinha”, devido ao acúmulo do material oriundo da parte côncava da mesma margem do estuário, como também pelas areias trazidas pela corrente do fluxo (enchente) do canal norte.

Um sistema de cercas normais à praia, com plantações assemelhando-se a groynes ou espigões, aí construídas, veio até certo ponto minimizar a erosão pela correnteza.

No século XVI, o Estuário Potengi, serviu de ancoradouros de piratas franceses, como Jackes Rifaut, no local onde atualmente está sediada a Base Naval de Natal. De acordo com o historiador Câmara Cascudo,

“Refoles é topônimo que recorda a estada do corsário Jacques Riffault no rio Potengi. Guardava ali sua nau, na curva do rio lento, abrigada e tranqüila. Todo final do século XVI está cheio desse francês aventureiro e afoito, correndo entre Paraíba e Maranhão, assaltando, depredando, lutando, desaparecendo sem rastos ao final. Quando, em agosto de 1597, treze navios e trezentos homens atacam Cabedelo, sabem que a alma ofensiva é Riffault, que frei Vicente do Salvador chama Rifot e os portugueses Rifoles e Refoles.” (Cascudo, Luis da Câmara – 1980:229)

Os estudos para construir o Porto de Natal datam de 1875, de autoria do engenheiro britânico Sir. Jonh Hawkshaw, que analisou as condições ambientais da área e preconizou a derrocagem do trecho de arrecifes para melhorar a entrada do Rio Potengi.

Para estes estudos, tomou-se como base o *Plan de L'entrée de la Rivière Rio Grande do Norte (Brésil) – Dépot des Cartes et Plans de la Marine-França (1867)*, na escala de 1.17.000 e uma Carta do Almirantado Britânico (citações sem data e sem escala, A. Lisboa, 1922), in Cunha (1985).

A área onde atualmente localiza-se o Porto de Natal era de sítios para plantações, onde viviam os guardas dos armazéns que ficavam de sentinelas diante das mercadorias que seriam transportadas para o Estado de Pernambuco. O Forte dos Reis Magos foi o ponto de referência para o processo de urbanização da capitania do Rio Grande do Norte.

Em 1890, o engenheiro Souza Gomes, então ajudante do Porto de Recife, foi encarregado pelo Governo de estudar o porto de Natal e discordando da indicação feita por Sir Jonh Hawkslaw, optou pela destruição de uma parte da “Baixinha”, ao sul, para obter o mesmo efeito. Foi proposta ainda, além da derrocagem da Baixinha, a dragagem do canal de acesso ao Porto e a fixação das dunas na área da Praia da Limpa, por onde foi iniciado este programa gradual de intervenções.

Em 1902, já haviam fixado-se dunas em uma área de cerca de 12,5 hectares, e desde então foi feito um acompanhamento da sua conservação e ainda uma consolidação por meio das plantações de coqueiros.

Não existem maiores informações sobre este serviço de fixação de dunas, pioneiro no Brasil, somente que o objetivo era evitar o transporte eólico para dentro do estuário, alimentando o Banco das Velhas, o que é reconhecido na visita de Branner ao Brasil.

As informações existentes sobre a fixação de dunas estão restritas ao Relatório de Alfredo de Lisboa (1922), onde ele cita que todas as dunas entre o mar e a margem direita do canal do Potengi foram fixadas, porém alerta da necessidade de três serviços de complementação.

Quando houve a retificação do canal de acesso, foram dragados 450.000 m³ de 1903 a 1917, e arrasada a ponta sul da “Baixinha” em 90 metros de extensão, melhorando a curvatura e atingindo uma profundidade mínima de 5,97 metros em 1916, permitindo com isso, a entrada e saída do Navio “Benjamin Constant”, da Armada Nacional, de 6,6 metros de calado, em condições de meia maré.

Em 1906 foi apresentado um anteprojeto para o melhoramento do Porto, consistindo na construção de um dique ou paredão (Guia Corrente da Limpa) até as Rocas, nas proximidades da cidade, ao nível da máxima preamar, e na de outro dique (Guia Corrente da Redinha) no prolongamento da margem esquerda do estuário, através do banco da Redinha, ao nível da

baixa-mar. Também contava com a proteção dessa margem por meio de enrocamentos, ademais do estabelecimento de rampas (estaleiros) de construção naval nas Rocas, e em seguimento, um cais de atracação, até onde exigisse o movimento comercial da cidade.

Desta maneira, vários planos foram elaborados com o intuito de corrigir os defeitos existentes e que subsistiam após as primeiras intervenções, convertendo-o em um excelente porto.

Todos os profissionais que estudaram o porto eram unânimes na execução de trabalhos que impedissem a invasão das areias no estuário pelo lado sul e de outras intervenções que protegessem a margem esquerda do Potengi até em frente da entrada do Picão, da erosão das correntes e pela agitação marítima. No entanto, havia divergência nos sistemas de construção a serem adotados, se diques longitudinais mais ou menos extensos e resistentes, se espigões avançando das margens arenosas em direção ao meio do estuário.

Assim, em 1918, foi elaborado o Programa de Obras para o Porto de Natal pela Inspectoria Federal de Portos, Rios e Canais, com medidas que tinham sido aconselhadas em diversas épocas por diversos profissionais. No entanto, o montante de recursos para a execução do projeto era muito elevado em detrimento ao minguado movimento comercial do porto, sendo necessária uma revisão do projeto no sentido de reduzir os custos da obra.

Dentre as duas linhas de trabalho distintas, a redução de custos foi realizada nas obras referentes à construção e ao aparelhamento do cais, restringindo a extensão do cais e escolhendo um local mais adequado, que evitasse desapropriações onerosas e optando por um outro tipo mais econômico.

As obras do novo projeto, destinadas ao melhoramento da barra e do canal de acesso ao porto, pouco diferem das contempladas dos projetos anteriores; têm elas por fim, e consistem nos seguintes serviços:

- Abertura de um canal de navegação de 150 metros de largura e 8 metros de calado;
- Construção de um dique longitudinal de pedra seca, com 200 metros de comprimento a partir do cais para proteção do canal de navegação contra a invasão das areias das dunas na margem direita do estuário;
- Construção de cinco espigões para proteção arenosa da “Redinha”;
- Alteamento dos recifes exteriores, a partir da barragem do “Esteiro” até o extremo, no Picão, por meio de blocos de concreto com o volume total de 930 metros cúbicos.

Até o fim de 1922, parte dos trabalhos foram executados, como o derrocamento do rochedo da “Baixinha” em 2.216 m³, construção dos espigões em enrocamento, dragagem de 59.754 m³ de areia no canal de navegação, entre outras. A empresa responsável pelo serviço paralisou as suas atividades em 1922 e, somente em 1926, as obras foram reiniciadas pelo sistema de administração direta, tendo sido construído o cais, os armazéns, os espigões e o guia corrente.

O Porto de Natal foi regulamentado através do Decreto nº 21.992 de 21 de Outubro de 1932 e inaugurado em 24 de Outubro de 1932, tendo início a sua exploração comercial. A partir de então, a vida comercial de Natal sofre um dinamismo maior, com a construção de armazéns na área comercial da Ribeira, com o aparelhamento do Porto e com a chegada dos elementos básicos que compõem a infra-estrutura urbana da cidade, quais sejam: bancos, lojas comerciais, vias de acesso urbano, etc.

Nas últimas décadas do século XIX e primeiras do século XX, a Ribeira experimentou um relevante crescimento devido principalmente a instalação da Comissão de Obras do Porto (1892 a 1902), quando houve um aumento do povoamento dos bairros da Ribeira, Rocas, Areal, e Montagem. Várias casas foram construídas.

Em 1938, a Companhia Nacional de Construções Civas e Hidráulicas executou a construção do novo cais com 400 metros de extensão em vigas de concreto apoiadas sobre o enrocamento simples e tubulões cravados a ar comprimido.

Com o decorrer dos anos e a evolução da engenharia hidráulica, o engenheiro americano H. C. Ripley lançou novas teorias para assegurar a estabilidade dos canais de acesso, em função dos raios mínimos.

Com base nestas teorias de Ripley, foi elaborado um novo projeto de melhoramento do Porto de Natal. Neste projeto através da comparação de várias plantas dos levantamentos topo-hidrográficos realizados até então no Rio Potengi, verificou que os trechos retos “Canto do Mangue – Gamboa do Manimbu”; “Redinha – Baixinha” e do canal de acesso, tinham profundidades entre 5 e 6m. Nas curvas, as profundidades atingiam até 10m.

Aplicando então a Teoria de Ripley, foi localizado uma curva de 2.125 m de raio, afim de assegurar a estabilidade do canal de acesso. Foram ainda projetados os espigões 2A, 3A e 4A e prolongados até a curva os de números 5, 6, 7 e 8.

Constaram ainda neste trabalho indicações de melhoramento, os seguintes serviços:

1. Dragagem da Bacia de Evolução;
2. Construção de um espigão 1A na margem direita com a finalidade de remover o Banco das Velhas;
3. Derrocagem da Pedra da Limpa, a fim de permitir melhor a atracação dos navios petroleiros;
4. Derrocagem do trecho final do Picão;
5. Construção do Molhe do Picão em direção quase normal aos recifes a fim de evitar agitação na entrada da barra.

Decorreram ainda 13 anos da aprovação do projeto, para que se dessem inicio as obras. Desta data até o ano de 1982, outras intervenções ocorreram no estuário, principalmente a fim proporcionar uma melhoria no canal de acesso.

Para um melhor entendimento de todo este processo de construção e um melhoramento do Porto de Natal, descrevemos em ordem cronológica as intervenções ocorridas no período entre os anos de 1902 e 1982 (Tabela 26).

Tabela 26- Evolução das Obras no Estuário Potengi de 1902 a 1982.

ANO	INTERVENÇÕES
1902	Fixação de 12,5 hectares de dunas.
1902	Dragagem do canal de acesso próximo a embocadura.
1903	Derrocagem de um volume de 2.206m ³ da ilha da Baixinha.
1922	Dragagem defronte à ponte de atracação, numa extensão de 200m e volume de 59.754m ³ .
1923	Derrocagem parcial da ilha da Baixinha, que possibilitou maior abertura do canal de acesso na barra e melhores condições de manobra.
1927	Início da construção do Dique da Limpa.
1929	Finalização da construção do Dique da Limpa e construção dos espigões de nº 1 a 9.
	Com a construção dos espigões de nº 4 a 9, a margem esquerda foi erodida e os espigões ficaram solapados. Isto justificou o prolongamento e reforço dos espigões da margem esquerda.
1929	Espigões de nº 6 a 9, já prolongados. Grande parte da pedra colocada ficou soterrada devido à erosão.
1947	Construção do espigão defletor E1A. Esse espigão possui a tendência de formar um braço de mar em direção ao canal de acesso.
1949	Construção dos espigões defletores E2A, E3A e E4A .

1955	Dragagem do canal de acesso da barra, com volume de 49.840m ³ .
1956	Derrocagem de 25m da extremidade da Ponta do Picão para a cota 8,00m, com um volume de 23.185m ³ . Levantamentos mais recentes mostraram que a derrocagem não atingiu a cota 8,00m, ou então que não foram retirados os resíduos da detonação.
1956	Derrocagem da Pedra Limpa com um volume de 1500m ³ , o que gerou melhorias nas condições de manobra.
1956	Construção parcial do Molhe Defletor na extremidade da Ponta do Picão, com um volume de 4.633m ³ . Obra não concluída.
1956	Novo prolongamento do espigão nº 9 (+100), perfazendo um volume de 7.020m ³ , passando então a ser chamado de guia corrente da redinha. Esta obra provocou erosão entre o espigão 9 e a ilha da Baixinha.
1960	Alteamento e reforço do Dique da Limpa.
1963	Desvio do Rio Doce para o interior da Gamboa Manimbu, este desvio não causou nenhum efeito significativo ao comportamento hidráulico, pois o riacho (Rio Doce) tem seu leito de areia com contribuição de sólidos insignificantes.
1966	Dragagem do canal de acesso na projeção do Banco das Velhas, com um volume total de 362.017m ³ . O despejo foi realizado nas duas margens, com retorno do material. Ocasinou decréscimo do Banco das Velhas.
1967	Dragagem do canal de acesso e bacia de evolução (cota -8,00m), perfazendo um volume 553.688m ³ .
1968	Dragagem do canal de acesso e Base Naval, com um volume de 884.815m ³ . O despejo foi realizado nas margens, com retorno de material.
1971	Derrocagem de um trecho da Pedra da Baixinha, com um volume de 5.900m ³ , que proporcionou melhorias nas condições de acesso.
1972	Dragagem do canal de acesso na projeção do Banco das Velhas, com um volume de 210.420m ³ , o que ocasionou decréscimo no mesmo. O despejo foi realizado junto ao Guia Corrente da Redinha, do lado externo, com retorno de material.
1982	Derrocagem experimental com explosivos na entrada da barra (canal de acesso).

Após a análise das intervenções antrópicas ocorridas até então no Estuário Potengi, bem como as influências que essas exerceram sobre as configurações batimétricas da área e conseqüentemente nas condições de navegabilidade do Porto de Natal, foi verificado que as obras executadas não produziram os efeitos necessários, principalmente levando em

consideração as necessidades portuárias desta nova época e as previsões de uma crescente movimentação de carga.

Nesses estudos, foram coletados dados sistemáticos, sobre propagação da maré no estuário, os valores das correntes, temperatura e salinidade da água em diversas seções, as características principais das ondas incidentes no litoral adjacente, sondagens batimétricas e geológicas (Cunha, 1981). O estudo compreendeu ainda um modelo de fundo móvel, onde foram testadas diversas alternativas de obras, projetadas e dimensionadas com base e critérios teóricos e empíricos (O'Brien e Peter Brum, entre outros).

Com base nestes dados, foi elaborado pelo INPH, um novo projeto, denominado "Projeto de Regularização da Embocadura do Estuário Potengi, através da construção de obras fixas, dragagem e derrocagem – Natal - RN". O referido projeto apontava inicialmente duas alternativas para a regularização da desembocadura:

- **Alternativa 1**

Consistia na construção de dois guias correntes nas margens do estuário, no trecho compreendido entre a barra e a extremidade à montante do dique da Limpa. Esta obra possuía a finalidade de regularizar e limitar as áreas molhadas das seções transversais da embocadura, de modo que a área molhada da seção próxima à embocadura ficasse compatível com o volume do prisma de maré do estuário.

Segundo a relação de O'Brien, o valor ideal seria de uma área 60% menor que a área atual da seção SE-2, onde foram realizadas as medições.

A regularização do trecho do estuário, que compreende da barra até a seção SE-2 (no final do dique da Limpa), não foi possível de ser realizada com o valor determinado pela relação O'Brien, devido às dificuldades de acesso que este estreitamento iria causar.

Desta forma, a regularização seria realizada com dois guias correntes, convergentes em direção à barra. A seção mais estreita (S-3) ficou com 2.385 m², conforme mostra a Figura 56. Contudo, esta alternativa provocaria o desaparecimento das praias estuarinas da Redinha, que seriam enrocadas e, com isso, geraria um alto impacto ambiental, principalmente nas atividades de lazer e turismo em uma das praias mais tradicionais do Estado.

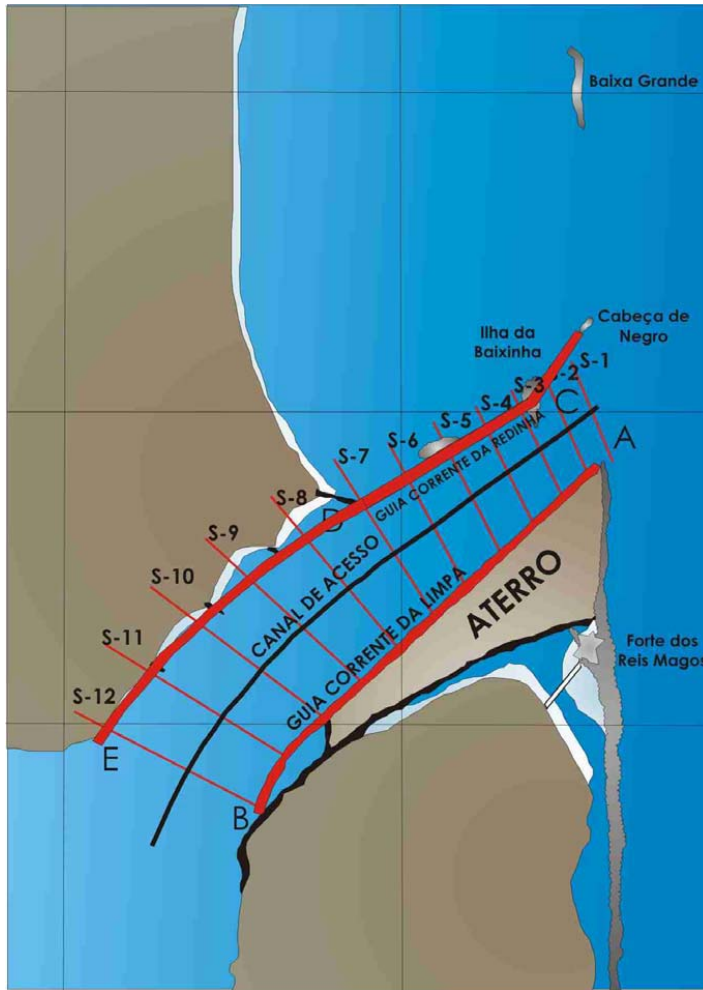


Figura 56 – Representação da Alternativa 1.

- **Alternativa 2**

Esta alternativa difere da primeira quanto ao trecho DE da margem esquerda onde atualmente existem os espigões E-5 ao E-9. Foi apresentada no caso de não ser aprovada a eliminação dos pequenos trechos de praia ali existentes.

Os espigões da margem esquerda foram responsáveis por erosões e assoreamentos, mostrando não ser uma obra com eficiência hidráulica. Portanto, foi concluído que a alternativa 2 (Figura 57), que inclui três espigões intermediários entre os espigões E-9/ E-8, E-8/E-7, E-7/ E-6, não era a melhor solução para este trecho.

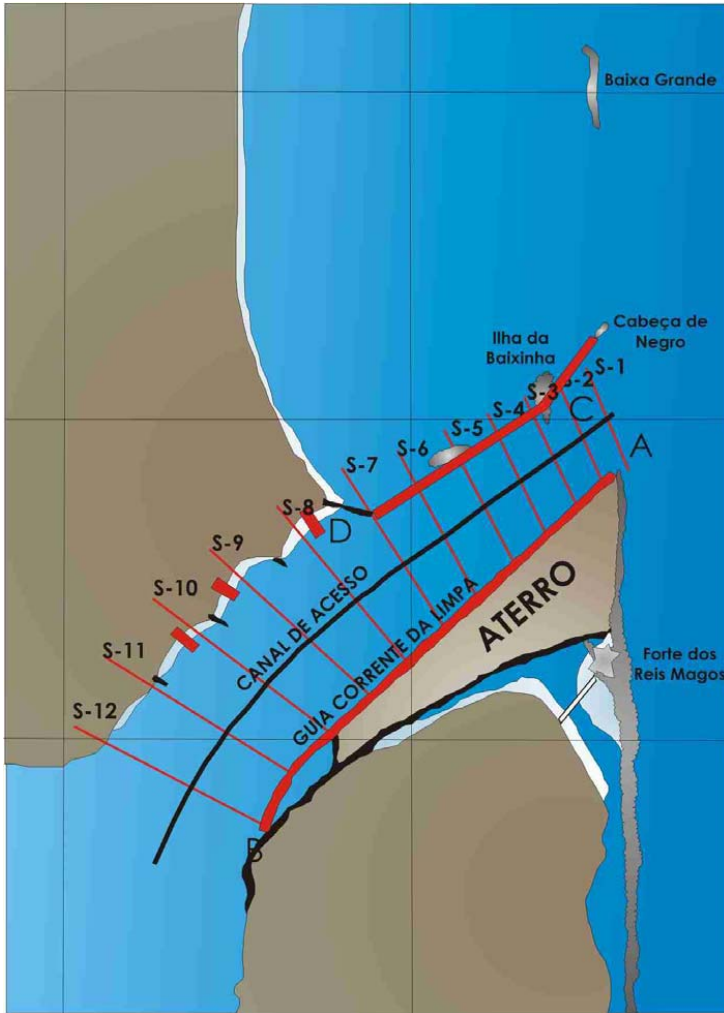


Figura 57 – Representação da Alternativa 2.

Após detalhados os estudos e análises de impactos ambientais, a Companhia Docas do Rio Grande do Norte optou por uma terceira alternativa, que segue abaixo.

- **Alternativa 3**

A alternativa 3 (Figura 58) contemplava a execução da derrocagem do batente rochoso na barra do estuário seguida da dragagem do canal de acesso. As etapas seguintes consistiam na construção do guia corrente da Redinha, no trecho CD e na construção do guia corrente da

Limpa (trecho AB), seguida do aterro desta região (Banco das Velhas). A construção do guia corrente entre a ilha da Baixinha e o arrecife Cabeça de Negro é uma etapa que deveria ser avaliada (quando a sua necessidade ou não) após a conclusão das intervenções anteriores.

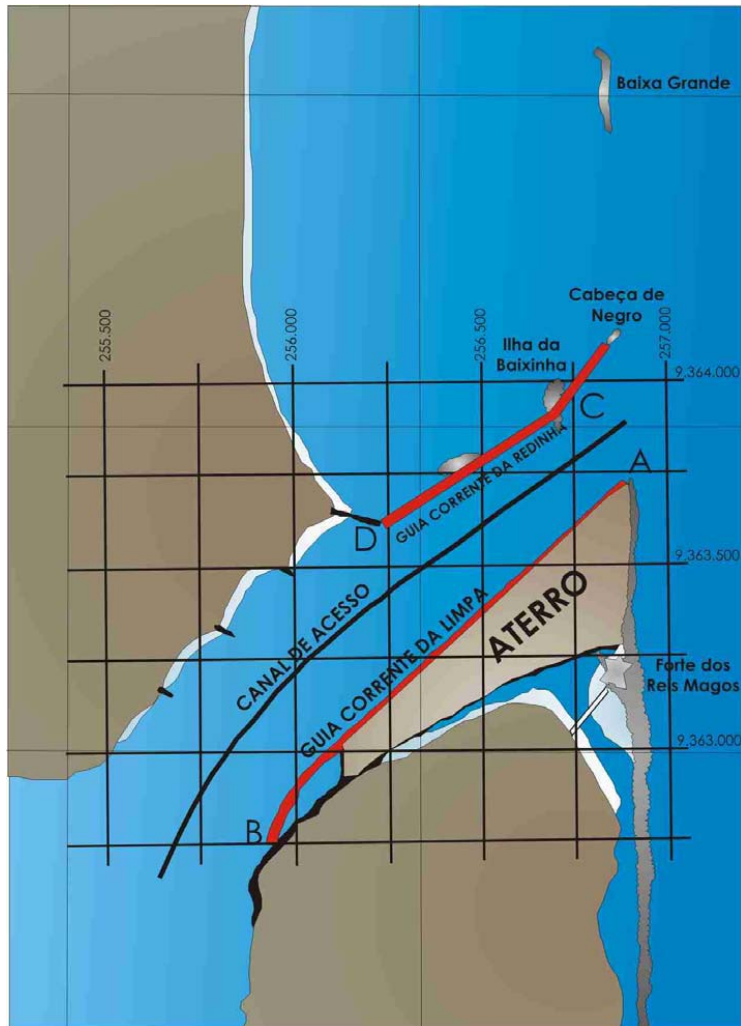


Figura 58 – Representação da Alternativa 3.

As alterações observadas referiam-se apenas as seções transversais das obras em enrocamento que haviam sido dimensionadas em função dos equipamentos e metodologia que seriam empregadas na construção e modificação na seqüência de execução.

Este estudo, por questões de dificuldades operacionais no caso da construção do Dique da Limpa, conseqüentes análises de custo-benefício e principalmente pelas alterações em uma área próxima a Fortaleza dos Reis Magos, ou seja, englobada no Patrimônio Histórico, novamente foi modificado pela Companhia Docas do Rio Grande do Norte – CODERN, (Figura 59).

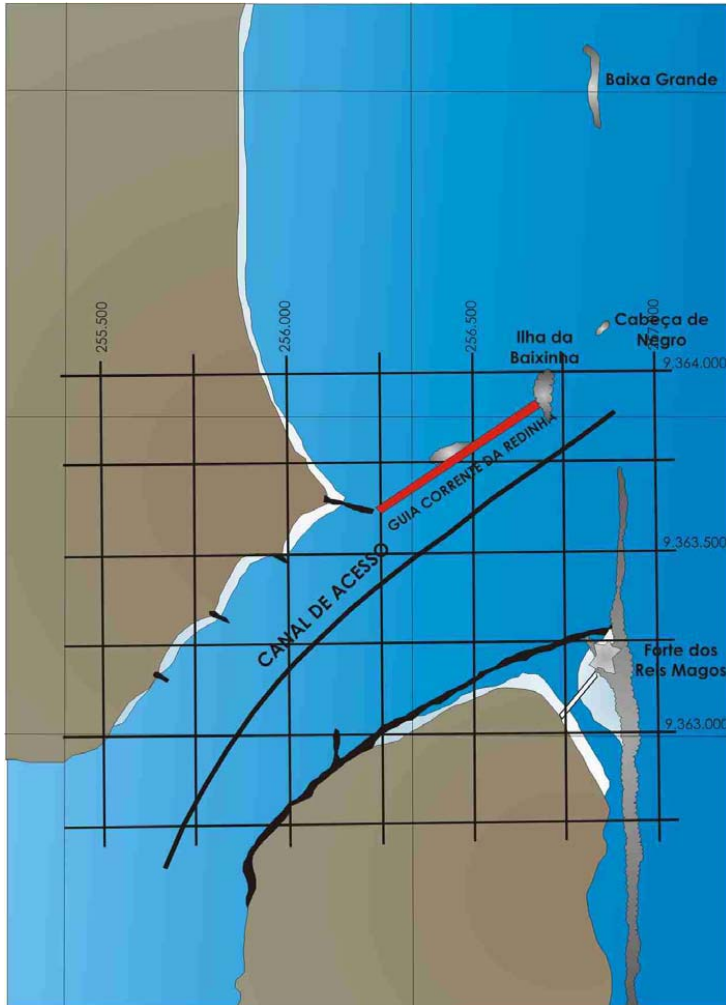


Figura 59 – Representação da Alternativa Final.

Então em 1997, teve início a execução do projeto, que constou das seguintes obras:

- 1997 – Derrocagem de 15.960,81 m³, na entrada da barra (canal de acesso).

- 1998/1999 – Dragagem do canal de acesso e da bacia de evolução do canal do Porto, com um volume de 1.824.533,40m³;
- 1998/1999 – Construção do Guia Corrente, com 750,0 m de pedra, perfazendo um volume de 119.041,47m³, até a Ilha da Baixinha.
- 2000/2001 – Construção de berço de 140,0 m de comprimento.

Após as obras de dragagem, derrocagem e construção/ampliação do Guia Corrente da Redinha, o canal de acesso passou a apresentar as seguintes condições de navegabilidade:

- Calado máximo recomendável de 10,0m;
- Largura de 100,0m;
- Bacia de Evolução: 250 x 400m;
- Amplitude máxima da maré de 2,80m;
- Velocidade média na vazante: sizígia 3,5 nós / quadratura 1,3 nós.

Porém, com o assoreamento, as profundidades baixaram progressivamente, atingindo em alguns locais, no ano de 2001, até 7,40m na Bacia de Evolução e no Canal de Acesso, exigindo uma dragagem de manutenção, de um volume total de 843.128,50 m³ de material, visando recuperar as condições de navegabilidade.

Estes serviços de dragagem serão repartidos em 223.238,10 m³ no canal de acesso; 559.377,30 m³ na Bacia de Evolução; e 60.513,10 m³ na faixa do cais até o futuro terminal de passageiros, ainda em fase de projeto.

Além disso, será realizada a derrocagem de dois (02) afloramentos rochosos existentes, próximos ao late Clube de Natal e a Ponta do Y (Espigão Defletor 1-A), totalizando um volume de 4.769,10 m³.

1.2 – Influência das Obras

1.2.1 – Dragagem

As dragagens realizadas no estuário Potengi ocorreram em resposta às necessidades de navegabilidade do canal de acesso ao Porto de Natal e também à Base Naval de Natal,

prejudicados pelo assoreamento.

O volume acumulado de dragagem, no período de 1902 a 2000, foi em torno de 3.975.000 m³ (Tabela 27).

Tabela 27 – Volume dragado no período de 1902 a 2000.

ANO	TRECHO	VOLUME m ³
1902	Canal de acesso próximo à embocadura	Desconhecido
1922	Bacia de evolução	59.754
1955	Canal de acesso (Barra)	48.840
1966	Canal de Acesso (na região do Banco das Velhas)	362.017
1967	Canal de Acesso e Bacia de Evolução	553.688
1968	Canal de Acesso e Bacia de Evolução	884.815
2000	Canal de Acesso	210.420

1.2.2 – Derrocagem

As obras de derrocagem foram realizadas na Ilha da Baixinha, da Pedra da Bicuda (denominada também de Pedra da Limpa) e da Ponta do Picão, com o objetivo de melhorar as condições de acesso ao Estuário.

A derrocagem parcial da Ilha da Baixinha e da Pedra da Bicuda proporcionaram maior calado e melhores condições de acesso, por obter um alinhamento retilíneo na entrada da Barra (Figura 60).

Contudo, a derrocagem da Ponta do Picão, na extremidade do Recife de Natal, não surtiu nenhum efeito, devido, em primeiro lugar, a derrocagem não ter atingido a cota desejada (-8 m) para atender às necessidades do Porto, como também não terem sido removidas as pedras detonadas.

Posteriormente, levantamentos geofísicos, sondagem do tipo “JET-PROBE” juntamente com testes de derrocagem experimental, realizados na região da embocadura, confirmaram a existência de um batente rochoso, submerso, constituído de arenito (beach-rock) pouco consolidado, situado no mesmo alinhamento do Recife de Natal. Provavelmente deve ser uma linha contínua de beach-rocks, com trechos emersos que formam a “Cabeça de Negro” e a “Baixa Grande”, e outros submersos, como a da Pedra da Bicuda, já derrocado parcialmente,

com a denominação de “Pedra da Limpa”, cuja a porção derrocada não foi suficiente para proporcionar condições favoráveis de calado na entrada do Estuário.

Estes levantamentos permitiram revelar que o recife submerso envolvia uma área significativa, conforme mostra a Figura 61 e que apresentava uma espessura variando de 0,3 m a 1,5 m em alguns locais, ou seja, uma camada de arenito sobre areia e em outros locais uma camada impenetrável ao JET-PROBE coberto por areia.

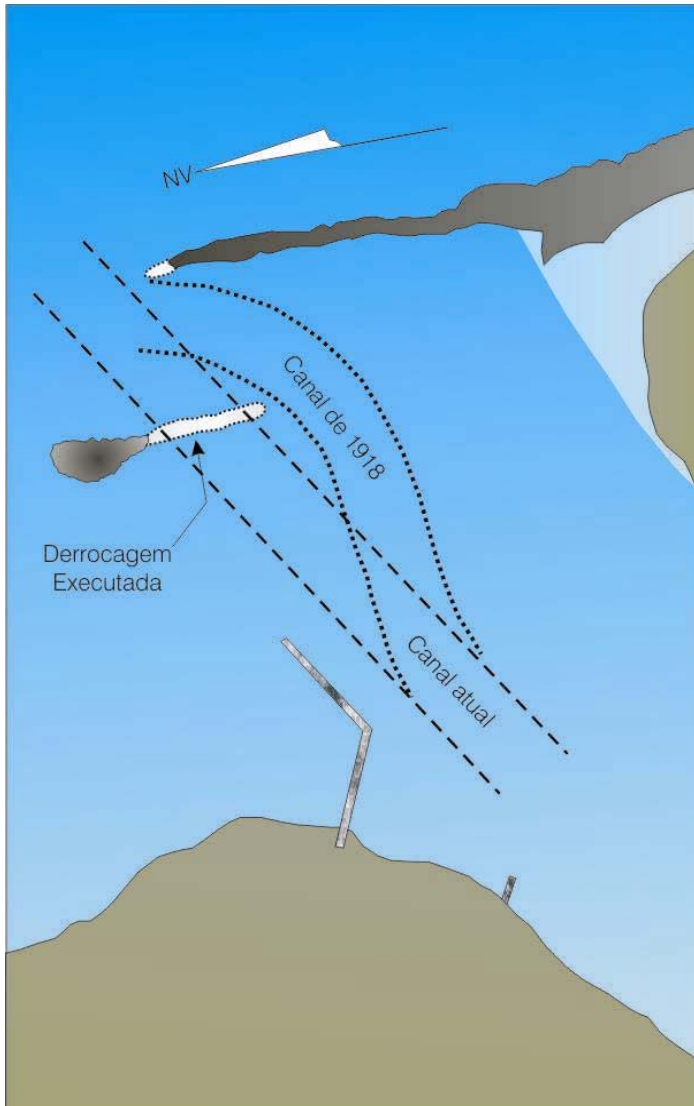


Figura 60 - Traçado do canal de acesso.

Outra interpretação obtida através dos perfis geofísicos é que parte do arenito identificado nestes levantamentos poderia ser produto das derrocagens anteriores ocorridas na extremidade da Ponta do Picão, Pedra da Limpa e Ilha da Baixinha, já que não existem registros sobre a remoção dos volumes derrocados em torno de 40.000 m³.

O resultado destes levantamentos, complementados com uma batimetria de detalhe, permitiu estimar o volume de material a ser derrocado na barra para atingir a cota de -10 metros, que atenderia as necessidades portuárias desta época.

Assim, foram derrocados 15.960,81 m³ de material arenítico, além de ser retirado 22.568 m³ de uma capa arenosa existente sobre o batente rochoso, que no total representam um rebaixamento de 60.000 m².

O material retirado foi lançado no mesmo local do bota fora do material dragado, ou seja, em um local à norte da desembocadura.

Além de obter a cota de -10 metros, esta derrocagem permitiu melhorar a navegabilidade da entrada da barra, corrigindo a sinuosidade do canal.

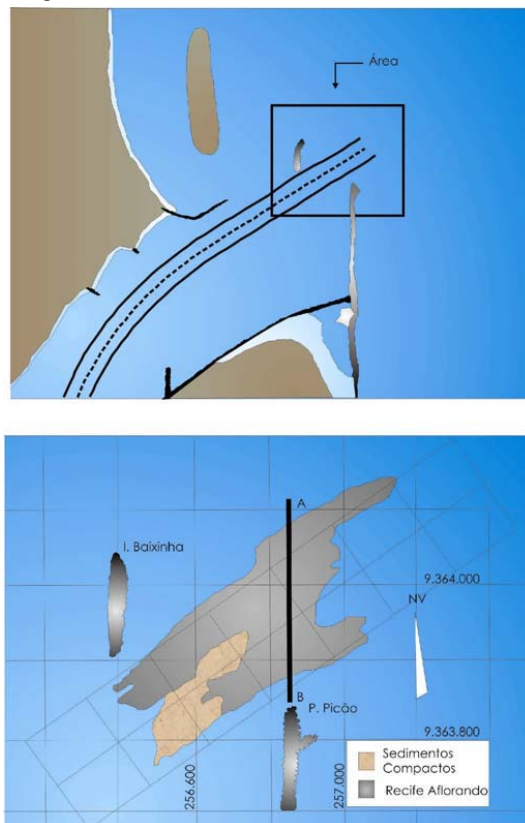


Figura 61 - Recife submerso da entrada do Estuário Potengi.

As Figuras 62 e 63 representam os perfis das extremidades e do eixo do canal na área constituída por arenito, mostrando a existência de profundidades menores a montante do que a jusante do batente rochoso. Portanto, confirma-se que este recife submerso atua como uma barreira na retenção do material estuarino transportado pelo fundo.

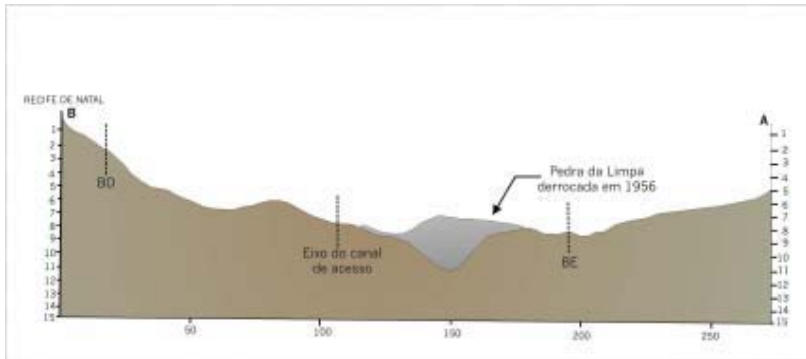


Figura 62 - Perfil da porção submersa do recife de Natal.

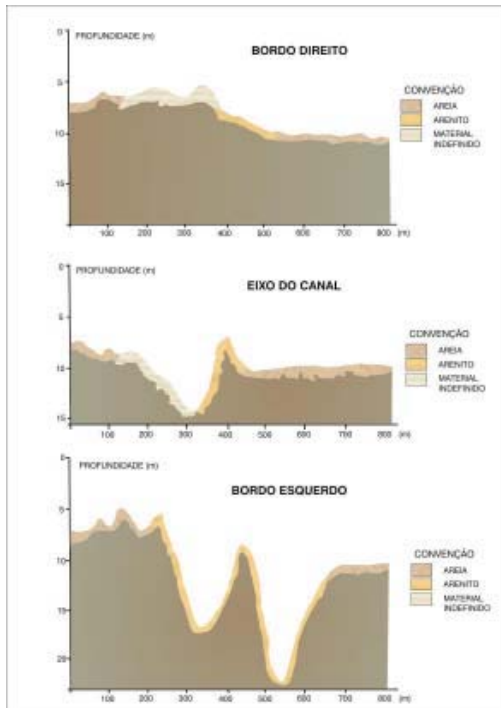


Figura 63 - Perfis da entrada do estuário.

1.2.3 – Enrocamento

Entre os anos de 1927 e 1929, foram construídos nove (09) espigões, denominados de E1 a E9. Em 1947, foi construído o espigão defletor E – 1A. Em 1956, o espigão E-9, que já havia sido ampliado em 1929, foi novamente prolongado, passando a ser chamado de Guia Corrente da Redinha.

O objetivo dessas obras era o de conter e eliminar parcialmente o Banco das Velhas, aumentar e direcionar as correntes do canal de acesso com o intuito de manter as profundidades compatíveis com os calados do tráfego portuário.

Contudo, apesar do Banco das Velhas ter diminuído de volume, o canal de acesso continuou a permanecer freqüentemente assoreado.

Os espigões construídos na margem esquerda provocaram erosão com a destruição de ruas, muros e moradias, principalmente junto ao enraizamento destes enrocamentos, cujos trechos não haviam sido atacados antes pelas correntes e ondulações.

O Dique da Limpa obstruiu definitivamente o canal do Esteiro, como também impediu o deslocamento das areia eólicas oriundas das dunas da Praia do Forte, devendo-se destacar o papel fundamental da fixação destes campos de dunas, realizado anteriormente no início do século.

A construção deste guia corrente da Limpa, isolou a praia do mesmo nome e, por seu enrocamento ter pontos permeáveis, permite a penetração das águas estuarinas e com isso a disseminação de sementes de espécies de mangues que iriam colonizar a antiga praia da Limpa, formando um manguezal.

Esta formação vegetal, denominada de mangues intrusos, atualmente se expandiu em direção ao antigo Canal do Esteiro.

Uma análise da influência das obras na evolução do estuário demonstra que tanto o Guia Corrente do Limpa, como o da Redinha não atingiram os objetivos propostos, ou seja, não proporcionaram um aumento de profundidade no canal de acesso e isto se deve ao fato que estas obras não induziram o pretendido aumento das velocidades das correntes de marés na vazante e com isso não criaram condições favoráveis à expulsão do material que supostamente entra durante a maré enchente, por efeitos simultâneos de correntes de maré, do transporte litorâneo e da ondulação.

Da mesma forma, a construção dos espigões E-5 ao E-9, que também tinham o objetivo

de conduzir as correntes em direção ao Banco das Velhas na tentativa de eliminá-lo, não obteve resultados satisfatórios e ainda contribuiu ao assoreamento do canal de acesso, devido ao material oriundo da erosão junto aos seus enraizamentos.

O prolongamento do guia corrente do E-9 em 1956, passando a ser denominado de Guia Corrente da Redinha, proporcionou a erosão entre este enrocamento e a Ilha da Baixinha (Canal Norte), favorecendo o trânsito de material entre a Redinha e o Estuário do Potengi (Figura 64).



Figura 64 - Localização das obras fixas implantadas no Estuário Potengi - Natal/RN.

Em relação às ondas, estudos de modelo reduzido demonstraram que ao passar dos recifes da embocadura, sofriam difração, e ao encontrar zonas tranqüilas e de pouca profundidade junto ao Dique da Limpa, favoreciam a deposição de sedimentos (Figura 65).

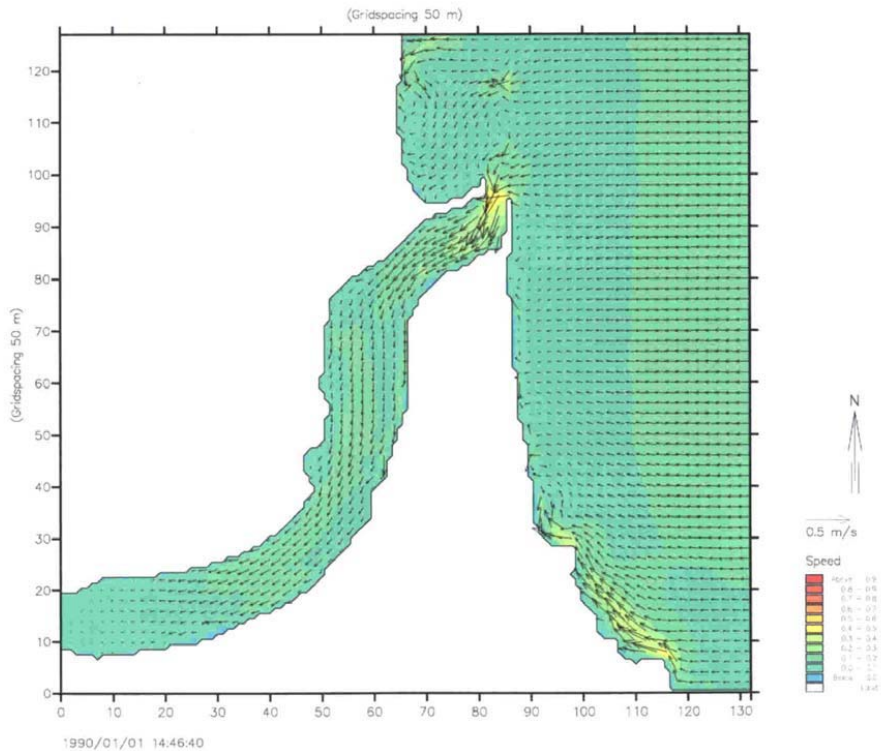


Figura 65 - Modelamento das ondas que sofrem o processo difração ao passar pelos recifes da embocadura (Diagrama Mike 21).

2 – ANÁLISE DA EVOLUÇÃO DO ESTUÁRIO

2.1 – Modificações Morfológicas

A morfologia de um estuário é resultante da configuração de processos morfológicos e hidrodinâmicos, com destaque ao transporte de sedimentos. Soma-se a isto, as interferências humanas na forma de obras portuárias, barragens e urbanizações.

A evolução de um corpo estuarino é observada através de alterações nas características geométricas, tanto em planta como em perfil.

De acordo com Mota (1980) in Cunha (1985), um estuário pode apresentar no seu processo evolutivo, variações de largura, profundidade, declividade e ainda na forma dos meandros.

No caso do Estuário Potengi, a variação no seu contorno é representada no período de 1867 até a atualidade, pela variação de dimensões, deslocamentos e até desaparecimentos de bancos, canais e ilhas arenosas, como também pelo traçado dos canais de maré, denominados de gamboas.

2.1.1 - Evolução da Forma em Planta e Perfil

Para esta análise da evolução do Estuário do Rio Potengi, inicialmente tomou-se como base as cartas digitalizadas de referência B02-TH-01-1905, na escala de 1:5000, sendo a área de estudo dividida em três partes - S1, S2 e S3, a fim de facilitar a identificação das modificações durante o tempo do estuário, ou seja:

- S1.** Área correspondente ao trecho que vai da Ponte de Igapó até depois do Porto de Natal, focando as duas margens do Rio Potengi.
- S2.** Área que enfoca os dois grandes braços - Gamboa Jaguaribe e Manimbú, e vai até a foz. Só envolve a margem esquerda do Rio, no sentido a jusante.
- S3.** Área oposta a S2, enfoca desde o Porto de Natal até a foz, onde estão contidos o Forte dos Reis Magos, parte dos recifes e o Dique da Limpa.

Foram ainda locados 5 perfis distribuídos de forma a monitorar a evolução do Rio Potengi nos aspectos de erosão, assoreamento ou nível d'água, assim localizados:

Perfil 1 (P1) - Entre a Ponte e o Porto de Natal

Perfil 2 (P2) - Em frente ao Porto de Natal

Perfil 3 (P3) - Entre o Porto e a Foz.

Perfil 4 (P4) - Entre P2 e P3, antes da Gamboa Jaguaribe.

Perfil 5 (P5) - Foz do Rio Potengi

Esta avaliação teve um objetivo mais qualitativo, com intuito de visualizar as possíveis modificações em planta e perfil, em uma área mais ampla do estuário, no período de 1905 e 1977. Posteriormente, foi realizada uma comparação batimétrica mais apurada. A Figura 66 mostra a localização das seções e dos perfis estudados, enquanto a Figura 67 mostra um perfil esquemático com as variações em planta e perfil ao longo do período estudado.

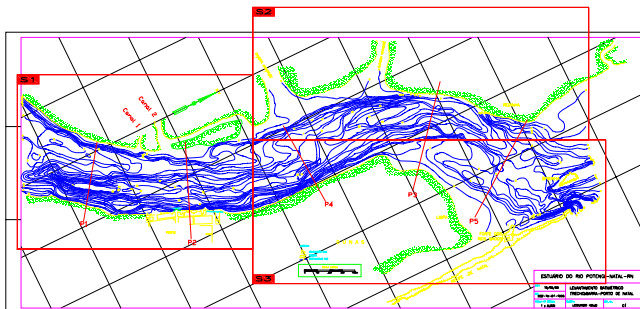


Figura 66 - Seções e Perfis definidos para o levantamento do estudo.



Figura 67 - Perfil Esquemático.

A comparação de levantamentos batimétricos de 1905 a 1999, no trecho compreendido entre a Barra até a Ponte de Igapó, demonstrou que o Estuário teve suas larguras sensivelmente aumentadas entre a Ponte de Igapó e a Base Naval, enquanto as profundidades diminuíram.

No trecho da Base Naval até a Barra, o contorno foi mantido praticamente o mesmo, somente com pequenas alterações nas regiões das Gamboas Manimbu e Jaguaribe. Inclusive, deve destacar-se a migração da desembocadura das gamboas, suas variações de largura e o fechamento da Gamboa Manimbu, no período de 1947 a 1949, quando a mesma retoma o contato com o corpo principal do Estuário Potengi.

Para entender a evolução em perfil, foram traçadas cinco (05) seções transversais ao longo do estuário (Figura 68), cuja comparação entre os levantamentos batimétricos dos anos de 1905 a 1999, denotam uma predominância do assoreamento sobre a erosão, principalmente no trecho próximo a desembocadura. Contudo, no período de 1977 a 1999, existe uma predominância de erosão em todos os perfis, principalmente no trecho situado mais próximo à desembocadura.

Nesta comparação de perfis, procurou-se através de uma expressão qualitativa da descrição dos perfis se entender a evolução do Estuário Potengi, sendo este processamento realizado a partir dos modelos de superfície batimétricas das plantas dos Levantamentos Batimétricos do Trecho Barra - Porto de Natal, da COMPANHIA DOCAS DO ESTADO DO RIO GRANDE DO NORTE - CODERN, dos anos de 1905, 1918, 1925, 1929, 1941, 1947, 1949, 1977 e 1999, na escala de 1:5000, (apresentadas no Capítulo IV no item 2.1.2. Comparação de Cartas Batimétricas).

Os perfis foram locados de forma que aproveitasse ao máximo a sobreposição das informações dos nove *grides*. O início e o final dos perfis devem ser desconsiderados ou interpretados como distorcidos pelo efeito de borda dos *grides*.

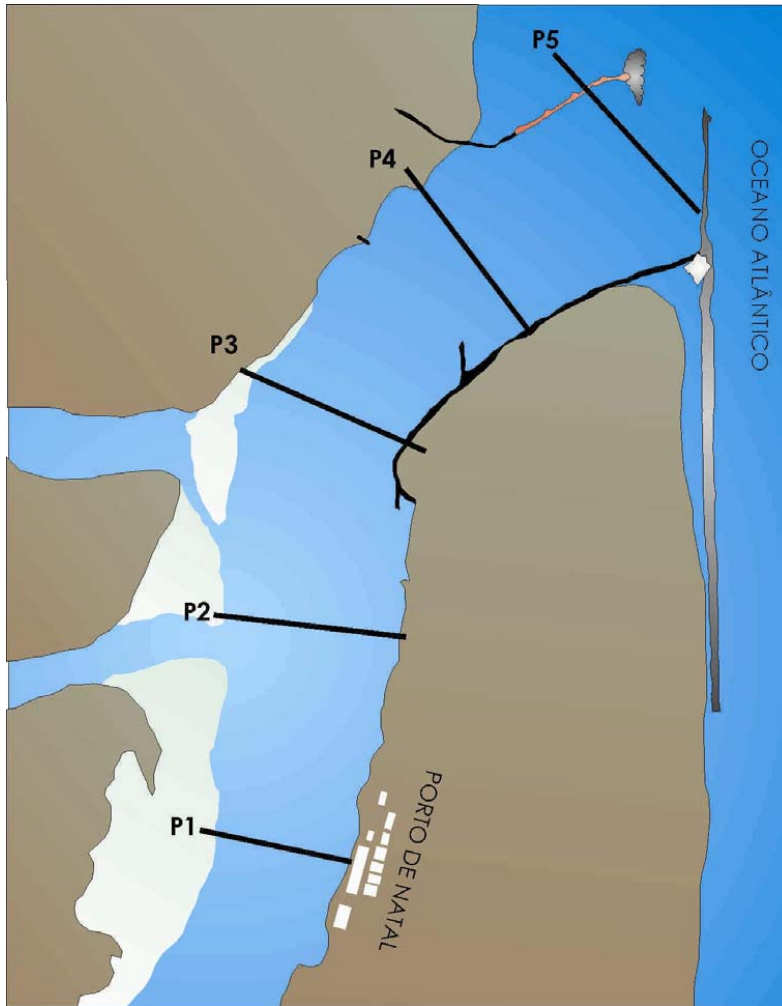


Figura 68 - Localização dos perfis.

É necessário ressaltar que nesta análise da evolução morfológica do Estuário Potengi, foi realizado o tratamento na forma dos perfis de maneira bastante simplificada, sem levar em conta as taxas volumétricas ou outros tipos de quantificações, já realizadas no item de Comparação Batimétrica (Figuras 69 a 78).

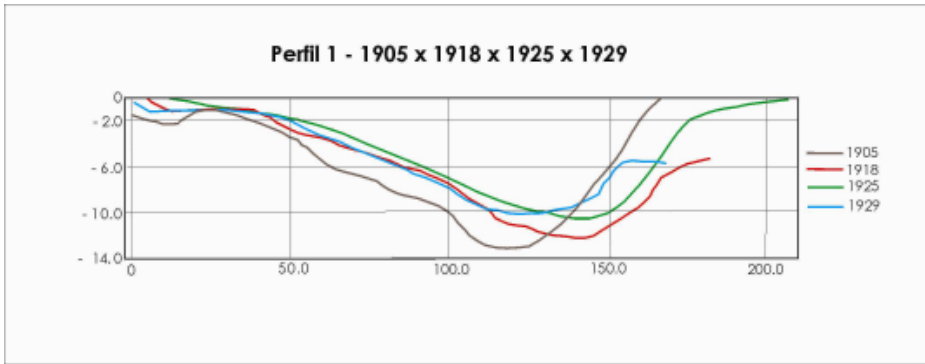


Figura 69 - Variação do Perfil 1 (1905 - 1929).

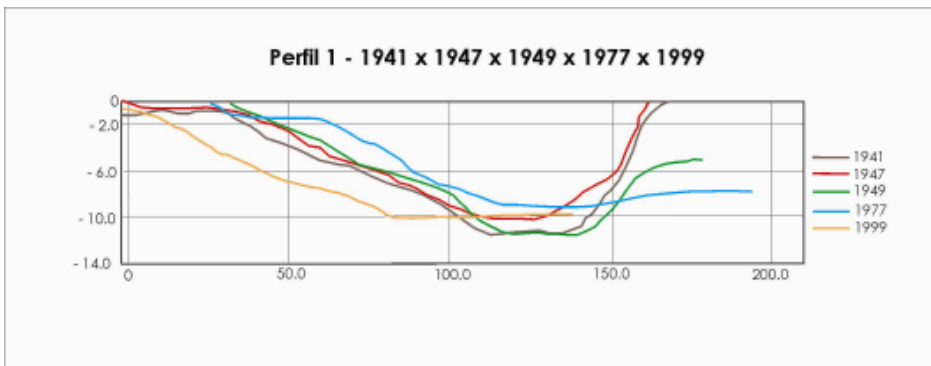


Figura 70 - Variação do Perfil 1 (1941 - 1999).

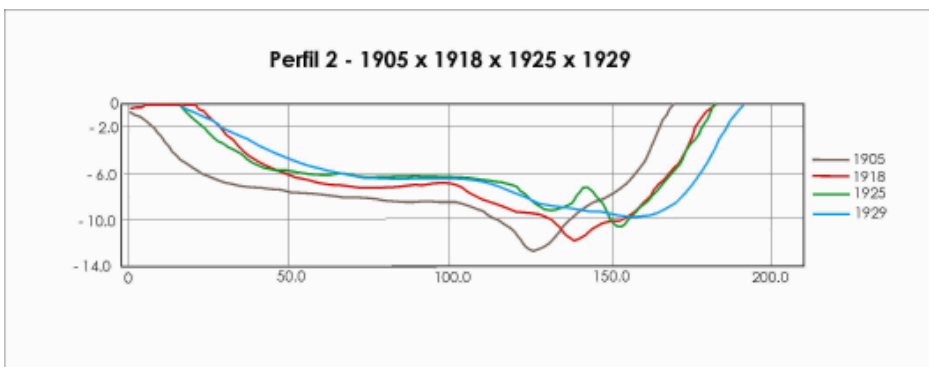


Figura 71 - Variação do Perfil 2 (1905 - 1929).

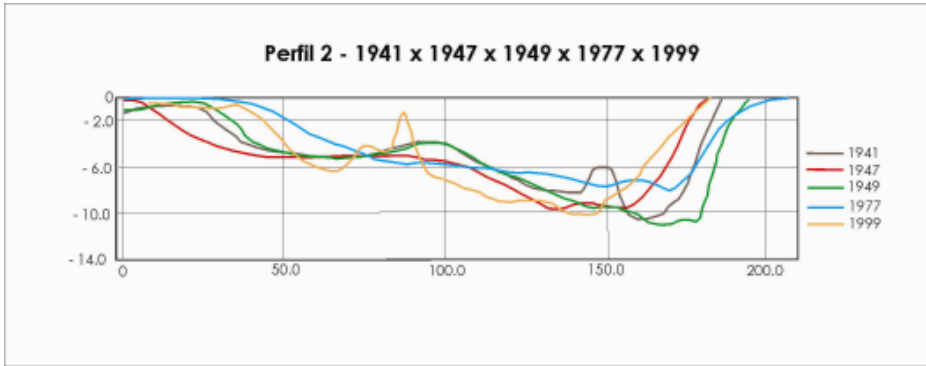


Figura 72 - Variação do Perfil 2 (1941 - 1999).

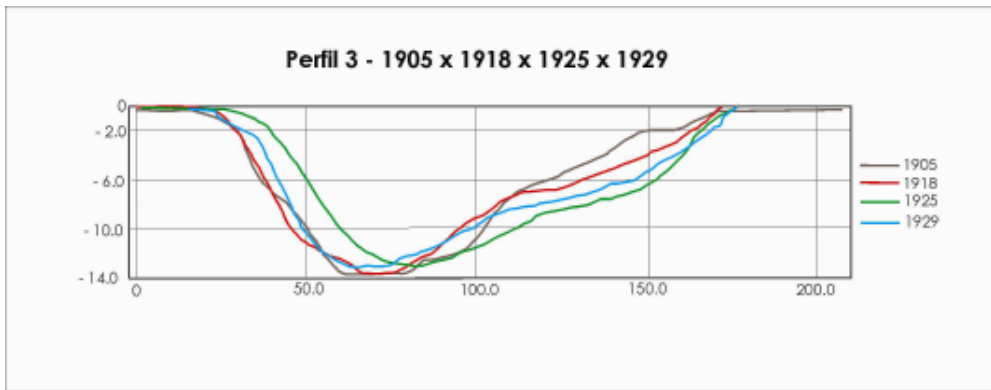


Figura 73 - Variação do Perfil 3 (1905 - 1929)

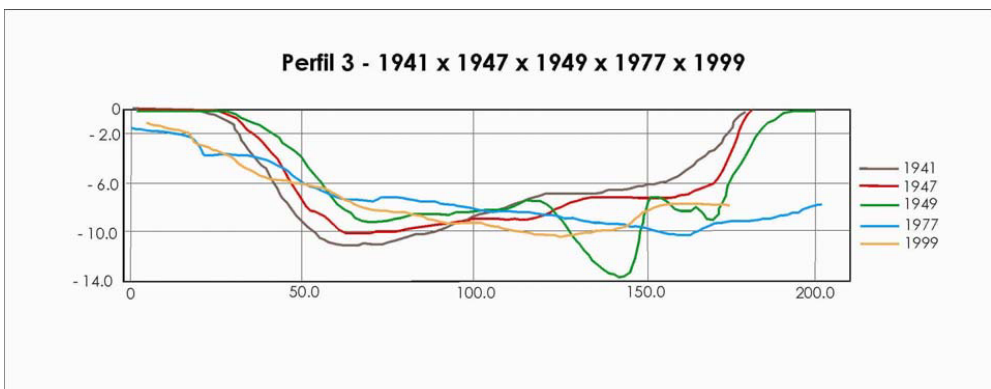


Figura 74 - Variação do Perfil 3 (1941 - 1999).

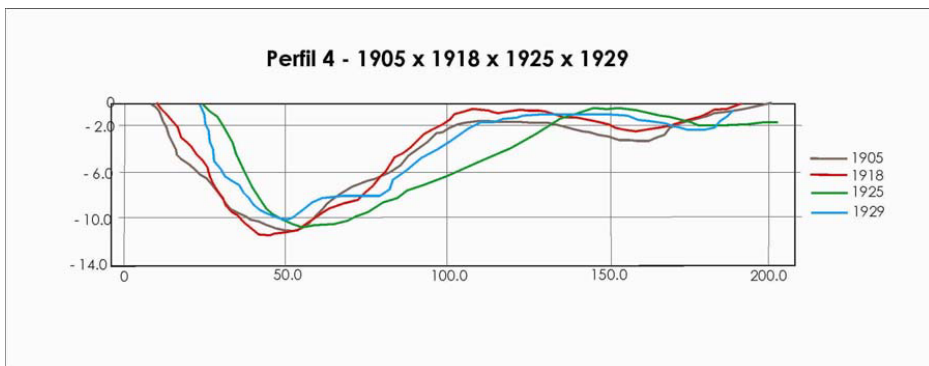


Figura 75 - Variação do Perfil 4 (1905 - 1929).

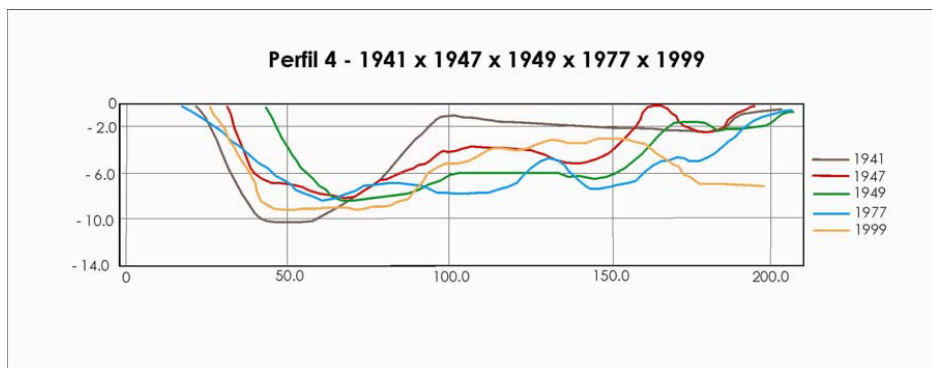


Figura 76 - Variação do Perfil 4 (1941 - 1999).

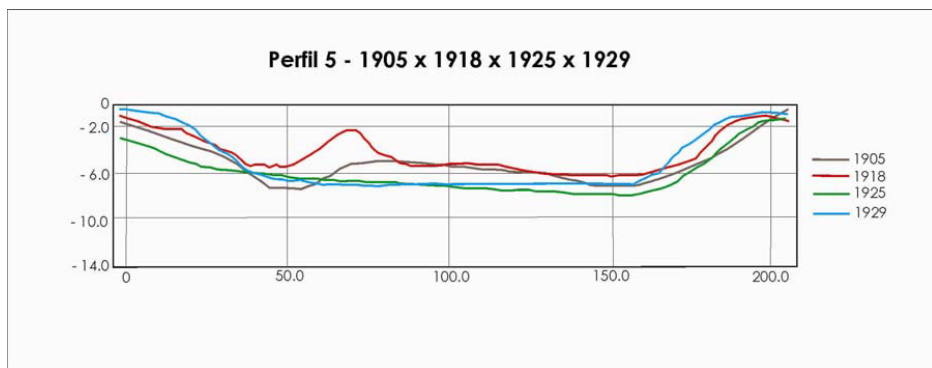


Figura 77 - Variação do Perfil 5 (1905 - 1929).

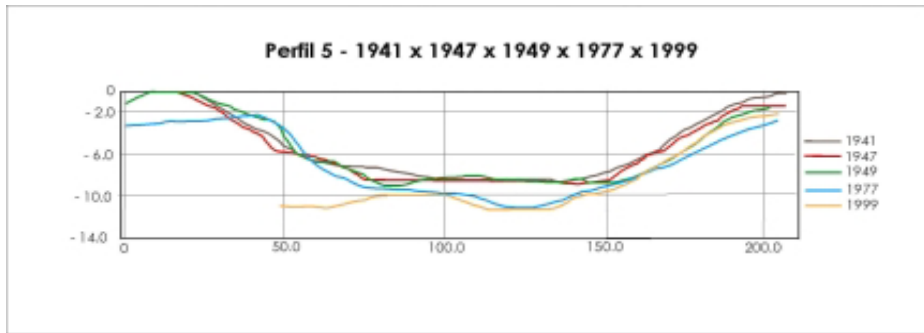


Figura 78 - Variação do Perfil 5 (1941 - 1999).

- Perfil 1 – Corresponde ao Porto de Natal

Durante os anos estudados, registrou-se uma maior profundidade em 1905, da ordem de 13.2m na parte mais profunda do canal. Ao longo dos anos, ocorreram alterações médias de profundidade em torno de 2 a 3m. Na conclusão dos estudos, no ano de 1999, verificou-se uma profundidade de 10.1m, apesar de, naquele ano, o canal se encontrar mais largo que nos anos anteriores analisados.

O canal apresenta um comportamento peculiar neste perfil, com um deslocamento na direção do Porto de Natal (direção leste), mas a partir de 1929, a morfologia toma, de um modo geral, a mesma forma, migrando o canal na direção contrária ao do início. Esta é uma área susceptível a grandes modificações, como as dragagens.

- Perfil 2 – Localizado entre a Rampa e o Início do Dique da Limpa. (Próximo ao canto do Mangue - Cais dos Pescadores).

A evolução desta seção transversal mostra em sua forma, a primeira vista, dois canais, um mais profundo (canal principal), próximo à margem direita (leste) com maior profundidade (12.8m), em 1905; e outro canal mais raso (a oeste), que só começa a se formar em 1918. Esta área apresenta uma grande variação, assoreamento e formação de uma “croá” delimitando dois canais. Tem também a migração do talude, a leste do perfil principal, na ordem de 25m. Em 1905, ele começa a ser erodido e, em 1949, alcança uma maior variação de distância com relação ao primeiro e assoreia aproximando-se 10 a 15 m em relação ao primeiro perfil (1905).

- Perfil 3 – Próximo às bóias de localização BL-9 e BL-6 antes do Dique do Y

Este perfil mostra o deslocamento do canal principal para a esquerda (oeste), modificação esta em função do fluxo principal das correntes.

Esta região foi sujeita a grandes intervenções humanas em 1905 pois ainda não havia sido construído nenhum tipo de estrutura contra processos erosivos. Só depois de 1925 é que começam a aparecer uma série de espigões na margem esquerda e o Dique da Limpa, na margem direita. Estas estruturas foram responsáveis por uma grande modificação na morfologia do Rio Potengi, sobretudo nesta determinada seção, que é bastante suscetível aos processos erosivos.

- Perfil 4 – Depois do Dique do Y (já tendendo para norte/sul)

O canal principal está à margem esquerda (Redinha) do Rio Potengi, e até 1929 a morfologia apresenta formas regulares com variações de assoreamento e erosão localizados e regidos, talvez, somente pela dinâmica do Rio. Após este ano, o lado direito do perfil (leste do perfil) se perde em tantas variações. Em 1949, o canal é estreitado em forma de U. Em 1977, chega a formar, em todo trecho do perfil, um único canal com bancos de no máximo 2m de altura. Em 1999, o perfil toma de novo as formas iniciais, com algumas observações, sendo uma delas o fundo do canal principal retangular, o que sugere uma dragagem, e seu final procede de maneira a afundar e talvez subir junto à parede do Dique da Limpa.

- Perfil 5 – Próximo à desembocadura do Rio Potengi

Local de grande dinâmica. Perfis em forma de U com profundidades em torno de 6m. Aparecimentos e desaparecimentos de pequenos bancos (serrilhamento dos perfis). Em 1999, o perfil se restabelece de forma bem regular e profundo. Em 1905, a profundidade máxima é de 7.2m e em 1999, a profundidade máxima é de 8.1m, variando nos anos estudados de 2 a 3 metros.

2.1.2 – Evolução do Banco das Velhas

Todos os relatos históricos existentes sobre a região de Natal coincidem na existência de um campo de dunas nas proximidades da desembocadura do Estuário Potengi, em cujo arrecife, o da entrada da barra, havia sido construído a Fortaleza dos Reis Magos.

Destaca-se nestes relatos, o do Conde Maurício de Nassau, o então Governador do Brasil Holandês. Sobre sua paisagem pela área, no final de 1636, Nassau escreveu:

“...o Castelo Keullen do Rio Grande (denominação holandesa para Fortaleza dos Reis Magos), situado sobre o arrecife de pedra da entrada da barra. Construído de pedra de cantaria, é mui elevado e tem mui grossas e fortes muralhas..Este forte está sujeito às altas dunas que lhe ficam a um tiro de arcabuz, e são tão elevadas que delas se pode ver pelas canhoneiras o terraplano, e daí fuzilar os do castelo, que se dirigem para as muralhas. Quando nós os cercamos, assentamos nossa artilharia sobre as dunas e fizemos um fogo que tal ninguém podia permanecer nas muralhas.”(Galvão, Hélio, 1982)

Além disto, diversas gravuras, mapas e plantas do século XVII, XVIII e XIX, retratam e citam a existência de dunas que, invadiam ao rio nas áreas próximas ao Forte dos Reis Magos.

O primeiro estudo de natureza geológica propriamente dita desenvolvido na região foi a publicação de um trabalho intitulado *“The Stone Reef of the Rio Grande do Norte, Brazil”*. Nesta oportunidade, além de estudarem de forma detalhada os arenitos de praias, também foi registrado a importância do transporte de material eólico no assoreamento do Estuário Potengi. Vale salientar ainda, que sobre o mesmo tema, Golijath (1638) e MacGrave (1643) já evidenciavam a influência da evolução das dunas na modificação e obstrução da desembocadura da laguna de Guaraíras, no litoral ao sul de Natal.

Nesta mesma época, foram realizados levantamentos batimétricos do Estuário Potengi, já citados, como a Carta do Almirantado Britânico (data desconhecida), e o *Plau de L'entrée de la Rivière Rio Grande do Norte (Brésil) – Dépat des Cartes et Plans de la Marine* – França de 1867, onde podem ser observados a relevância desta feição junto à margem direita do estuário Potengi.

Este Banco das Velhas até final do século XIX, de acordo com as informações disponíveis, se encontrava em um estado natural, vindo a sofrer uma diminuição de volume, registrada na

comparação entre as plantas batimétricas de 1867 e de 1905, possivelmente causadas pela diminuição da alimentação eólica, tendo em vista a fixação do campo de dunas que, segundo os registros históricos, foi realizado em uma área de 12,5 hectares. Isto, nos últimos anos do século XIX, início do século XX, e ainda uma dragagem ocorrida no ano de 1902. Entre os anos de 1905 e 1918, de acordo com a comparação batimétrica, ocorreu um aumento de volume compatível com as taxas de sedimentação anual do estuário (Tabela 28).

Tabela 28 – Variação Volumétrica do Banco das Velhas.

Anos	Volume de Água (m³)	Variação volumétrica (m³)	Taxa de sedimentação (m³/ano)	Demanda de Sedimentos	Relações
1905	4271376,90	-		-	
1918	4037548,34	233828,6	17986,8		
1925	4069672,62	-32124,3	-4589,2		De 1925 para 1929 o enrocamento do Dique do Limpa
1929	3520338,94	549333,7	137333,4		
1941	3815696,29	-295357,3	-24613,1		
1947	3811359,76	4336,5	722,8		possível dragagem, ou processo natural de evolução do estuário
1949	4422414,86	-611055,1	-305527,5		
1977	4525999,47	-103584,6	-3699,5		
1999	4609348,50	-83349,0	-3788,6		

AGRADAÇÃO DE SEDIMENTOS

EROSÃO DE SEDIMENTOS

No ano de 1925, contudo já se observa uma pequena diminuição do volume, o que parece estar associado a dragagens ocorridas em 1922.

A partir de 1927, foi iniciada a construção do Dique da Limpa, concluída em 1929. Este dique além de servir como uma barreira física às areias do transporte eólico, fechou o Canal do Esteiro, que conectava o estuário as praias do sul (Forte e do Meio), servindo como uma

desembocadura auxiliar. Considerando as intervenções humanas, uma análise evolutiva do Banco das Velhas poderá ser dividida em 4 etapas:

1ª Etapa – Até o final do século XIX – início do século XX, onde as únicas informações de intervenção são as citações sobre a fixação do campo de dunas adjacente, impossibilitando uma melhor avaliação do comportamento desta feição

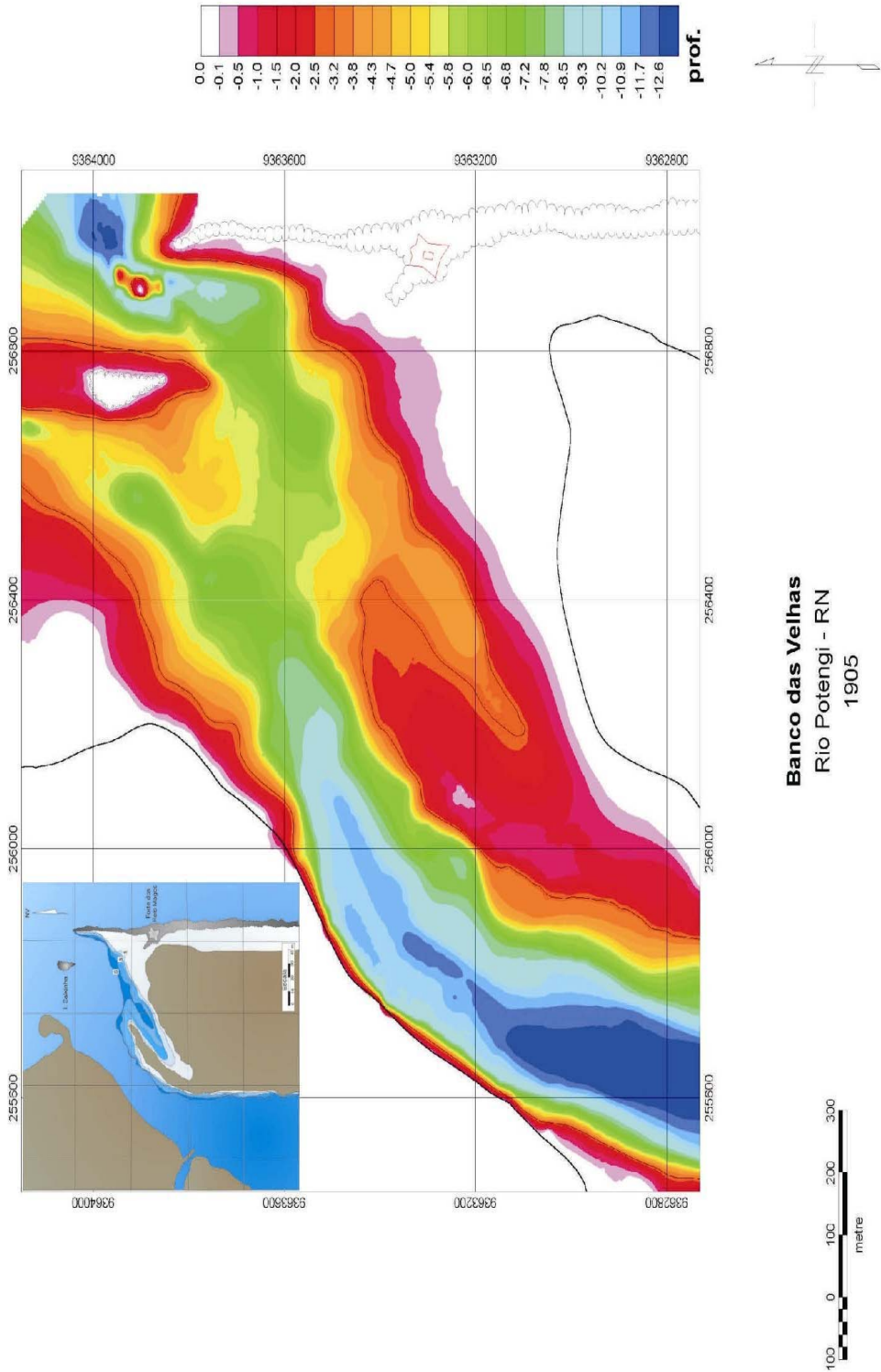
2ª Etapa – de 1905 a 1927, ou seja, anterior ao início da construção do Dique da Limpa, época que efetivamente existem registros.

3ª Etapa – Posterior à construção do Dique da Limpa e anterior a construção do Espigão Defletor E – 1A, ou seja, correspondendo ao período de 1929 a 1947.

4ª Etapa – Posterior à construção do espigão E – 1A, ou seja, entre o período de 1947 a 1999.

Na 1ª etapa de comparação, não existe disponibilidade de informações suficientemente confiáveis para se avaliar mais significativamente. Apenas o registro de fixação de dunas e de que teria ocorrido uma dragagem próximo a desembocadura, porém sem registro dos volumes extraídos. Mesmo assim, em uma comparação qualitativa entre as cartas de 1867 e 1905, se observa uma pequena diminuição do volume do banco.

Na 2ª Etapa: As comparações realizadas com os levantamentos de 1905, 1921 e 1925, revelam pequenas alterações em sua configuração, enquanto o volume pouco variou, havendo tendência de assoreamento no período total. Em relação à dragagem neste período, existe apenas registro de uma dragagem no ano de 1922, na região do cais de atracação, situado a montante desta feição. Vale salientar, que para efeito de comparação volumétrica, através do processamento com os programas *Surfer 6.01* da *Golden Software* e *Oásis Montaj* da *Geosoft*, preferiu-se restringir a comparação aos anos de 1905 - 1918 – 1925 – 1929 – 1941 – 1947 – 1977 – 1999 (Figuras 79 a 87). Os outros levantamentos, ou seja, dos anos de 1921 – 1931 – 1936- 1939 – 1954 – 1960, foram realizados apenas comparações qualitativas complementares para uma melhor compreensão da configuração morfológica do Banco das Velhas (Figuras 88 e 89).



Banco das Velhas
Rio Potengi - RN
1905

Figura 79 - Banco das Velhas 1905

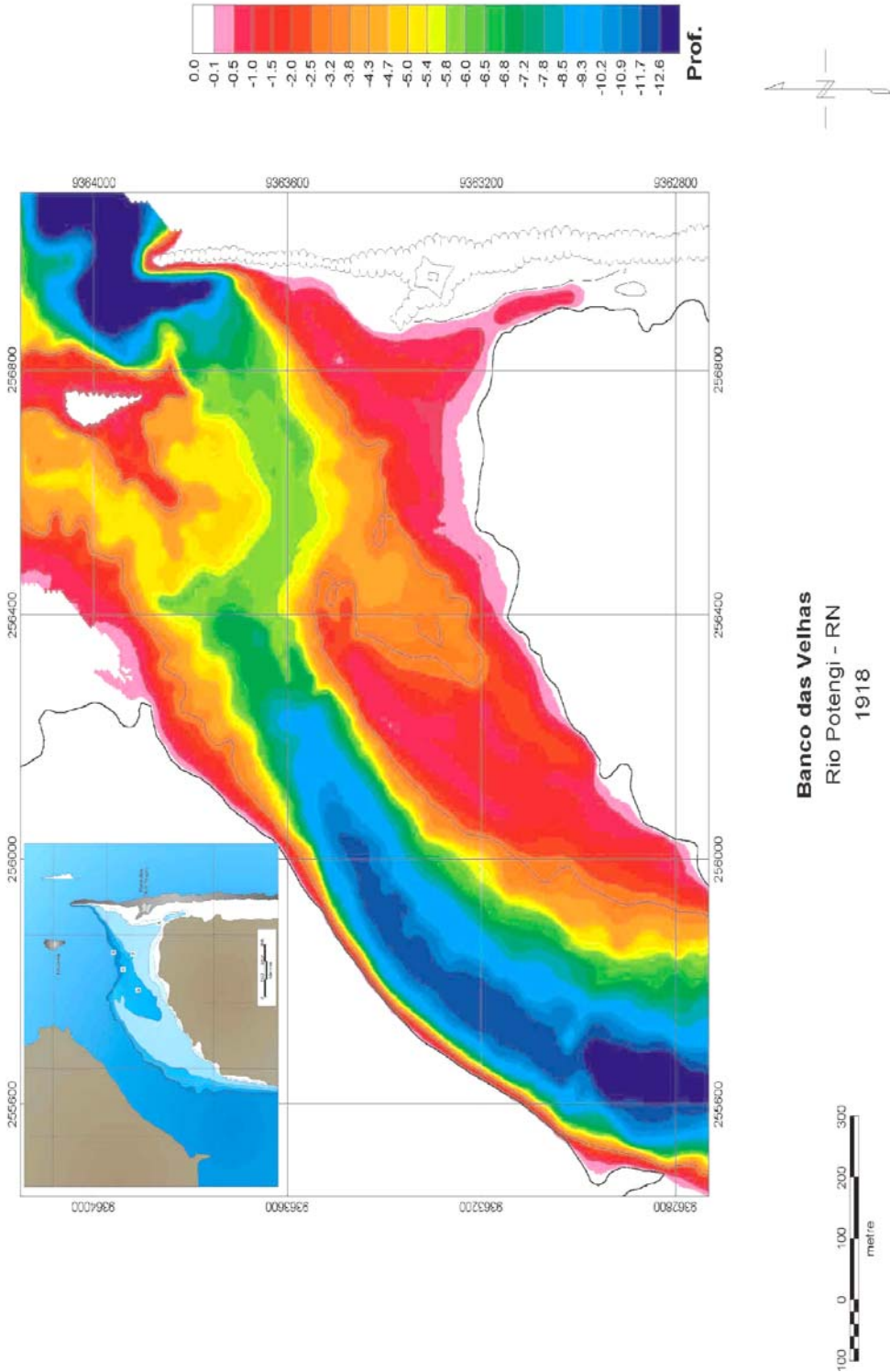
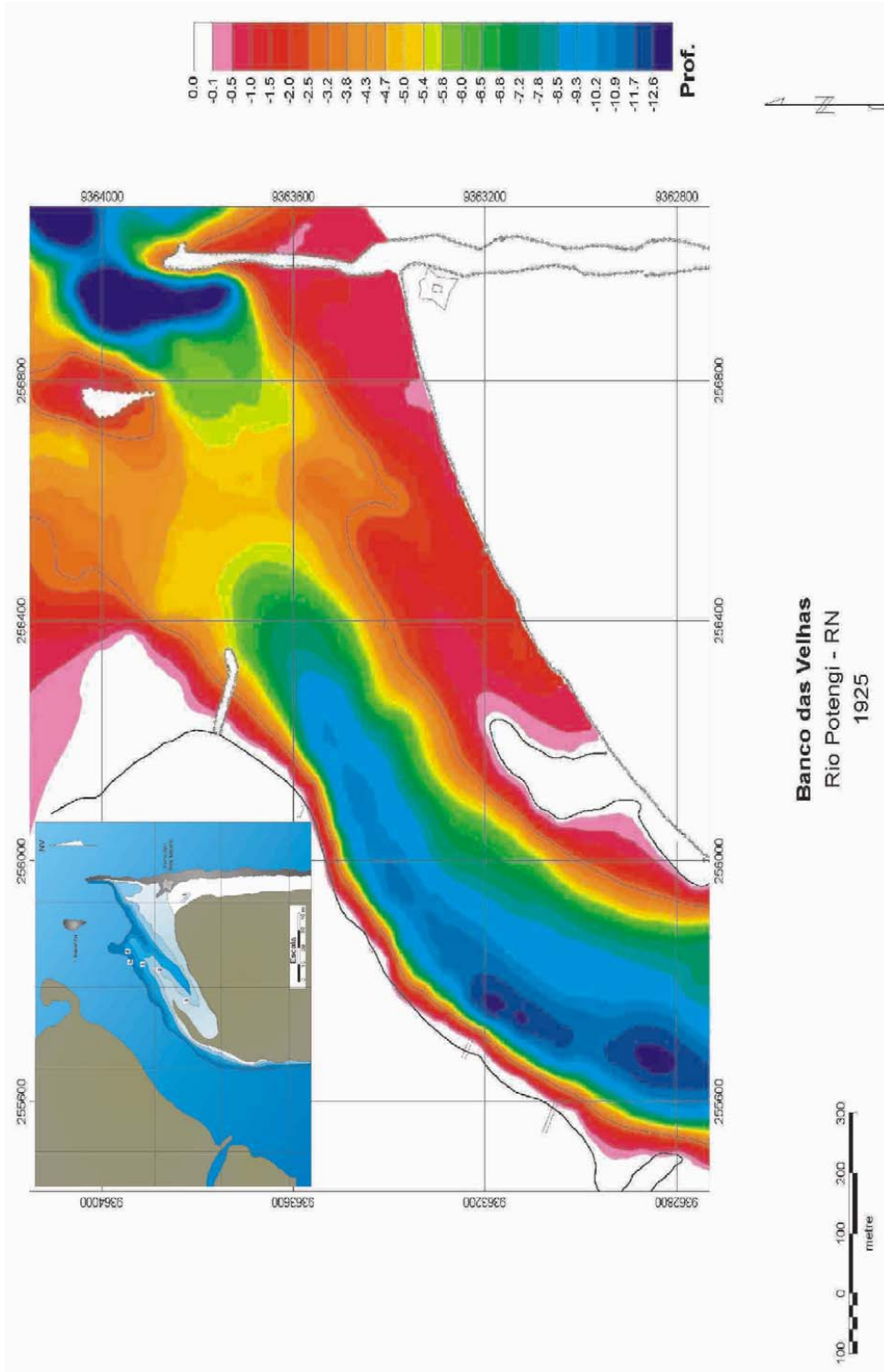


Figura 80 - Banco das Velhas 1918



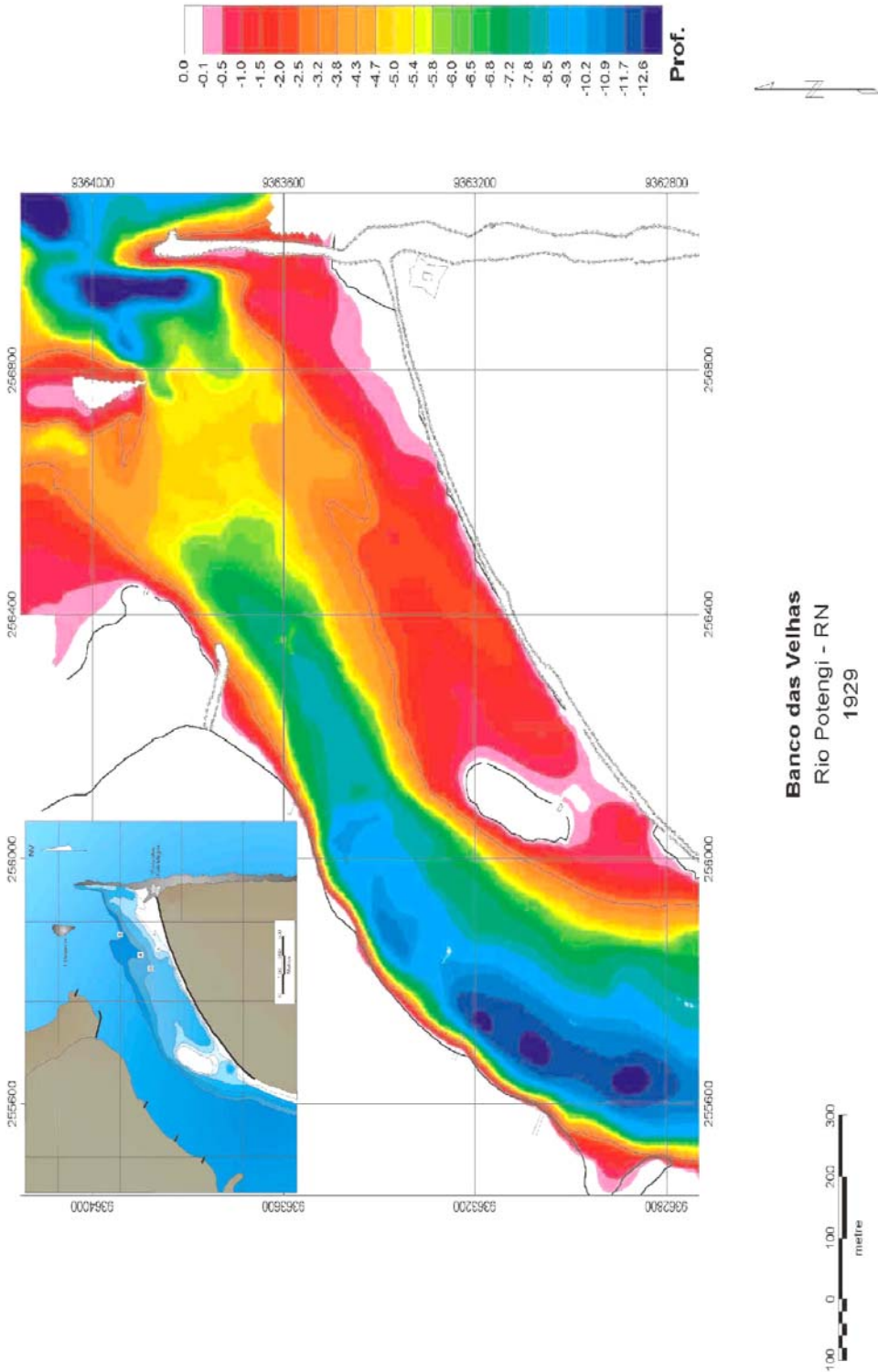
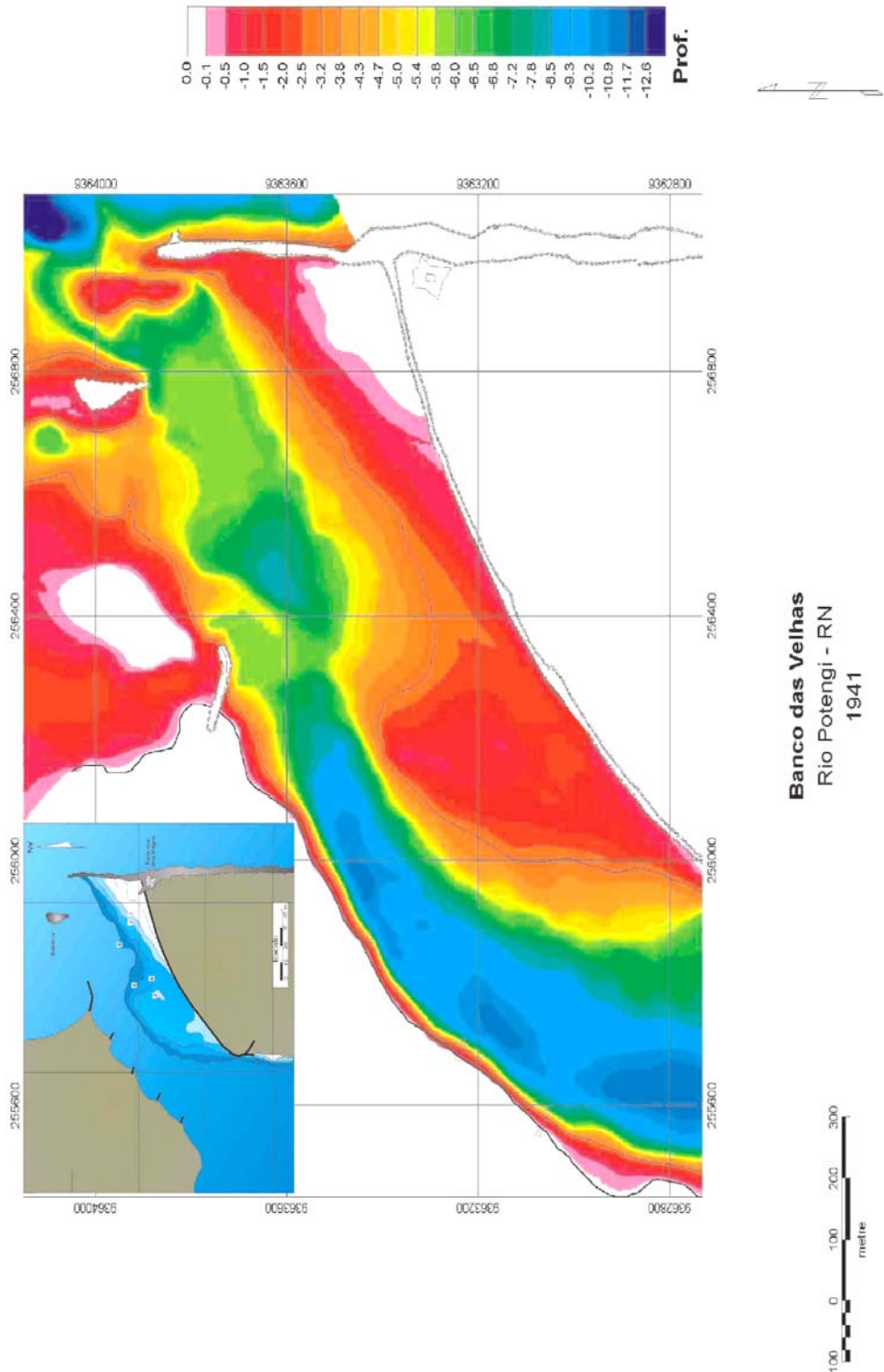


Figura 82 – Banco das Velhas 1929.



Banco das Velhas
Rio Potengi - RN
1941

Figura 83 - Banco das Velhas 1941

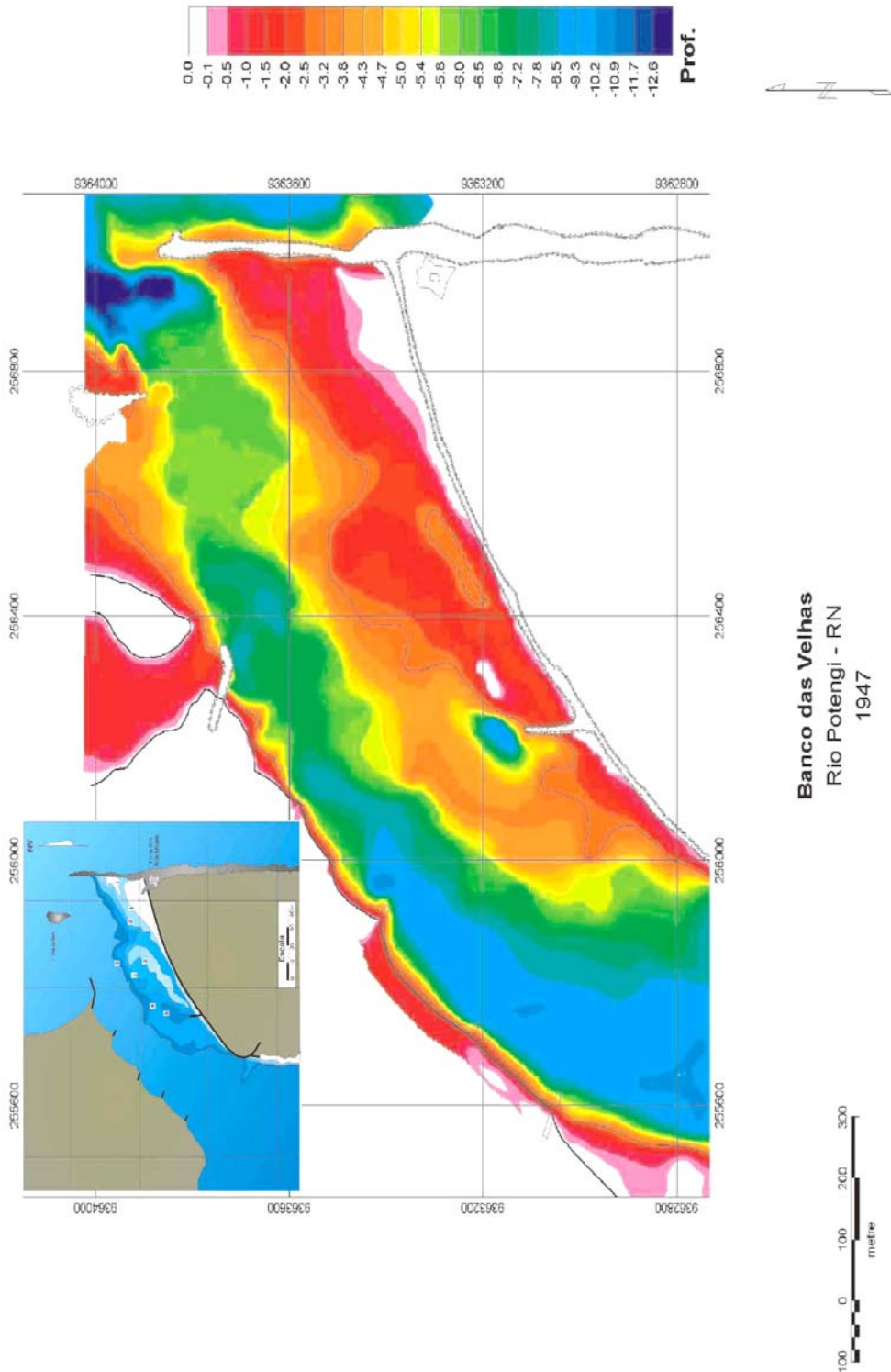
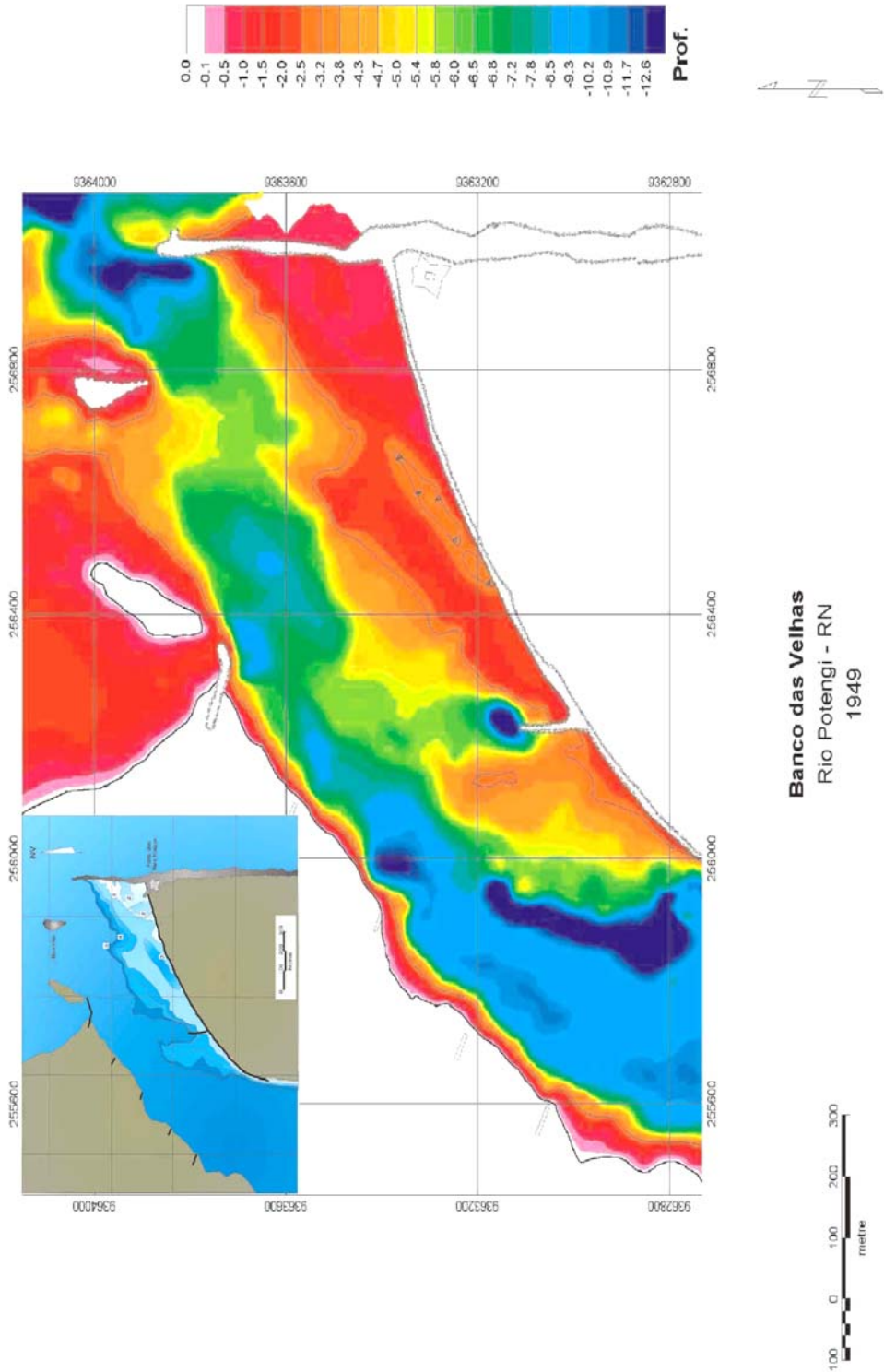
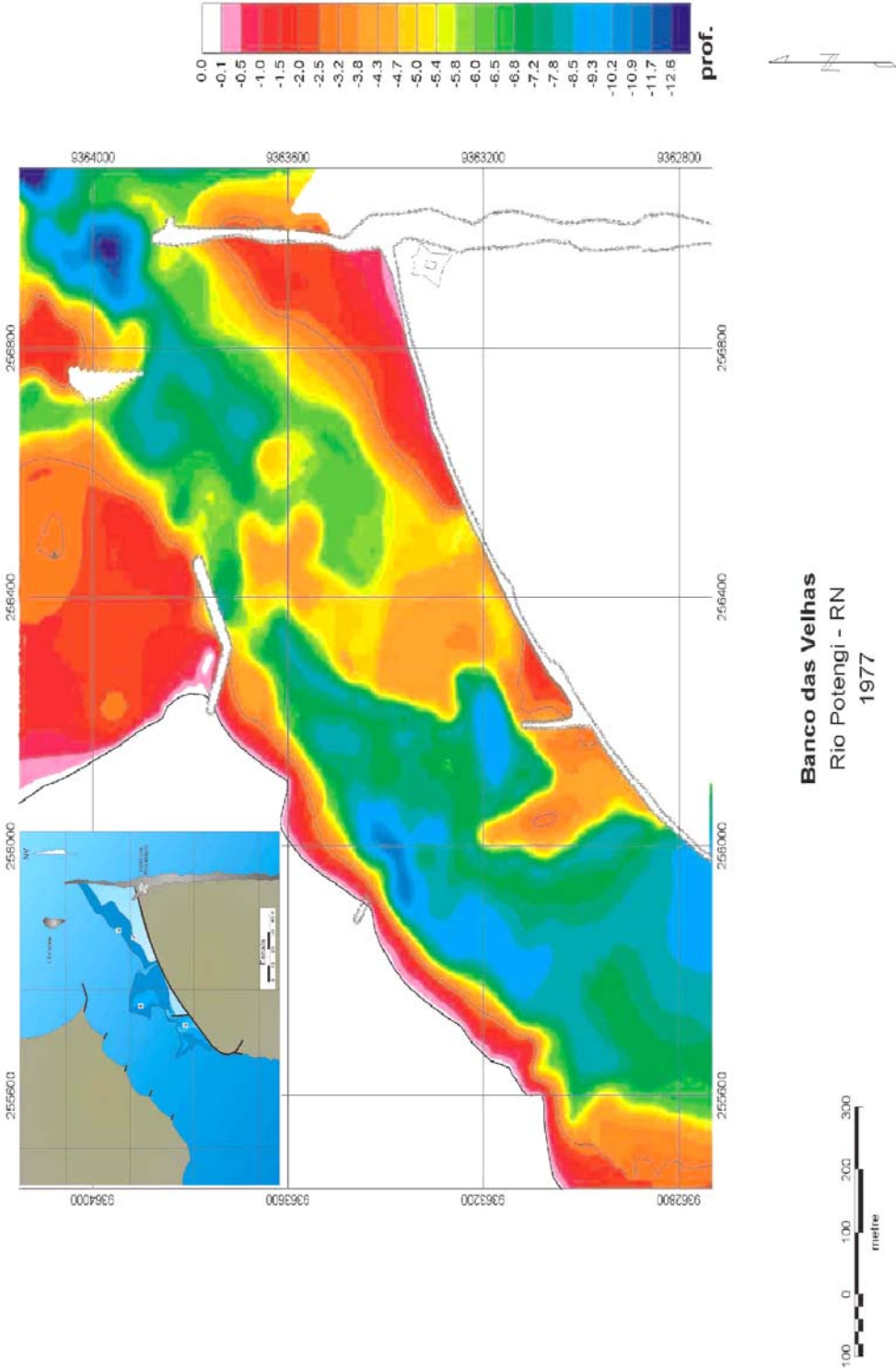


Figura 84 - Banco das Velhas 1947



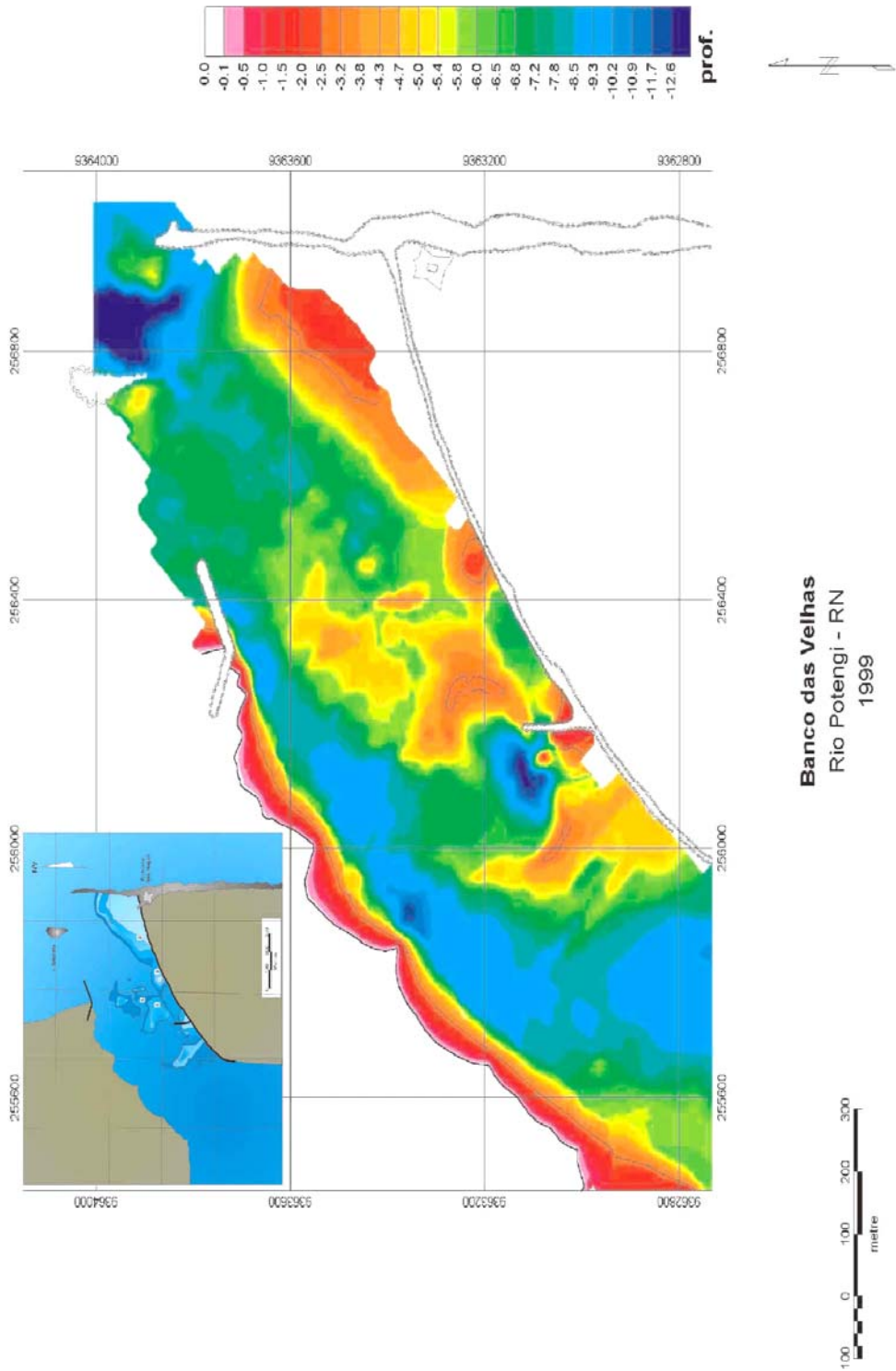
Banco das Velhas
Rio Potengi - RN
1949

Figura 85 – Banco das Velhas 1949.



Banco das Velhas
Rio Potengi - RN
1977

Figura 86 - Banco das Velhas 1977



Banco das Velhas
Rio Potengi - RN
1999

Figura 87 - Banco das Velhas 1999

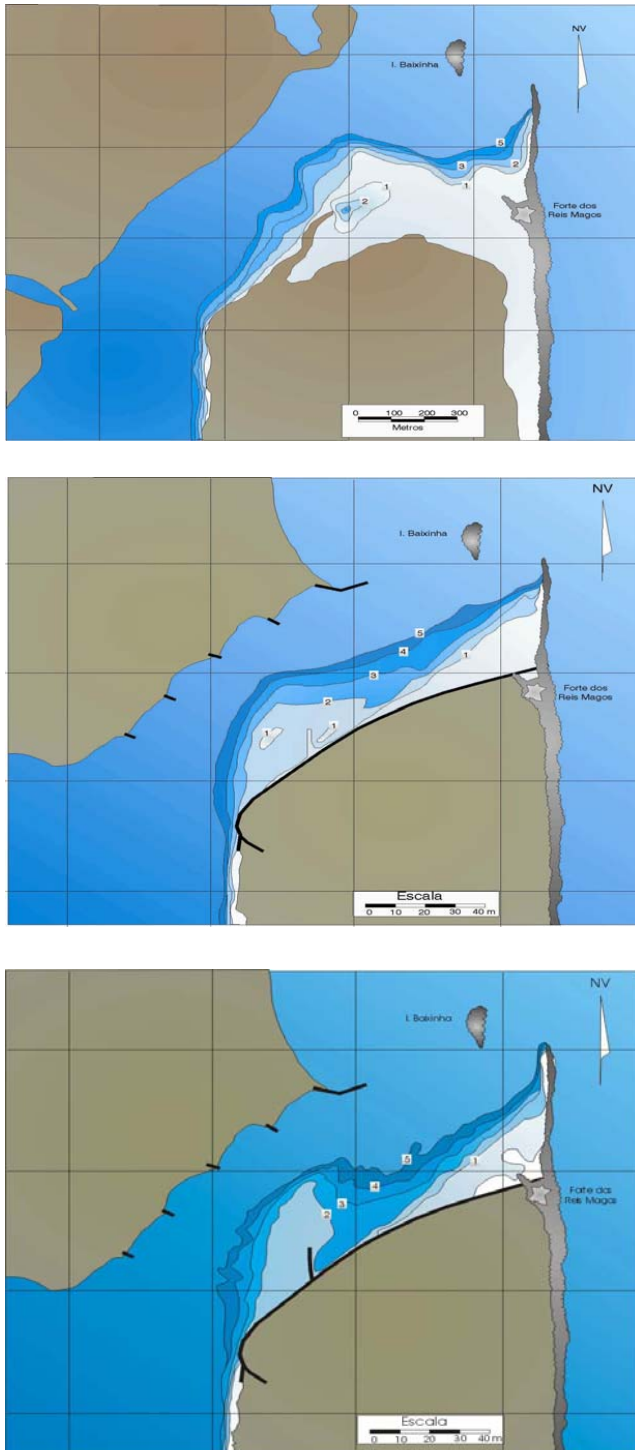


Figura 88 – Banco das Velhas

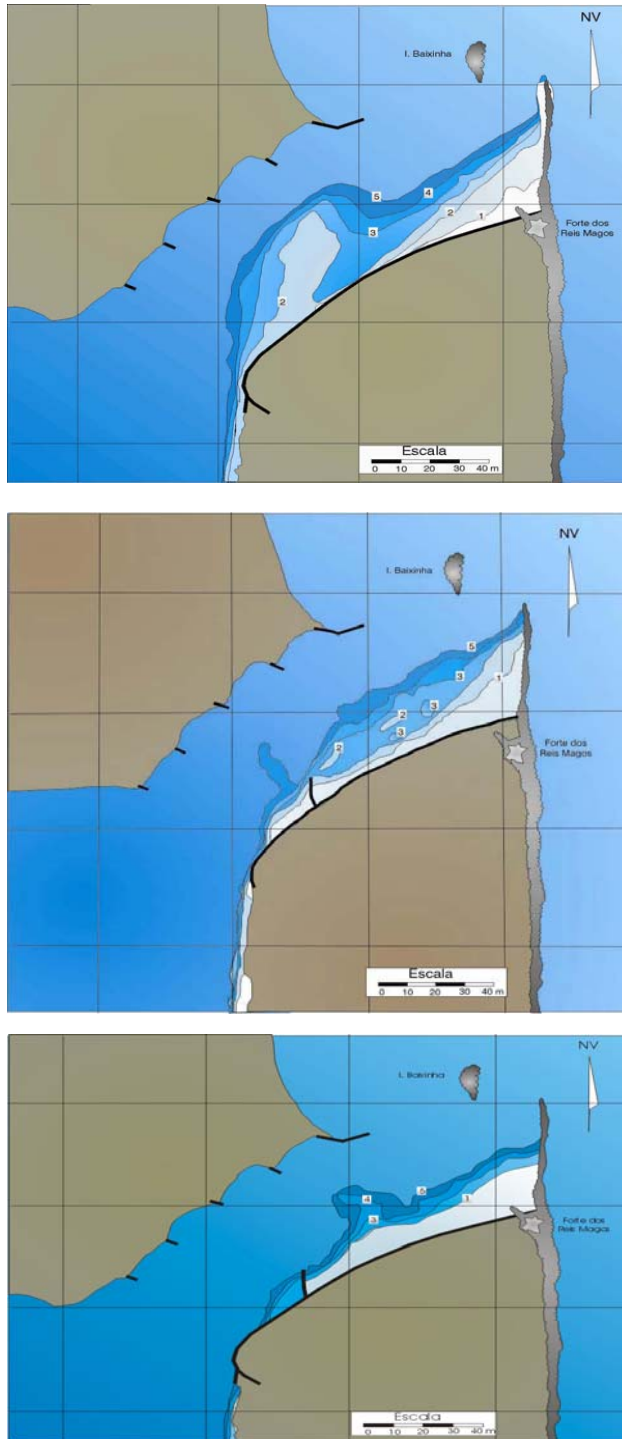


Figura 89 – Banco das Velhas – Anos de 1921, 1931 e 1936

Na 3ª Etapa, observou-se um decréscimo de volume mais acentuado que não pode ser associado a repercussões de dragagens inexistentes durante este período, uma vez que em relação à forma em planta, o Banco das Velhas demonstrou uma tendência de alargamento em direção ao canal de acesso.

Na 4ª Etapa, já no ano de 1947, após a construção do espigão defletor E – 1A, a forma em planta apresenta-se alterada e o volume sofreu uma progressiva diminuição até 1999.

A falta de informações precisas sobre o local dragado dificulta uma avaliação da influência das dragagens no comportamento do Banco das Velhas. Dessa forma, além do volume das dragagens descritas para este trecho estuarino, comparou-se também, ao longo do período estudado, a variação da seção transversal do canal de acesso próximo ao Banco das Velhas.

Dessa maneira, é possível concluir que o decréscimo do Banco das Velhas nos períodos de 1949 a 1977 e de 1977 a 1999, está associado às dragagens ocorridas nos anos 1966, 1967, 1968, 1972 e 1998.

Um outro aspecto a considerar na evolução do Banco das Velhas é o do transporte fluvial, outro fator indicativo de assoreamento no estuário. Embora inexistam dados hidrológicos, pode-se, partindo-se de dados meteorológicos, deduzir a existência de anos de pluviosidade elevada em 1914 e 1917, os quais quando comparados com a relação pluviometria / hidrologia, corresponderiam a possíveis vazões máximas em torno de 500 m³/s e em torno de 1.000 m³/s para o ano de 1924 (Tabela 29).

Tabela 29 – Dados Pluviométricos e Meteorológicos.

ANO	PRECIPITAÇÕES MÉDIAS TOTAIS	VAZÃO MÁXIMA	VAZÃO MÉDIA ANUAL
1914	aprox. 3.500 mm	500 m ³ / s	-
1917	aprox. entre 3.000 e 3.500 mm	500 m ³ / s	-
1924	aprox. 4.500 mm	700 m ³ / s	-
1964	aprox. 4.872,73 mm	1500 m ³ / s	-
1974	aprox. 4.885,35 mm	1000 m ³ / s	-
Continuação da Tabela 28			
1977	aprox. 3.812,35 mm	995 m ³ / s	7,41 m ³ / s
1981	aprox. 3.000 mm	525 m ³ / s	6,47 m ³ / s
1984	CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM DE CAMPO GRANDE		

1985	aprox. 4.590,61 mm	641 m ³ / s	15 m ³ / s
1986	aprox. 3.956,78 mm	186 m ³ / s	5,35 m ³ / s
1994	aprox. 3.876,70 mm	52,30 m ³ / s	3,07 m ³ / s
1995	aprox. 3.003,25 mm	12,3 m ³ / s	1,04 m ³ / s
1996	aprox. 2.592,25 mm	44,9 m ³ / s	1,31 m ³ / s

Na 3ª Etapa da comparação evolutiva do Banco das Velhas, ou seja, entre 1929 a 1947, não existem registros de precipitação muito elevada, o que pode indiretamente colaborar com o comportamento apresentado de diminuição de volume.

Para o período de 1949 até 1999, ou seja, um período de 50 anos, existem registros de 3 anos de precipitação muito elevada e inclusive com registros hidrológicos de vazões máximas de 1500 m³/s no ano de 1964 e nos anos de 1974 e 1977 com vazões máximas em torno de 1.000 m³/s. Em 1981, foram registradas vazões da ordem de 525 m³/s.

No ano de 1985 existem registros de vazão máxima de 641 m³/s, mas neste período já havia sido construída a Barragem do Campo do Grande no médio curso do Rio Potengi, o que exerce uma barreira ao transporte de material arenoso para o estuário.

Contudo, para um período de 50 anos, o número de anos de cheias foi muito pequeno e com isso a quantidade de material arenoso transportado pelo fundo, não pode ser considerado significativo em modificações morfológicas, principalmente se comparado com o volume dragado no mesmo período, que foi da ordem de 3.838.473,40.

É necessário registrar que durante as grandes cheias do Rio Potengi, as grandes vazões, ou seja, em torno de 500 m³/s, 1.000 m³/s são muito irregulares e restritas a apenas alguns dias dos meses mais chuvosos destes anos de precipitação extraordinária, como também pelos cálculos de transporte fluvial para uma vazão de 1.000 m³/s teríamos um transporte de 18.661 m³ de material de fundo / dia.

As taxas potenciais de material transportado por arraste de fundo, calculadas para o Rio Potengi durante um ano de grande vazão (por exemplo, 1000 m³/s), mostram que este estuário poderia aportar a deriva litorânea até 18.661 m³/dia de sedimentos, com tamanho equivalente ao material presente na praia.

A distribuição do transporte de fundo ao longo do ano é bastante irregular, com o aporte concentrado totalmente no primeiro semestre, quando as vazões são mais importantes. No segundo semestre, com a diminuição da vazão, os aportes para a praia são muito pequenos,

com valores negativos nos meses de agosto a setembro, o que faz que o balanço sedimentar para este período seja nulo, sendo inclusive negativo nos anos com menores precipitações, quando o estuário funciona como uma armadilha de sedimentos.

O transporte de material em suspensão também apresenta uma variação sazonal, com valores positivos e de maior magnitude no primeiro semestre e negativos no segundo, podendo alcançar, durante períodos de vazão extrema, valores da ordem de 3.459 m³/dia. A maior concentração de material em suspensão da água marinha contribui para o aparecimento de valores negativos. Vale ressaltar que o material transportado em suspensão está composto principalmente por partículas de tamanho inferior ao das areias das praias, logo não irá contribuir na deriva litorânea de sedimentos (Tabela 30).

Tabela 30 – Transporte fluvial potencial para diversos valores de vazões.

Vazão m³/s	Velocidade m/s	Fundo m³/dia	Suspensão m³/dia	Total m³/dia
1000	1.90	18661	3459	22120
500	0.95	1738	320	2058
250	0.48	165	33	198
150	0.29	28	6	34
100	0.19	6	1	8
50	0.10	0.6	0.1	0.7

Considerando que o volume de material transportado está relacionado com a precipitação através das vazões e que estas dependem, além de outros fatores, da área total de bacia de drenagem do rio, pode-se assumir que existe uma relação entre o volume de material aportado e a área de drenagem. Logo a construção de barragens ao longo deste rio vem afetando de forma negativa o aporte fluvial de sedimentos para a deriva litorânea.

Como conclusão final, podemos considerar que as modificações morfológicas e volumétricas do Banco das Velhas, posterior ao ano de 1957, ocasião da construção do espigão defletor E – 1A podem ter sido influenciadas pelas seguintes causas: Construção do Dique da Limpa; Construção do espigão E – 1A; Dragagens realizadas; Comportamento erosivo ocorrido tanto no interior do estuário e na costa adjacente; Interrupção da contribuição de sedimentos costeiros para o interior do estuário.

Dentre os aspectos citados, devemos levar em consideração que o dado mais marcante é a redução sofrida pelo Banco das Velhas após a construção do espigão defletor E – 1ª. Contudo foi durante este período, quando ocorreram as dragagens mais freqüentes, principalmente entre 1955 e 1972 com um volume estimado de 600.000 m³ de material. Entre 1941 e 1999, o comportamento erosivo generalizado no estuário tudo indica estar associado à pequena contribuição do transporte fluvial.

Desta maneira, uma análise conjunta da evolução do Banco das Velhas em relação com as dragagens, a construção de obras fixas, destacando-se o Dique da Limpa e o espigão defletor E – 1A, e a evolução do estuário em geral, podemos concluir que não se pode afirmar a causa principal das variações volumétricas e morfológicas ocorridas. Contudo, denota-se o aspecto de alteração de forma após 1947, ou seja, após a construção do espigão defletor E – 1A, indicando que esta obra foi responsável pelo alongamento do banco arenoso, que se estendeu até o canal de acesso, provocando o assoreamento do mesmo.

Como se trata de um ambiente estuarino, de uma dinâmica naturalmente muito intensa, e levando em consideração as particularidades da região e do setor especificamente estudado, onde atuam além dos condicionantes normais (como correntes de marés e transporte de sedimentos) os ventos, e conseqüentemente transporte eólico e ainda efeitos de entrada do canal as alterações de forma e volume dependem da inter-relação de vários aspectos como sedimentológicos, hidráulicos, eólicos e morfológicos. E a evolução destas formas torna-se mais complexa, quando se introduz uma série de intervenções humanas, em diversos períodos, como obras fixas (diques, espigões), fixação de dunas e ainda derrocagem de recifes.

Contudo, analisando as informações antigas disponíveis a luz do conhecimento da evolução paleogeográfica da região, o Banco das Velhas parece ter sua origem relacionada ao transporte eólico das areias em direção ao estuário, conseqüente formação de dunas, em nível do mar mais baixo que o atual, que posteriormente afogaria as feições situadas no vale estuarino. Tal premissa é reforçada pela presença de um campo de dunas na planície aluvial adjacente, o qual atualmente se encontra fixado, em resposta a intervenções datadas do início do século passado.

A fixação destes campos de dunas, que inibiu o transporte de material eólico, juntamente com o fato da construção do Dique da Limpa ter seccionado a parte interna do Banco das Velhas e com isso além de ter aprisionado parte das areias desta feição, ter contido um possível transporte eólico ainda existente, constituem fortes indícios de terem sido um fator importante

(fundamental) na diminuição no volume do referido banco.

2.1.3 – Evolução do Canal de Acesso do Porto

A evolução do perfil do canal de acesso foi realizada em uma área compreendida entre a Base Naval e a Barra estuarina e preferiu-se utilizar apenas os levantamentos de 1918, 1941 e 1977 que englobavam esta área total. A Figura 90 mostra o alinhamento do eixo do canal de acesso e a localização das seções levantadas, enquanto na Figura 91 é demonstrada a comparação das variações das profundidades ao longo do trecho estudado em função do tempo.

Com base em tal comparação, provavelmente influenciada pelas intervenções humanas ocorridas, pode-se concluir que a tendência no setor mais externo da Barra, ou seja, já no litoral adjacente, foi o assoreamento, já na região da Barra, entre a Ponta do Picão e o Guia Corrente da Redinha foi de erosão; Nas proximidades do Banco das Velhas, ou seja, na sua projeção no canal de acesso, a tendência também foi de erosão, provavelmente em resposta às dragagens ocorridas neste período, principalmente a partir de 1955. O trecho que apresenta assoreamento mais intenso é o compreendido entre o Porto de Natal e a Base Naval.

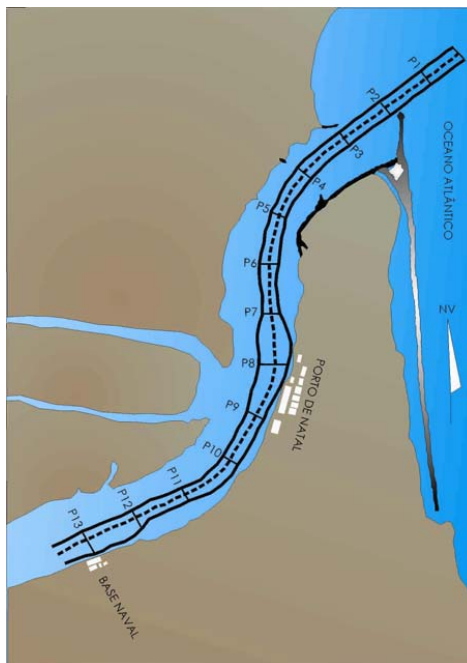


Figura 90 – Alinhamento do canal e levantamento das seções.

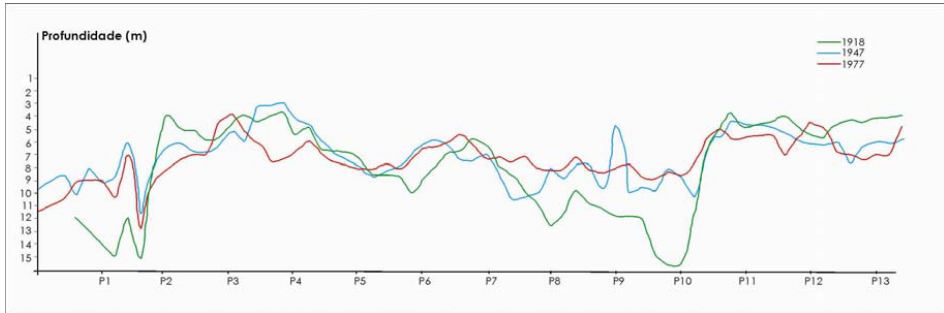


Figura 91 – Comparação do canal de acesso.

2.1.4- Evolução da Barra

- Variação em Planta

Uma comparação qualitativa realizada entre os anos de 1867 e 1977 revela que, em planta, havia se mantido estável, não migrando ao longo do tempo, apesar das diversas alterações ocorridas oriundas das intervenções portuárias neste período. As principais intervenções humanas foram: a derrocagem de sessenta (60) metros da extremidade norte do Recife de Natal (Ponta do Picão); de cem (100) metros da extremidade sul da Baixinha; derrocagem da Pedra da Limpa (recife submerso, também denominado da Pedra da Bicuda), além das obras fixas realizadas próximo à desembocadura, como o espigão E-9, depois ampliado e denominado Guia Corrente da Redinha. Contudo, a ampliação deste Guia Corrente da Redinha, entre os anos 1998 e 2000, fechou a conexão existente entre o estuário e a Praia da Redinha, isolando completamente, na Praia da Redinha, um banco arenoso denominado de “Coroa dos Macacos”, cuja evolução representada na Figura 92, foi praticamente a única mudança de fato ocorrida. Vale registrar ainda a derrocagem da Pedra da Bicuda, realizada em 1997.

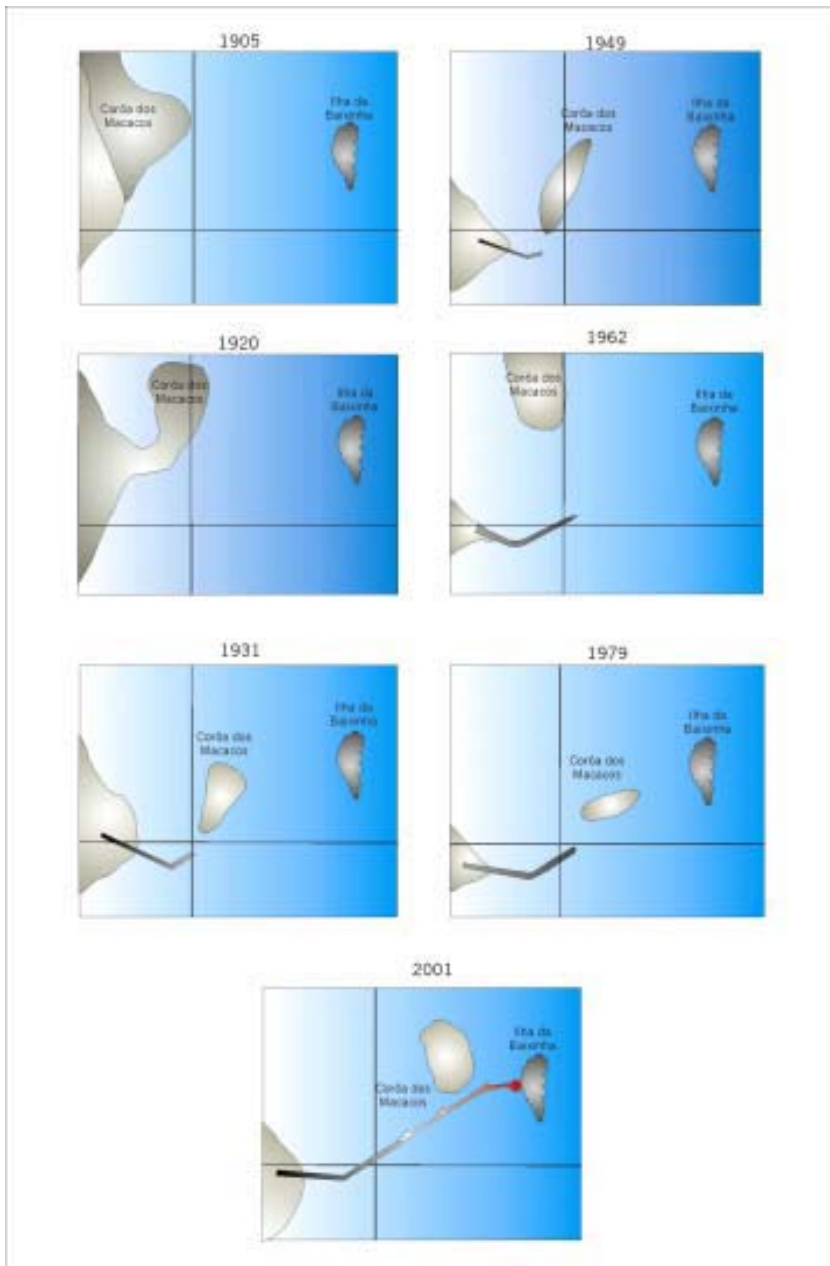


Figura 92 - Evolução da Coroa dos Macacos

Atualmente, com a ampliação do Guia Corrente da Redinha, pode-se considerar que o Potengi é um estuário de paredes fixas, tendo de um lado enrocamento artificial, e no outro uma feição natural rochosa, ou seja, o Recife de Natal.

- Evolução dos Perfis

Com o intuito de caracterizar as variações ocorridas em perfil na desembocadura do Estuário Potengi, foi realizado uma comparação batimétrica de 3 seções transversais (Figura 93), ou seja:

- Seção B_1 – da extremidade da Ilha da Baixinha até a Ponta do Picão;
- Seção B_2 – da extremidade do Guia Corrente da Redinha até a Ilha da Baixinha;
- Seção B_3 – da extremidade da Ponta do Picão até o Recife Cabeça de Negro.



Figura 93 - Localização das seções transversais

Estas seções foram comparadas anteriormente por Barbosa, S. (1982), sendo que em um período limitado entre 1918 e 1977. Neste trabalho, além de se considerar os resultados obtidos anteriormente, ampliou-se o período de comparação entre 1905 e 2000, como também se avaliou a variação volumétrica de cada perfil, no período estudado. Contudo, na comparação entre os anos de 1999 e 2000, a Seção B₂ foi desconsiderada, devido a este trecho ter sido enrocado, com a ampliação do Guia Corrente da Redinha.

Conforme pode ser visualizado na Tabela 31 e 32, a Seção B₁, mostrou uma variação volumétrica positiva entre os anos de 1905 e 1929 de 20,8%, e entre 1977 e 1999 de 29,56%, e como esta variação mede o volume da coluna d'água, estes valores significam erosão. Somente no período de 1999 a 2000 que a variação foi negativa, embora pequena, o que representa um assoreamento praticamente insignificante. Vale salientar que este período corresponde ao da ampliação do Guia Corrente da Redinha, ou seja, do fechamento do antigo Canal Norte (Seção B₂) que conectava o Estuário Potengi – Praia da Redinha, o que induz a deduzir que o assoreamento observado é à busca de uma nova alternativa de conexão entre o estuário e a Praia da Redinha, em substituição à anterior interrompida.

Tabela 31 – Variação Volumétrica das Seções da Desembocadura

	1905	1929	1949	1977	1999	2000
B1	1415,1	1710,45	1758,08	1767,74	2290,38	2208,91
B2	1933	1995,16	2073,55	1973,98	1589,52	
B3		1852,33	2390,78	2213,63		2968,68
Diferença Volumétrica						
B1		295,35	47,63	9,66	522,64	-81,47
B2		62,16	78,39	-99,57	-384,46	
B3			538,45	-177,15		755,05

Tabela 32 – Variação Volumétrica em percentual

	B1	B2	B3
1905 - 1929	20,8%	3,21%	
1929 - 1949	2,8%	3,92%	29,06%
1949 - 1977	0,54%	-4,88%	7,40%
1977 - 1999	29,56%	-19,47%	
1999 - 2000	-3,68%		
1977 - 2000			34,10%

Enquanto isso, a Seção B₂, ou seja, o Canal Norte, demonstrou ao longo do período estudado, ou seja, de 1905 a 1999, uma variação negativa, registro de acúmulo de material, confirmando o transporte de sedimentos entre o Estuário Potengi e a Praia da Redinha, cujo deslocamento varia de acordo com a maré, sendo no sentido estuário-praia durante a maré enchente, e contrário na maré vazante, que inclusive tem como registro a existência da Coroa dos Macacos.

A Seção B₃, relativa ao Canal Sul e principal entrada estuarina, mostrou uma variação volumétrica positiva, ou seja, um padrão de erosão em todo o período, principalmente entre de 1977 a 2000, com percentuais, em torno de 34,10%.

Estes resultados, quando analisados a luz da configuração batimétrica da desembocadura, onde se destacou a presença de uma soleira rochosa constituída de arenitos, vem a confirmar a inexistência de um transporte de sedimentos, entre estuário-mar, mar-estuário (Figura 94).

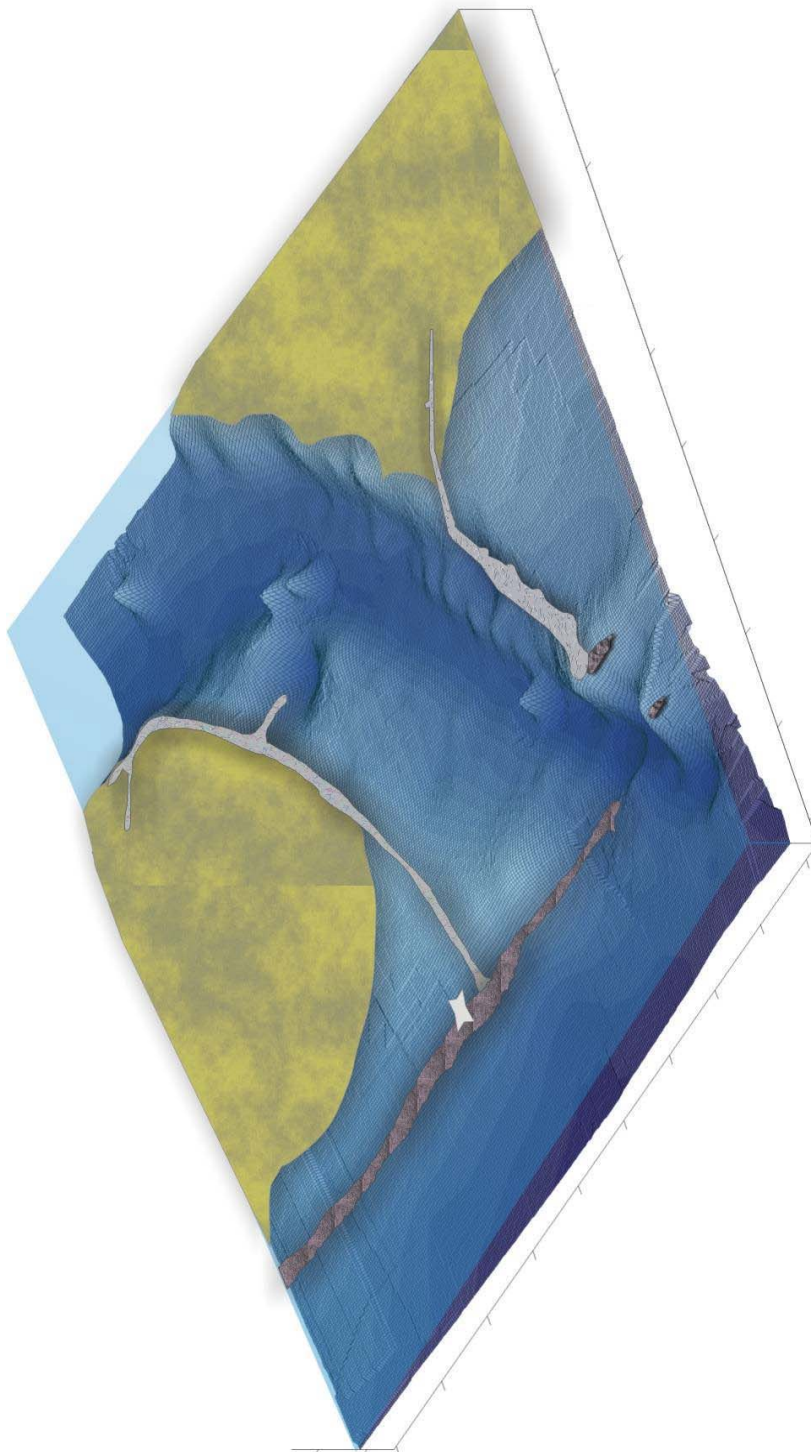


Figura 94 – Configuração em 3D da área da desembocadura

3 – FRENTE LITORÂNEA

3.1 - Evolução da Linha de Costa (1974-2003)

A comparação dos mosaicos fotogramétricos dos anos 1974 e 1997 mostra, para o setor da Praia do Meio, uma progradação generalizada da linha de costa com taxas de avanço entre 9 e 25 metros, apesar de alguns locais apresentarem um certo grau de estabilidade (variação nula). Considerando o perímetro de linha de costa da Praia do Meio de 1649 m e área total de progradação desta zona de 23.750 m², teríamos um avanço médio de 14 metros lineares, que dividido pelo intervalo de tempo de 23 anos, mostra que a taxa média de avanço seria da ordem de 0,6 metros.

Uma comparação do mosaico aerofotogramétrico de 1997 com imagem de satélite IKONOS do início de 2003 confirmou a continuidade da progradação com valores em torno de 8 metros.

Através do estudo dos perfis topográficos realizados na Praia do Meio, observa-se que o avanço de 1 metro linear de praia corresponde a aproximadamente 4 m³ em volume de areia depositada, multiplicando pela taxa de avanço médio de 0,6 metros e pelo perímetro de 1.649m, teríamos que anualmente é depositado na Praia do Meio um volume de sedimentos da ordem de 4.000 m³. Como as fotos utilizadas na comparação são relativamente recentes, acredita-se que este processo continua ativo, podendo em um futuro próximo fazer que os tómbolos alcancem a linha de *beach rocks*, diminuindo a balneabilidade da praia durante as marés baixas. Também pode ser preocupante a geração de transporte eólico na direção da pista de rolamento.

No setor da Praia do Forte, individualizado principalmente devido à presença das dunas frontais, observa-se também uma progradação generalizada da linha de costa com taxas de avanço entre 17 e 38 metros lineares, e considerando o perímetro medido de 1385 m e área total de progradação de 32.647 m², teríamos um avanço médio de 23 metros lineares, produzindo uma taxa média anual da ordem de 1 metro. Utilizando a relação entre taxa de avanço e volume, teríamos uma deposição anual da ordem de 5.540 m³.

Sobreposto ao material depositado na praia, esta zona apresenta dois corpos dunares que, durante o período considerado, apresentaram uma expansão na direção do mar de 4.264 m² para o corpo de menores dimensões ao sul, e de 18.823 m² para o corpo mais ao norte,

localizado a frente do clube dos oficiais. Considerando a diferença de cotas entre o topo das dunas e o nível do perfil de praia de 3m sobre as duas áreas de expansão das dunas, totalizamos 69.261 m³, o que indica um acúmulo anual da ordem de 3.000 m³.

Sem considerar o material que está assoreando a laguna do Forte, nem o material que escapa da praia por transporte eólico, teríamos que o volume de material retido alcança a magnitude de 8.540 m³/ano.

Outros dois aspectos observados durante este intervalo de tempo são o desaparecimento de um canal em forma de Y e o aumento expressivo das dunas. O canal provavelmente foi assoreado após a construção do dique de contenção da margem direita do rio Potengi e que alterou o padrão de circulação local. O aumento da área de dunas deve-se a construção da passarela de acesso ao Forte, que impediu o livre trânsito das águas gerando uma zona de deposição, e ao transporte eólico de sedimentos.

Na Redinha Velha, entre 1974 e 1997, o setor estuarino apresentou uma progradação generalizada, com taxas de avanço em torno de 30 metros, decorrente do aterro oriundos da dragagem do Canal de Acesso do Porto de Natal ocorrido em dezembro de 1971. Entre 1997 e 2003, houve, contudo um retrocesso da linha de costa em torno de 65 metros, como consequência da ampliação do Guia Corrente da Redinha (1998-1999). No setor marinho de 1974 a 1997, ocorreu um retrocesso na linha de costa em torno de 11 metros, sendo invertido esse processo após a construção do referido guia corrente, ocorrendo uma progradação em torno de 14 metros entre 1997 e 2003.

Na Redinha Nova, constata-se entre 1997 e 2003, um recuo da linha de costa em torno de 12 metros, salientando-se que conforme levantamentos plani-altimétricos de campo o avanço do mar atingiu 25 metros entre 1997 e 2002, ou seja, até a construção da ponte de acesso do quebra-mar, ocorrendo após isso, uma assoreamento e com isso uma progradação da praia de 13 metros.

Na Praia de Areia Preta, ocorreram mudanças mais nítidas no setor sul (denominada de Miami), que com um recuo da linha de costa em torno de 9 metros entre 1974 e 1997, em decorrência da construção do acesso a Via Costeira. Entre 1997 e 2003, constatou-se uma progradação da linha de costa em torno de 20 metros, em resposta as obras de intervenção do Projeto de Recuperação de Areia Preta (Figuras 95 a 98).



Figura 95 - Evolução da linha de costa (contornos de aerofotos de 1974 e 1997, sobre imagem IKONOS de 2003).



Figura 96 - Evolução da linha de costa das Praias do Forte, do Meio e dos Artistas.



Figura 97 - Evolução da linha de costa da Praia da Redinha Velha.



Figura 98 - Evolução da linha de costa da Praia de Areia Preta.

3.2. - Características Granulométricas dos Sedimentos

Os processos costeiros são responsáveis pelo estágio evolutivo em que se encontram as unidades fisiográficas da zona costeira. Logo, é previsível que seu efeito seja estendido aos sedimentos das praias, já que as variações no tempo e espaço das características granulométricas dos sedimentos do perfil litorâneo, é uma função das variações naturais das praias e zona de surf, devido a modificações no clima de ondas e/ou das condições ambientais. As variações temporais e espaciais podem ser de grande magnitude, envolvendo diferenças na morfologia deposicional (perfis), comportamento hidrodinâmico e processos de redistribuição dos sedimentos, que alteram os movimentos de avanço e retrocesso da linha de praia e barras associadas.

Segundo Maia (1998) a distribuição do tamanho médio dos sedimentos do perfil de praia, é resultado das interações entre os diversos processos costeiros, cuja resultante e grau de variação irá influenciar as variações do tamanho do grão e intercâmbio de material entre os elementos morfológicos que compõem o perfil costeiro. Os processos associados às ondas, principalmente o transporte longitudinal, e ao vento são os elementos mais importantes para a evolução da costa e por consequência do D50.

Vale ressaltar que na região, com predomínio do transporte longitudinal sobre os demais, faz que o material de recobrimento da zona de praia seja influenciado pelo tipo de sedimento que entra na célula pela deriva litorânea.

3.2.1 – Praia dos Artistas, Praia do Meio e Praia do Forte

Desta forma, neste item, iremos discutir as características dos sedimentos das praias dos Artistas, Meio e Forte, sua origem e o efeito do transporte de sedimentos na granulometria.

No caso da zona entre a praia dos Artistas e do Forte, observa-se que além dos processos costeiros, existe a linha dos *beachrocks* que controla a evolução das praias. Em estudos anteriores foi definida a influência desta feição morfológica sobre as praias através do estudo de fotografias aéreas multi-temporais, sem abordar, entretanto as evidências sedimentológicas.

- Estudos Sedimentológicos

A coleta de sedimentos da planície costeira processou-se segundo perfis perpendiculares a linha de costa. Esses sedimentos foram acondicionados em sacos plásticos devidamente etiquetados; sempre observando as características sedimentológicas, geológicas e ambientais da área. A quantidade de material recolhido foi de aproximadamente 1 Kg em cada ponto, os quais foram coletados em superfície, tomando-se o cuidado de desprezar a parte mais superficial (os primeiros cinco centímetros) para que não houvesse erros de interpretação. As descrições abaixo de metodologia constam também no Capítulo I – INTRODUÇÃO, no item 3.

As 13 amostras coletadas foram submetidas inicialmente a uma secagem, através de estufa, a uma temperatura de 60°C, para que não houvesse modificações dos argilo-minerais sensíveis a altas temperaturas, destruição de matéria orgânica e evitar o endurecimento do material (Tabela 33). Utilizando uma balança analítica do tipo Micronal B 6.000, pesou-se 100 g de cada amostra para efetuar a análise granulométrica.

Tabela 33 – Local de coleta das amostras.

AMOSTRA	LOCAL DE COLETA
01	Praia de Areia Preta – Miami
02	Praia de Areia Preta – Porção Central
03	Praia de Areia Preta – Próximo ao Chaplin
04	Praia dos Artistas – 0 m
05	Praia dos Artistas + 500 m
06	Praia dos Artistas + 1.000 m
07	Praia dos Artistas + 1.500 m
08	Primeira língua de areia – Ponto 07
09	Praia dos Artistas + 2.000
10	Duna do Ponto 09
11	Praia dos Artistas + 2.500
12	Duna do Ponto 11
13	Praia do Forte - Artistas + 2.700 m

Do material homogeneizado foi retirado 100g para análise granulométrica, e a partir desta alíquota realizou-se o peneiramento úmido, que consiste na lavagem da amostra sobre uma peneira de malha 0,062 mm, visando a retirada da fração inferior, separando-se, desta maneira os sedimentos grosseiros dos finos. Ambas as frações foram recolhidas em recipientes apropriados e em seguida levada à estufa. O material retido sobre a peneira corresponde às frações cascalho e areia, enquanto o material recolhido nos depósitos colocados sob a peneira corresponde à fração silte e argila.

Após a secagem efetuou-se a análise mecânica da fração maior que 0,062 mm através de um “ROT UP” que utiliza uma bateria de 12 (doze) peneiras com aberturas segundo intervalo de $\frac{1}{4} \phi$ ($\phi = -\log_2 \text{mm}$) de diâmetro de acordo com a escala de classificação de Wentworth (1922) in Suguio (1973). A fração retida nas diferentes peneiras foi pesada, acondicionada em sacos plásticos e etiquetada.

Os resultados obtidos foram anotados para utilização posterior na elaboração de histogramas e curvas acumulativas. O cálculo dos parâmetros estatísticos foi feito utilizando-se o programa PANCOM - Programa de Análise Completa V. 91 (ECD) (Toldo, Jr. E. E. & Dornelles, C.E.) - UFRGS, para análise granulométrica dos sedimentos (Tabela 34 e 35).

Tabela 34 - Resultados das análises granulométricas dos sedimentos de praia.

AMOSTRA	MEDIANA	MEDIA	TEXTURA
01	2.18	2.14	AREIA FINA
02	1.18	1.16	AREIA MÉDIA
03	1.08	1.16	AREIA MÉDIA
04	2.13	2.06	AREIA FINA
05	1.25	1.26	AREIA MÉDIA
06	2.39	2.43	AREIA FINA
07	2.31	2.32	AREIA FINA
08	2.26	2.27	AREIA FINA
09	2.38	2.34	AREIA FINA
10	2.14	2.10	AREIA FINA
11	3.2	3.07	AREIA MUITO FINA
12	2.66	2.61	AREIA FINA
13	2.55	2.60	AREIA FINA

A fração fina corresponde aos sedimentos de diâmetro inferior a 0,062 mm (silte e argila). A análise desta fração obedece a uma metodologia simples que se baseia na velocidade de queda das partículas ou Lei de Stock. A esta fração foi adicionado pirofosfato de sódio ($\text{Na}_4\text{P}_2\text{O}_7$) evitando o fenômeno da floculação. A seguir é feita uma solução composta de sedimento, pipetizante e água destilada colocado numa proveta de 1000 ml. Após este procedimento são realizados pipetagens em vários intervalos de tempo e profundidade, baseando-se nas velocidades de decantação das frações: silte grosso, silte médio, silte fino e argila.

Tabela 35 – Parâmetros Estatísticos das areias coletadas.

Amostra	GRAU DE SELEÇÃO	CURTOSE	ASSIMETRIA
01	Bem Seleccionada	Leptocúrtica	Negativa
02	Moderadamente Seleccionada	Mesocúrtica	Simétrica
03	Moderadamente Seleccionada	Mesocúrtica	Positiva
04	Moderadamente Seleccionada	Leptocúrtica	Negativa
05	Bem Seleccionada	Leptocúrtica	Simétrica
06	Moderadamente Seleccionada	Mesocúrtica	Simétrica
07	Moderadamente Seleccionada	Leptocúrtica	Simétrica
08	Bem Seleccionada	Leptocúrtica	Simétrica
09	Moderadamente Seleccionada	Leptocúrtica	Negativa
10	Moderadamente Seleccionada	Leptocúrtica	Simétrica
11	Moderadamente Seleccionada	Leptocúrtica	Negativa
12	Moderadamente Seleccionada	Platicúrtica	Negativa
13	Moderadamente Seleccionada	Mesocúrtica	Simétrica

- Morfoscópica das Areias

A morfometria compreende o estudo da forma (esfericidade) e arredondamento das partículas sedimentares detríticas, propriedades que têm sido usadas para decifrar os ambientes de sedimentação.

Esses parâmetros dependem do meio de transporte e do modo de transporte. Entretanto, um fator importante de controle é a composição desses sedimentos.

Em geral o estudo morfométrico é desenvolvido utilizando-se grãos de quartzo, com tamanhos entre 0,35 e 0,177mm. Todavia, pode-se utilizar outros intervalos de tamanhos maiores ou menores.

O instrumento fundamental nesta análise é a lupa binocular e tabelas comparativas para a determinação visual dos graus de forma e da textura superficial.

A metodologia utilizada na morfoscopia conta de: seleção das frações areno-quatzosas mediante processo prévio de paneiramento; as classes de tamanho das frações a serem submetidas à análise na lupa binocular devem situar-se na classe areia grossa e areia fina; comparação visual através de tabelas comparativas – Krumbein & Sloss (1963) in Suguio (1973); fichas para anotação dos valores e estimativa percentual dos grãos analisados em cada fração, utilizando-se entre 100 e 200 grãos por amostras para análise comparativa.

Foram analisadas um total de 13 amostras, sendo 10 coletadas na Praia dos Artistas e 03 na Praia de Areia Preta. Todas foram analisadas de acordo com a metodologia descrita acima.

A seguir serão apresentados os resultados obtidos com o estudo morfoscópico (arredondamento, esfericidade e textura superficial) das amostras.

As amostras da Praia de Areia Preta são grãos sub-arredondados de esfericidade em sua maioria boa e textura superficial composta por grãos vítreos (polidos) com presença de óxido de ferro, exceto a amostra 02 onde os grãos não apresentam óxido de ferro (Tabela 36).

Tabela 36 – Resultado da análise morfoscópica das amostras de Areia Preta.

Amostra	Arredondamento	Esfericidade	Textural Superficial
01	Subarredondado.	Muito boa.	Grãos vítreos (polidos), presença de oxido de ferro.
02	Subarredondado.	Boa.	Grãos vítreos (polidos)
03	Subarredondado.	Boa.	Grãos vítreos (polidos), presença de oxido de ferro.

Nas amostras coletadas na Praia dos Artistas predominam os grãos subarredondados, a esfericidade classifica-se como boa, com textura superficial prevalecendo os grãos vítreos (Tabela 37).

Tabela 37 – Resultados da análise morfoscopia das amostras da Praia dos Artistas.

Amostra	Arredondamento	Esfericidade	Textural Superficial
04	Subarredondado	Boa	Grãos vítreos (polidos)
05	Subarredondado	Boa	Grãos vítreos (polidos)
06	Subangular	Boa	Grãos vítreos (polidos)
07	Subarredondado	Boa	Grãos vítreos (polidos)
08	Subangular	Boa	Grãos vítreos (polidos)
09	Subarredondado	Boa	Grãos vítreos (polidos), presença de oxido de ferro
10	Subarredondado	Boa	Grãos vítreos (polidos), presença de oxido de ferro
11	Subarredondado	Boa	Grãos vítreos (polidos)
12	Subarredondado	Muito boa	Grãos vítreos (polidos)
13	Subarredondado	Muito boa	Grãos vítreos (polidos)

- **Minerais Pesados**

Os minerais pesados caracterizam-se por possuírem um peso específico maior que o dos minerais mais comuns em rochas sedimentares.

O estudo desses minerais é de grande ajuda para interpretações geológicas dos sedimentos.

A metodologia utilizada neste estudo esta fundamentada em técnicas-padrão de laboratórios para separação de minerais pesados e estão baseadas na separação de um líquido pesado de peso específico intermediário entre minerais ou grupos de minerais a serem separados. A separação foi efetuada por decantação gravitativa da amostra em um líquido pesado do tipo bromofórmio.

Etapas seguintes:

- Desagregação – o primeiro passo no tratamento prévio da amostra para estudo dos minerais pesados é a desagregação.
- Separação granulométrica – os minerais pesados são hidraulicamente equivalentes aos minerais leves de dimensões maiores, dependendo do peso específico dos minerais pesados envolvidos. Os diâmetros padrões exatos em que devem ser estudados os minerais pesados em areias estão nas classes de areia fina e areia muito fina.
- Líquidos pesados – o bromofórmio ou o tetrabrometano são comumente empregados nas técnicas de separação dos minerais pesados utilizando-se líquidos pesados.

Foram analisados 200 grãos obtidos nas frações de areia fina e areia muito fina das 13 amostras comentadas anteriormente. Nas amostras da praia de Areia Preta ocorre uma predominância de limonita e hematita (Tabela 38).

Tabela 38 – Porcentagem (%) de minerais pesados nas amostras da praia de Areia Preta.

Minerais(%)	01	02	03
Ilmenita	17	11,5	11
Oxido de ferro	3	6	6,5
Limonita	36	30	31
Zircão	3	6	3,5
Hematita	11,5	16	24,5
Magnetita	2,5	8	9
Turmalina	14	14	10,5
Epidoto	11	6,5	4
Biotita	2	2	-

Nas amostras da Praia dos Artistas ocorre uma predominância de limonita e hematita, com exceção da amostra 03 onde prevalece o zircão e a hematita (Tabela 39).

Tabela 39 – Porcentagem (%) relativa de minerais pesados nas amostras da Praia dos Artistas.

Minerais(%)	04	05	06	07	08	09	10	11	12	13
Ilmenita	6	7	4	10,5	5,5	2	14	4,5	10,5	6
Oxido de ferro	4	6	5,5	8,5	8	9	6	3,5	12,5	3,5
Limonita	32,5	39	2	18	29	28	17,5	34	21	18,5
Zircão	7	1,5	29	8,5	-	-	-	-	-	-
Hematita	19	19	24,5	24	23,5	38,5	28	29,5	34	26,5
Magnetita	18	7,5	12,5	13,5	11,5	6,5	21,5	6,5	12	14
Turmalina	8	11,5	8,5	12	8	3,5	7	11,5	9,5	13
Epidoto	3	6	11	3,5	13	8,5	6	7	-	14
Biotita	25	2,5	3	1,5	1,5	3	-	3,5	3,5	2

3.3 – Análise das intervenções urbanas e suas repercussões na frente litorânea

3.3.1 – Praia de Areia Preta

- Apresentação

O estudo aqui apresentado trata-se da opção final apresentada para a proteção do trecho litorâneo limitado pelas Pontas do Morcego, ao norte e Mãe Luiza, ao sul, englobando as praias de Areia Preta, Mãe Luiza e Miami.

A concepção final foi alterada de forma a atender as considerações e recomendações do Instituto de Pesquisas Hidroviárias – INPH e desenhada visando aumentar a estabilidade do aterro hidráulico inicialmente proposto, pois as simulações da evolução da regeneração para o primeiro ano mostraram que o volume de material do aterro permanecia praticamente constante entre as duas pontas, mas a linha de costa iria sofrer um retrocesso na praia de Miami e uma progradação na zona próximo a Ponta do Morcego, com possibilidade de perdas de materiais para as praias situadas ao norte.

Desta forma, para aumentar a estabilidade do aterro hidráulico, buscou-se evitar que parte do material sedimentar fosse transportado para as praias ao norte com possibilidades, embora muito remotas, de afetar a sedimentação do canal de acesso portuário e por recomendação do INPH, a alternativa final consiste em uma solução mista compreendendo

um aterro hidráulico entre as pontas de Mãe Luiza e Morcego, estando limitado ao norte por um espigão de contenção de areias semi-submerso, e segmentado em três trechos por outros dois espigões, também semi-submersos.

A seguir serão citados os parâmetros necessários ao estudo. Porém, esses parâmetros já foram apresentados e discutidos no decorrer da tese, não sendo necessário repeti-los.

- Parâmetro Meteorológico;
- Parâmetros Hidráulicos;
- Condições Físicas

A área em questão situa-se no bairro de Areia Preta, de valor especial de Interesse Turístico, que abrange desde a orla marítima até a Avenida Getúlio Vargas, Rua Pinto Martins e Rua Guanabara.

Essa área esteve ocupada por alguns pescadores até aproximadamente 1920, constituindo-se num sítio praticamente virgem. As praias de Areia Preta, Ponta do Morcego e do Meio contribuíram decisivamente para o processo de aceleração urbanística do local, uma vez que ofereciam um espetáculo paisagístico de rara beleza, tornando-se assim pontos de atração.

Segundo o historiador Luís da Câmara Cascudo, Areia Preta era uma praia feliz, de grande popularidade, habitada por pescadores que viviam em ranchos. No decorrer dos anos, eles foram vendendo suas moradas, logo substituídas por casas de veraneio. Em 1908, esta praia foi escolhida oficialmente para a função de balneário, por oferecer as melhores condições de banho. Em 1915, havia o bondinho, com terminal na citada praia e o percurso era do monte até a praia, sendo considerado o melhor passeio da época.

Na década de 1950, o Governador Silvío Pedroza, num processo de urbanização das praias, investiu em Areia Preta, construindo a Praça da Jangada, um trampolim e duas torres de salva-vidas. A ocupação dessa área se deu através de posses em terrenos pertencentes ao Patrimônio da União e a Prefeitura Municipal de Natal, que forneceu as devidas cartas de aforamento dos terrenos ocupados.

Atualmente, essa área apresenta-se quase totalmente ocupada por residências e outros

prédios, como bares, restaurantes e hotéis. Esse crescimento rápido acelerou o processo de descaracterização do local, que perdeu sua primitiva identidade com as novas construções, tornando-se uma área totalmente urbanizada.

A resposta da ocupação muito próxima ao mar, com edificações e vias públicas e o assentamento de residências nas dunas da área, ocorreu à interferência no balanço sedimentar costeiro neste trecho de dinâmica muito intensa provocando, com isso, a acentuação progressiva da erosão.

Destaca-se, neste caso, a implantação de um acesso viário no final da década de 50, ligando a Praia de Areia Preta ao Bairro de Mãe Luíza, que cortou a duna do Farol e impediu a alimentação das areias da referida duna em direção à praia, causando assim um déficit de sedimentos. Tal situação é sugerida pela análise de fotos antigas, onde se verifica a ligação da duna com a praia, que nesta época, se mostrava ampla e sem indícios concretos de erosão intensa. Outro indicativo dessa interpretação é a presença de dunas em situação semelhante nas praias de Ponta Negra e Genipabu, com alimentação constante de areias para o litoral e ausência de processos erosivos atuais.

Este problema na Praia de Areia Preta foi agravado com a construção da Via Costeira (Avenida Senador Dinarte Mariz) no início da década de 80, que isolou definitivamente a duna da praia e exigiu, como medida de contenção dos processos erosivos existentes já na época, uma cortina de concreto de micro-ancoragem com tirantes e placas num total de 1.365,31 m² de área, a qual teve de ser ampliada e reparada nos anos seguintes em resposta à erosão cada vez mais acentuada.

Essas obras de engenharia, implantadas sem o conhecimento da dinâmica ambiental desses locais, se por um lado impediram a destruição da obra viária, por outro lado, acentuaram o processo de emagrecimento da praia.

Ao longo dos últimos anos o mar vem castigando continuamente essas obras e exigindo reparos e manutenção nessas praias e também na Praia dos Artistas e da Redinha situadas mais ao norte. O ataque erosivo ocorre principalmente nos períodos de conjunção de marés de maior amplitude com ventos de maior intensidade, gerando com isso ondas que se chocam contra a barreira de concreto construída, escavando cada vez mais a praia, já quase desaparecida, mesmo nas marés mais baixas.

O resultado disso é a situação atual, onde se observa a destruição de trechos da cortina de concreto, das calçadas, e danos até na via existente.

- Desenvolvimento do Projeto dos Espigões
- Disposição dos Espigões

Para aumentar a estabilidade do aterro hidráulico e evitar que parte do material sedimentar fosse transportado para as praias ao norte com possibilidades, embora muito remotas, de afetar a sedimentação do canal de acesso portuário, a alternativa final consiste em uma solução mista compreendendo um aterro hidráulico entre as pontas de Mãe Luiza e Morcego, estando limitado ao norte por o espigão nº1 de contenção de areias semi-submerso, e segmentado em três trechos por outros dois espigões (2 e 3) também semi-submersos (Planta nº1 - Funpec/ Sumov 2000).

O espigão nº1 terá um comprimento total de 195 metros, enraizado na ponta do Morcego com coordenadas UTM de origem (257515E, 9360338N) referidas na planta nº1, apresentando um azimute aproximado de 130° e que em planta apresenta-se inclinado em relação à linha de costa. A terminação do espigão atinge profundidades da ordem de 6 m. A largura mínima do espigão deverá ser de 5m, e a cota de coroamento prevista é de +3 m. O espigão será atingido obliquamente pelas ondas de este e sudeste e diretamente pelas ondas de nordeste de menor energia. Toda a estrutura será construída com uma inclinação de 1:1,5m.

O espigão nº2 terá um comprimento total de 200m, enraizado no saíote atual de concreto da via costeira com coordenadas UTM na origem de (257613E, 9359789N) referidas na planta nº1, apresenta um azimute aproximado de 52° e em planta apresenta-se com direção normal à via existente. A terminação do espigão atinge a isóbata de -4 m. Da mesma forma que o espigão nº1, a largura mínima do espigão deverá ser de 5m, e a cota de coroamento de +3 m. O espigão será atingido obliquamente pelas ondas de este e sudeste. A estrutura será construída com uma inclinação de 1:1,5 m.

O espigão nº3 apresenta o menor comprimento de todos, 165m, devido ao seu enraizamento coincidir com o pequeno promontório, atualmente ocupado por um canteiro de obras. Suas coordenadas de origem em UTM são (257916E, 9359431N) referidas na planta nº1, também apresenta um azimute aproximado de 52° e em planta apresenta-se com direção normal à via existente. A terminação do espigão atinge a isóbata de -4 m. Sua largura mínima deverá ser de 5m e a cota de coroamento +3 m. A estrutura será construída com uma inclinação de 1:1,5 m.

- Dimensionamento das Seções Transversais dos Espigões
- Cálculo do Peso dos blocos

Considerando as condições de níveis de água e ondas e tendo como base a batimetria executada na região e o comprimento das estruturas projetadas, foi possível estabelecer o peso dos blocos que irão compor a armadura de proteção da seção tipo dos espigões.

Foi adotada para o cálculo do peso das pedras a fórmula de Hudson (SPM, 1984) in Maia (1998), que apresenta a seguinte relação:

$$W = \frac{w_r * H_s^3}{K_d * (S_r - 1)^3 * \cotg\theta}, \text{ onde}$$

W = Peso médio da armadura, que varia entre o mínimo de $0,75W$ e o máximo de $1,25W$;

H_s = Altura da onda significativa do projeto, considerada como $2,5\text{m}$, maior valor encontrado no levantamento realizado em Natal;

w_r = Peso específico do material rochoso utilizado, para blocos tipo granítico ($2,65 \text{ T/m}^3$);

w_a = Peso específico da água do mar ($1,03 \text{ T/m}^3$);

$S_r = (w_r / w_a)$

K_d = Coeficiente de danos, para blocos de rochas angulosos e colocados de forma aleatória em duas seções, com valor é igual a 2;

θ = O ângulo formado pela seção da armadura e a horizontal, adotada nos cálculos como 1:1,5

Desta forma, o valor encontrado para a faixa de pesos que irá compor a carapaça de proteção dos espigões será de **$W = 3,5$ Toneladas**, sendo 30% no máximo com blocos entre 2,6 e 3,5 toneladas, e os 70 % restantes, formados por blocos de rochas graníticas com peso entre 3,5 e 4,3 toneladas. A carapaça deverá cobrir toda a seção transversal do espigão, pois além do ataque das ondas pelos dois lados, e devido a sua cota de coroamento em +3m, a estrutura também estará sujeira ao *overtopping*. A espessura mínima da carapaça deverá ser de 2,5 metros, para exercer a devida proteção.

A camada do núcleo da estrutura será formada por blocos graníticos, com cota de

coroamento em +0,5m e peso dos blocos variando entre 1 Kg e 2,6t. O cabeço do espigão, devido ao maior ataque das ondas, deverá ser composto de blocos com $W= 3,8 t$, sendo 30% dos blocos com peso entre 2,9 e 3,8t e o restante dos blocos com peso entre 3,8 e 4,8 toneladas. Alternativamente poderá ser utilizada uma inclinação de 1:2 para o cabeço da estrutura. Esta opção, entretanto, aumenta o volume nominal do espigão.

A seção transversal definida para os espigões vem representada na planta nº 2.

- Volume de Enrocamento

Os volumes de enrocamento foram calculados a partir das seções transversais do projeto e as batimetrias realizadas. Na tabela a seguir são apresentados o comprimento de cada espigão e os volumes de enrocamento por categorias de blocos de pedra, sendo as pedras de 1Kg a 2,6t referente ao núcleo dos espigões; Pedras de 2,6 a 4,3 toneladas referente aos blocos da armadura; e as pedras de 2,6 a 4,3 toneladas referente aos blocos que irão compor as armaduras dos cabeços dos espigões.

No total serão construídos 560 metros lineares de espigão, sendo necessário $24.337 m^3$ de pedras de até 2,6 toneladas, $25.457 m^3$ de pedras entre 2,6 e 4,3 toneladas e $10.058 m^3$ de pedras para os cabeços. O volume total de enrocamento para construir todos os espigões será de **$59.852 m^3$** .

- Metodologia de Execução

Para a construção dos espigões foram utilizados blocos de rochas graníticas, lavrados em pedreiras existentes ou a serem implantadas, sendo transportados até a zona de intervenção por via terrestre. O lançamento dos blocos no corpo dos espigões será realizado diretamente por caminhões tipo basculantes, sendo o material espalhado por meio de tratores e com carregadeiras próprias para este fim. A execução será realizada da terra para o mar, obedecendo aos pontos de enraizamento e aos direcionamentos predeterminados. Inicialmente será lançado o material do núcleo, blocos entre 1 Kg e 2,6 toneladas, devendo, entretanto, serem tomadas as devidas precauções, já que este material é mais susceptível ao ataque das ondas. É recomendável que o avanço do núcleo seja seguido pela execução das camadas de proteção lateral.

- Desenvolvimento do Projeto do Aterro Hidráulico
- Definição dos Elementos Geométricos do Perfil de Areia Preta

A regeneração (aterro hidráulico) de praias mediante o aporte maciço de areias, constitui atualmente um dos tipos de estrutura de defesa dos terrenos costeiros mais utilizados no mundo, em função da sua eficiência de dissipar a energia das ondas incidentes. Existem diferentes parâmetros que definem a geometria dos perfis de regeneração e que são: Largura total da praia seca; Cota da berma; Inclinação das porções emersas e submersas do perfil de praia.

A largura da praia está relacionada com a superfície que se deseja oferecer para atividades de lazer e, tecnicamente, para suprir o déficit sedimentar existente e criar um mecanismo dissipador de energia. Considerando que um dos objetivos deste tipo de projeto é resgatar a largura que a praia apresentava anteriormente, o que muitas vezes não é possível, a largura final irá depender, entre outras coisas, da disponibilidade orçamentária e do desenho final do projeto.

A cota da berma irá definir o grau de estabilidade da praia porque, quanto maior for esta cota, maior será o volume de areia na praia e a reserva de material para responder às tendências naturais de recuo. Para definir esta cota, existem limitações de ordem técnica e econômica, sendo normalmente utilizada como referência, a altura das bermas naturais, que foi definida pelos estudos de campo. A estimativa das inclinações do perfil é realizada para calcular o volume de material necessário para que o perfil final seja modelado pelos processos naturais, de forma a alcançar um estado de equilíbrio. Na prática, a inclinação do perfil da praia emersa é desenhada paralela à inclinação natural da praia que está acima do nível médio do mar (N.M.M.), e se a praia se encontra em um estado com tendências erosivas, que é o caso de Areia Preta, a inclinação é determinada por estudos de campo.

A inclinação da praia submersa é determinada a partir de uma análise das condições dinâmicas da zona, desde o nível de maré baixa até a profundidade limite. Tomando por base esta análise e a média das inclinações das zonas adjacentes e da própria praia, se determina as inclinações do perfil de regeneração, sendo esta, em geral, menor que a da praia emersa. O limite, na direção do mar, da base da regeneração é definido pela profundidade limite (P.L.) e corresponde à profundidade de início do transporte longitudinal de sedimentos produzido pelas ondas, que para o caso de Areia Preta é de -4 metros.

- As Inclinações do Perfil Natural

A Tabela 40 mostra os resultados das inclinações médias para a zona emersa e submersa, definidas pela interpretação dos perfis topográficos da área de Areia Preta. Para a zona emersa, observa-se que a inclinação varia entre 1:5 e 1:28, com valor médio global de 1:18 ou 5,6%. Para a zona submersa, as inclinações são mais baixas, variando entre 1:26 e 1:53, com valor médio de 1:35 ou 2,5%.

Tabela 40 – Inclinações definidas pelos perfis topográficos na zona emersa (E) e submersa (S).

Inclinação	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P10	P11	Média	%
1:E	10	15	14	10	21	5	25	22	28	27	18	5,6
1:S	31	26	32	49	35	41	38	53	43	48	40	2,5

A distribuição espacial dos valores das inclinações mostra que as praias mais próximas à Ponta do Morcego (norte da zona de estudo) apresentam maiores inclinações, que diminuem progressivamente na direção da praia de Miami, onde são encontradas as menores inclinações. Considerando a direção de incidência das ondas em relação à orientação da praia na região (SE-NW), observa-se que, em 73% dos casos, o que corresponde ao somatório das frequências de 90 a 150°, as ondas atingem a costa com uma componente direcional de sul, gerando uma deriva na direção norte. Outro fator importante, diante desta dinâmica, é a presença da Ponta de Mãe Luíza que limita a área ao sul e que exerce uma proteção natural para a zona. A soma destas características em relação ao clima de ondas gera uma zonação de inclinações nos perfis da Praia de Areia Preta em função dos diferentes graus de exposição à energia das ondas incidentes, ou seja, maiores inclinações nas zonas mais expostas e menores nas zonas protegidas.

- A altura da Berma

Outra característica geométrica observada nos perfis de praia é a altura da berma, que na zona, varia de 1 a 2,5 metros. Em teoria, a maior cota observada deveria ser considerada

como o valor ideal para o desenho do projeto, entretanto, as observações de campo mostram que esta altura é insuficiente para ser utilizada no projeto, porque não exerce o grau de proteção desejável, durante as marés mais importantes. As inclinações médias (5,6 e 2,5%) e a cota da berma (+2,5m) definidas são consideradas como os valores indicativos do perfil natural da zona e representam as condições atuais da área de Areia Preta em um estado erosivo. Utilizando os resultados dos levantamentos topográficos complementares nas outras praias de Natal (Via Costeira, Ponta Negra e Artistas), se observa que o valor da altura da berma para exercer uma proteção adequada é da ordem de 4,5 m, e que será utilizado como referência para o desenho dos perfis de regeneração.

- Os Sedimentos da Praia Atual

A análise dos sedimentos da zona emersa (Tabela 41) mostra o mesmo tipo de comportamento da inclinação, com uma zonação do tamanho do grão que aumenta na direção norte. Observa-se que predominam areias médias a grossas na porção norte da área, com medianas entre 449 e 624 micras, e areias médias com medianas entre 245 e 328 micras, no restante da área. Excepcionalmente, se observa a presença de areias grossas na parte emersa do perfil 7, o que representa a influência das rochas da Formação Barreiras bastante consolidadas que afloram na área e que atua como um *sea wall*, concentrando localmente a energia das ondas incidentes e por consequência, influenciando no padrão da distribuição granulométrica por aumento do tamanho da mediana.

Tabela 41 – Características granulométricas dos sedimentos da porção emersa dos perfis da praia de Areia Preta.

Sedimento	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P10	P11	Média
D50 (micras)	591	624	449	328	290	245	562	290	272	259	391
Phi	0,8	0,68	1,15	1,61	1,78	2,03	0,83	1,78	1,88	1,95	1,4
Desvío (micras)	176	168	148	135	131	95,8	195	110	106	98,4	136,4
Phi	2,5	2,58	2,75	2,89	2,93	3,38	2,36	3,18	3,24	3,35	2,9

Para a ação de regeneração prevista, que consiste em recuperar toda a faixa estudada, é necessário definir os valores médios das amostras das zonas emersas que, neste caso, consistem de areias com medianas de 391 micras (1,4 Phi) e desvio padrão de 136 micras ou 2,9 Phi, correspondendo a areias médias mal selecionadas.

Para a zona submersa (Tabela 42), as areias variam de areias médias a finas, e não se observa uma zonação clara como nos elementos analisados anteriormente. A única semelhança é a presença das areias finas nos perfis 10 e 11, na zona de sombra da Ponta de Mãe Luíza. O natural dos perfis de praia é a diminuição do tamanho do grão na direção do mar, logo, a presença das areias médias da zona submersa dos perfis 4 e 6, com medianas superiores à zona emersa poderia ser um indicativo da presença de afloramentos submarinos do Barreiras, com concentração da energia das ondas e aumento local do tamanho do grão, justificando desta forma a presença desta inversão granulométrica.

Tabela 42 – Características granulométricas dos sedimentos da porção submersa dos perfis da praia de Areia Preta.

Sedimento	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P10	P11	Média
D50 (mm)	235	244	292	445	318	459	205	245	154	159	275,6
Phi	2,1	2,04	1,78	1,17	1,65	1,12	2,28	2,03	2,7	2,65	1,9
Desvio	134	106	118	194	137	153	332	141	127	110	154,9
Phi	2,9	3,24	3,08	2,37	2,87	2,71	1,59	2,83	2,98	3,18	2,7

- Características da Jazida

Um dos principais requisitos para o êxito de uma ação de recuperação de praias erodidas, ou criação de novas praias, é a disponibilidade de material com especificações técnicas apropriadas à geometria da área. Estes materiais utilizados nos aterros hidráulicos são areias quartzosas, preferencialmente de granulometria variando de média até muito grossa, embora areias finas possam ser utilizadas nos corpos do aterro, como preenchimento, necessitando de materiais de maior textura, como cobertura.

Contudo, na atualidade, o crescimento constante da indústria da construção civil no mundo inteiro tem gerado uma demanda muito grande por este tipo de sedimento, matéria-prima

básica destas obras de engenharia civil, e com isso, tornando praticamente inacessível as areias das jazidas continentais para outros fins, como os aterros para a recuperação de praias. Desta maneira, na maioria dos casos, a implantação de projetos de regeneração de praias exige a identificação de jazidas nas plataformas continentais adjacentes.

Estas jazidas, por questões de distância da área, profundidade da lâmina d'água, importância ecológica dos organismos existentes, tornam, em muitos casos, praticamente inviável a sua exploração, tanto pelo alto custo de exploração, como pela grande magnitude dos impactos ambientais decorrentes da extração destas areias.

As campanhas de campo, realizadas em 1998, detectaram a existência, na plataforma interna em frente a Natal, de uma faixa de aproximadamente 1500m de largura por 12 Km de longitude, constituída por areias quartzosas de granulometria variando de grossa a muito grossa, a uma distância em torno de 2 Km da costa e com profundidades variando de 12 a 15m. A proximidade desta jazida da Praia de Areia Preta, juntamente com a especificação técnica do material detectado, é inegavelmente uma condição bastante favorável a sua utilização para a ação de recuperação praial proposta.

O material da plataforma selecionada para o projeto de regeneração consta, segundo a escala de Wentworth, de areias quartzosas grossas com mediana entre 0,6 e 1,7, e desvio padrão entre 1 e 1,8 mm. Comparando com a amostra média dos perfis da Praia de Areia Preta, se observa que as amostras são mais grossas, logo apresentam um maior grau de estabilidade e podem ser utilizadas para a recuperação da praia em questão (Tabela 43).

Tabela 43 – Parâmetros estatísticos das amostras coletadas na plataforma.

Amostras	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Mediana (mm)	1,6	0,8	0,8	0,6	0,6	1,1	1	1,7	1,7
Desvio (mm)	1,8	1,2	1,2	1,1	1	1,4	1,8	1,3	1,6
Mphi	0,7	-0,3	-0,3	-0,8	-0,8	0,1	0,1	0,8	0,8
Dphi	0,8	0,3	0,3	0,2	0	0,4	0,9	0,4	0,6

A zona selecionada como jazida de empréstimo apresenta uma área total de 1.610.000 m² (700 x 2.300m), tendo sido escolhida como jazida devido sua proximidade com área de intervenção e pelas suas características granulométricas, pois se trata de areias quartzosas

grossas a muito grossas, logo, ideal para um projeto de regeneração devido a sua maior estabilidade.

Para a definição da qualidade da areia que será utilizada na regeneração, foram utilizados os conceitos e bases teóricas mais importantes para a aplicação deste método de proteção. A informação procede basicamente do *Shore Protection Manual do U.S.* (1994), assim como dos vários estudos sobre Regeneração de Praias da Direção Geral de Costas e Portos do Ministério de Obras Públicas da Espanha.

O grau de estabilidade do material de regeneração é definido pela relação entre as características granulométricas do material a ser aportado e do material encontrado originalmente na praia. A comparação pelo fator de sobre-alimentação indica qual o volume de material a ser aportado, de forma que com o passar do tempo e da redistribuição do novo material, este evolua para um estágio textural em equilíbrio com os processos atuantes. Da análise anterior, se observa que as amostras estão divididas em 3 quadrantes, que representam graus de estabilidade distintos.

Em relação às amostras coletadas na plataforma continental, se observa que todas as amostras estudadas apresentam uma mediana maior que o material original da praia, correspondendo ao quadrante de material estável, indicando que estes sedimentos são propícios para a regeneração.

Para a utilização do material da plataforma, não seria necessário nenhum tipo de cuidado ou distribuição especial, já que todas as amostras analisadas são mais estáveis que o próprio material original da praia, mostrando neste caso, que seria a melhor jazida de empréstimo para a regeneração.

- As inclinações dos Perfis de Regeneração

A principal questão para o desenho da ação de regeneração é a determinação do volume de sedimentos necessário para satisfazer as especificidades requeridas durante um certo período. O período de tempo útil da regeneração está associado ao rearranjo que irá sofrer o perfil de praia após a colocação do novo material de regeneração, ao sofrer as interações com a dinâmica local, e que normalmente implica no transporte de parte do novo material para fora da zona de atuação e o retrocesso do novo perfil. Esta implicação negativa, bastante

freqüente nas regenerações de praia, está ligada ao fato da recuperação atuar para minimizar os efeitos da erosão, sem levar em conta, na maioria dos casos, as causas deste fenômeno natural.

Para contornar este problema, o Centro de Pesquisas em Engenharia Civil (*Delft Hydraulics*) elaborou um Manual de Regeneração de Praias, onde apresenta a relação de Vellinga (1982) in Wright & Short (1983) como uma primeira solução. Esta relação associa as características dos sedimentos e inclinações dos perfis encontrados na praia nativa com as características do novo perfil de praia utilizando o material de regeneração e em equilíbrio com as condições dinâmicas vigentes por meio de:

$$N_l / N_d = (N_d / N_w^2)^{0,28}$$

Onde N_l é a escala horizontal, N_d a escala vertical e N_w a escala de sedimentação das partículas e que está relacionada à mediana. Com esta relação, o novo perfil de praia regenerado poderá ser determinado, por associação com o perfil nativo e em equilíbrio as condições dinâmicas atuantes. A escala vertical N_d esta diretamente relacionada com a escala das alturas das ondas, logo $N_d = N_h$, e como o novo perfil estará submetido às mesmas condições de ondas do perfil nativo, fica claro que $N_d = 1$, conseqüentemente:

$$N_l = N_w^{-0,56}$$

Esta relação pode ser interpretada supondo que a velocidade de sedimentação do material nativo é W_1 e do material de regeneração W_2 . Se no perfil atual a isóbata d está situada a uma distância L_1 , a distância da mesma isóbata para o perfil de regeneração com o novo material será determinada pela relação:

$$L_1 / L_2 = (W_1 / W_2)^{-0,56} \text{ ou } L_2 = L_1 * (W_1 / W_2)^{0,56}$$

O efeito desta relação depende das características entre os dois tipos de materiais (natural e utilizado na regeneração). Aplicando para a parte emersa do perfil de Praia de Areia Preta, teremos:

Sedimento	Nativo	Plataforma
d50 (mm)	0,391	1,000
W (m/s)	0,0438	0,106
Inclinação	1:18	1:11

E para a parte submersa do perfil de Praia de Areia Preta, teremos:

Sedimento	Nativo	Plataforma
d50 (mm)	0,275	1,000
W (m/s)	0,0278	0,106
Inclinação	1:40	1:17

Como os sedimentos selecionados para a regeneração da praia apresentam uma mediana superior ao da praia nativa, terão uma maior velocidade de sedimentação e por conseqüência, inclinações maiores que as naturais. Os valores das inclinações definidas para os materiais de regeneração representam as inclinações dos novos materiais em equilíbrio com as condições dinâmicas da área e que serão utilizados para o cálculo dos volumes de regeneração.

- Volumes de Regeneração

A partir das discussões anteriores e dos diversos conceitos discutidos, teríamos que o perfil final de regeneração irá depender do tipo de material utilizado e da largura total da praia seca desejável. Partindo deste valor e utilizando as inclinações definidas pela diferença das velocidades de sedimentação entre o material nativo e regenerado, teríamos, utilizando o material da plataforma, duas opções cujo fator comum é a altura da berma mínima para exercer a devida proteção da zona costeira, que seria de 4,5 metros.

A primeira alternativa está formada por uma berma inicial de 4,5 metros que se prolonga na direção do mar por 30 metros (altura da berma), passando a diminuir até a cota zero (DHN) com uma inclinação de 1:11, e a partir daí até interceptar o perfil nativo, com uma inclinação de 6% ou 1:17.

A segunda alternativa está formada por uma cota de coroamento inicial de 4,5 metros que se prolonga na direção do mar por 50 metros, diminuindo gradativamente com uma

inclinação de 1:11 até a cota zero (DHN), e a partir daí até interceptar o perfil nativo, com uma inclinação de 6% ou 1:17.

Para alcançar a Alternativa 1, que seria de uma praia seca de 65 metros, considerando o nível médio da maré de 1,33 metros ou 80 metros de praia durante a maré baixa de sizígia, teríamos que o volume de material a ser regenerado varia para cada perfil, estando entre 16.300 e 26.300 m³, o que produziria um volume total da ordem de 240.000 m³ (Tabela 33).

Para a Alternativa 2, formando uma praia seca de 85 metros, considerando o nível médio da maré, e 105 metros de praia durante a maré baixa de sizígia, o volume de material necessário varia entre 28.700 e 40.900 m³, alcançando um volume total de 374.000 m³ (Tabela 44), essa foi a alternativa escolhida.

O levantamento topográfico dos perfis atuais da Praia de Areia Preta mostra que a porção emersa durante a maré baixa varia de 11 a 23 metros com média de 19 metros, e que passaria, no caso da regeneração, utilizando a primeira opção a apresentar uma largura média de 80 metros e na segunda opção a uma largura de 105 metros.

Tabela 44 – Cálculo do volume de material a ser regenerado e as larguras atuais da praia.

PERFIL	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11
Alternativa 1 (m ³)	21500	16300	26300	21400	24500	23900	23000	20900	24600	18600	19900
Alternativa 2 (m ³)	35900	29700	40900	32600	38000	37300	35700	30700	34700	28700	30400
Praia Atual (m)	23	19	19	19	21	11	18	20	8	23	15

- Metodologia de Execução

A regeneração ou alimentação artificial de praias consiste, basicamente, na contribuição, usando meios artificiais, de areia para uma área litorânea que tem um equilíbrio sedimentar negativo ou quando a largura da praia apresenta uma dimensão inferior à desejável. Existem várias classificações orientativas dos tipos de regeneração, sendo a mais comum a que se refere ao sistema de transporte e colocação da areia na praia onde se podem distinguir três

métodos: lançamento do material diretamente na zona de arrebentação; lançamento hidráulico na praia; e lançamento ou enchimento mecânico na praia. Os métodos dependem diretamente da profundidade da zona que se deseja construir o aterro hidráulico e do tipo de jazida.

Para o caso de Areia Preta o engordamento da faixa de praia será realizado, pelo lançamento hidráulico do material. O método é usado quando a zona de empréstimo é submarina, e o material é fluidificado e transportado para a praia, total ou parcialmente por tubos. Uma vez vertida a mistura na praia, a arrebentação irá redistribuir os sedimentos e modificar o perfil gradualmente até alcançar um equilíbrio compatível com sua distribuição granulométrica. A distribuição dos materiais e a construção do perfil de regeneração, se realiza com a ajuda de tratores para diminuir o tempo da regeneração pela ação da dinâmica marinha, Figura 99.

Este método consiste basicamente em três operações:

1. Dragagem do material sedimentar da jazida por meio de uma draga do tipo Hopper (sucção) e transporte até a zona da praia, a distância irá depender da batimetria e da existência de altos fundos rochosos;
2. Bombeamento da areia para a praia com tubulação jato-aérea, por meio de descarga direta pelo fundo da draga;
3. Espalhamento da areia com tratores de esteira.

O método é usado quando a zona de empréstimo é submarina, e o material é fluidificado e transportado para a praia, total ou parcialmente por tubos. Uma vez vertida a mistura na praia, a arrebentação irá redistribuir os sedimentos e modificar o perfil gradualmente até alcançar um equilíbrio compatível com sua distribuição granulométrica. A distribuição dos materiais e a construção do perfil de regeneração se realizam com a ajuda de tratores para diminuir o tempo da regeneração pela ação da dinâmica marinha.



Figura 99 – Vista dos trabalhos de engorda na Praia de Areia Preta.

3.3.2 – Praia do Forte

- Campo de Dunas

Na Praia do Forte, o campo de dunas selecionado estende-se por uma área de aproximadamente 60 hectares, compreendido pelas coordenadas UTM (256000E; 9362000N) e (257000E; 9363000N), respectivamente extremo esquerdo inferior e extremo direito superior.

Na zona de praia predominam as dunas do tipo frontal, sendo as mais expressivas associadas às zonas de deposição formada pela difração das ondas sobre a *beach rocks*. As dunas se estendem longitudinalmente ao longo de 1 Km de praia com dimensão transversal variando de 30 a 150m e com cotas máximas alcançando os 7m de altura. Este sistema de dunas migra para o interior soterrando parcial ou totalmente a avenida de acesso ao Forte dos Reis Magos.

Da avenida para o interior as dunas apresentam uma forma parabólica do tipo hairpin com direção de deslocamento noroeste. As dimensões destas dunas são da ordem de 800 metros de comprimento por 200 metros de largura e sua cota máxima é de 15 metros. O sistema de parabólicas apresenta-se temporariamente estabilizado devido a atual falta de

aporte de material, como devemos registrar também as experiências de fixação de dunas realizadas no início do século XX com o objetivo de impedir o assoreamento eólico no estuário do rio Potengi (Figura 100).

Neste estudo também serão consideradas as dunas da Praia do Meio.



Figura 100 – Visão da Praia do Forte em primeiro plano e da praia da Redinha em segundo plano.

- **Atividades Realizadas**
- Tratamento de Dados

Devido às alterações induzidas pelas edificações nos parâmetros climáticos, preferiu-se não utilizar os dados das estações meteorológicas oficiais da cidade, já que esses dados não são característicos do ambiente litorâneo. Para contornar esse problema foi instalada uma estação meteorológica no Departamento de Oceanografia e Limnologia da UFRN. Todos os dados coletados foram analisados para este estudo.

- Perfis Topográficos e Amostragem de Sedimentos

O objetivo destas campanhas foi estudar a situação atual dos depósitos costeiros e sua

inter-relação com o ambiente litorâneo, com ênfase para as dunas das praias do Meio e Forte. Os trabalhos realizados compreenderam o controle topográfico das feições eólicas através da realização de perfis transversais e longitudinais em relação a direção de avanço das dunas.

Foram realizados perfis a cada 200m perpendiculares a linha de costa, para o estudo da evolução dos perfis de praia e identificação dos estágios morfodinâmicos. Para o estudo mais detalhado das dunas foi definida uma área com aproximadamente 1 km de linha de costa, onde foi realizada uma malha de perfis mais densa, para a cubagem e posicionamento das armadilhas de sedimentos.

Os perfis topográficos foram realizados a partir de estações fixas tomando em cada região um ponto de referência com coordenadas conhecidas. Os pontos a realizar em cada perfil dependeram da morfologia presente, tendo sido levantados por um nível topográfico situado nas estações fixas ou em subestações. O nível determina, com a ajuda de uma mira, a altura dos diferentes pontos escolhidos; esta altura foi corrigida em relação à altura do tripé e do nível topográfico escolhido. Este tipo de levantamento apresenta uma precisão da ordem de 0,01 m, essa metodologia foi descrita no Capítulo I – INTRODUÇÃO, no item 3.

- Medidas Diretas do Transporte Eólico

Os itens que seguem foram descritos no Capítulo I – INTRODUÇÃO no item 3.

- Armadilha de Integração;
- Armadilha de Discretização;
- Estação Meteorológica;

- Considerações sobre o Transporte Eólico

O processo de transporte eólico representa um dos fatores mais importantes no modelado, desenvolvimento e manutenção da planície costeira do nordeste do Brasil. Os ventos são os grandes responsáveis pela dinâmica costeira, e sua distribuição no registro geológico mostra que a formação e migração das dunas está presente no nosso litoral desde o Pleistoceno até a atualidade. O que confirma sua ação não somente como gerador de ondas e por consequência das correntes litorâneas.

Posteriormente, através da ação das ondas e correntes, a areia é depositada na praia, sendo automaticamente exposta ao ar, seca e submetida aos ventos oriundos do mar para o continente (*onshore*), iniciando seu transporte ao longo da linha de costa, construindo grandes campos de dunas a sotavento das praias. A orientação e amplitude dos campos de dunas retrata a direção e velocidade dos ventos dominantes na região costeira.

De acordo com o *Coastal Engineering Manual* (1998) in Carvalho (2001) o gradiente vertical de velocidade do vento é o resultado das forças de cisalhamento dentro da camada de ar e eventualmente sobre a superfície do terreno. Quando ocorre a presença de vegetação, o cisalhamento é automaticamente transferido para camadas de solo mais superiores. Assim a presença de um gradiente mais elevado resulta numa tensão de cisalhamento muito maior, portanto, o gradiente de velocidade é influenciado pela topografia local e a vegetação, ambos contribuindo para a rugosidade da superfície.

A velocidade do vento e o gradiente vertical da velocidade do vento são importantes fatores na determinação da quantidade de sedimento que será transportada pelo mesmo. Além disso, as características dos sedimentos como o tamanho e a forma dos grãos, conteúdo de umidade e vegetação são também considerados importantes fatores na distribuição dos sedimentos (*Coastal Engineering Manual*, 1998) in Carvalho (2001).

O movimento da areia pelo vento resulta do momento de transferência do ar para os sedimentos, e este é considerado um processo altamente complexo, portanto, se faz necessário conhecê-lo na sua essência.

A maioria dos trabalhos mostra que a distribuição vertical da velocidade do vento, o perfil de velocidade, geralmente segue uma distribuição logarítmica. Quando o fluxo de ar sopra sobre uma superfície arenosa gera uma força ou tensão de cisalhamento (τ), a qual é dita como a força que o vento exerce sobre a superfície da areia (partícula). Com isto, definiu-se matematicamente a velocidade de cisalhamento (u^*).

$$u^* = \tau / \rho_a$$

sendo τ a força que o vento exerce sobre a superfície da areia, ρ_a a densidade do ar (aproximadamente $1,22 \text{ Kg.m}^{-3}$) e a u^* velocidade de cisalhamento. Em regime de fluxos turbulentos, a transferência do momento (ar para sedimentos) está subordinada a rugosidade aerodinâmica da superfície e é proporcional às mudanças das velocidades com a altura.

Assumindo que a velocidade do vento aumenta logaritmicamente com a altura, a distribuição vertical da velocidade do vento é descrita pela equação geral do perfil de vento Sherman & Hotta, (1990) in Maia (1998),

$$V_z = u^*/C \ln [(z - h)/Z_0]$$

onde V_z é a velocidade do vento a uma altura z acima da superfície da areia, C a constante de Von Kármán (aproximadamente 0,40), Z_0 a rugosidade aerodinâmica da superfície e h a altura de deslocamento (o limite aerodinâmico, normalmente assumido por ser uma superfície de areia, $h = 0$ metros).

De acordo com o gradiente de velocidade estabelecido por Von Kármán (1934) in Bagnold (1941) os efeitos das forças de cisalhamento (τ) geradas pela atividade do vento sobre uma superfície arenosa tem uma velocidade zero, atingida a uma altura da superfície do terreno, que embora pequena, possui considerável significado, sendo convencionalmente designada de superfície *de rugosidade aparente* (Z_0). Esta é considerada a altura abaixo da qual o ar se mantém parado, possuindo um valor que independe da velocidade do vento e sim das rugosidades da própria superfície.

Para superfícies arenosas planas o valor de Z_0 tem sido definido por vários pesquisadores como aproximadamente $h/30$ do diâmetro médio da partícula, ou seja, uma partícula praial com diâmetro médio de 1 mm, corresponde a $1/30$ mm ($Z_0 = 0,03$ mm). A vegetação representa uma variável importante no aumento do valor de Z_0 , o qual varia na dependência das espécies vegetais, geralmente os valores situam-se em torno de 10 a 20 cm (Carter, 1988) in Maia (1998).

Assim, as variações nos valores de Z_0 estão basicamente condicionadas às alturas das rugosidades da superfície. Deste modo, quanto maior o seu valor menor será o número de grãos que atingirá a camada de ar em movimento, e conseqüentemente, estes locais favorecerão o processo de deposição de areia, enquanto que baixos valores proporcionarão mais transporte de areia.

O início dos movimentos das partículas ocorre quando a tensão de cisalhamento (τ), excede o valor limite da força oposta ao movimento, ou seja, gravidade e coesão. A força de arraste é o resultado da força de ar contra as áreas expostas do grão e é considerada uma função da velocidade do vento e da rugosidade aerodinâmica da superfície (Z_0).

A velocidade crítica (u_t^*) para o início do movimento se relaciona com a aceleração da gravidade (g), o diâmetro médio do grão (d) e a densidade da areia (ρ_s) através da seguinte expressão:

$$u_t^* = A (gd (\rho_s - \rho/\rho))^{0,5}$$

os valores de A variam em torno de 0,1 (Bagnold, 1941) a 0,2 Shermam & Hotta,(1990) in Maia (1998).

Os grãos de areia, uma vez deslocados, são transportados dentro da camada de ar em regime de fluxo turbulento através de três mecanismos de transporte: *saltação*, *arraste* e *suspensão* (Figura 101).

A carga em *saltação* representa a maior fração do transporte eólico e inclui dependendo da velocidade partículas de diâmetro entre (2.00 a 0,062 mm). O mecanismo de *saltação* pode ser considerado como auto-alimentador, ou seja, os grãos ao retornarem à superfície deslocam e selecionam outros grãos ou simplesmente impulsiona-os para frente (*arraste*) até serem depositados. O segundo mecanismo denominado de *arraste* ocorre quando um grão que se encontra em *saltação* retorna à superfície chocando-se contra um grão de maior dimensão (>2.00 mm), o qual devido a seu peso, não consegue ser lançado para ar e somente ser impulsionado. O terceiro mecanismo, *suspensão*, limita-se somente aos grãos de pequeno diâmetro (<0,062 mm). Este ocorre sempre que o fluxo turbulento do ar ascendente exceder a velocidade de assentamento destes grãos.

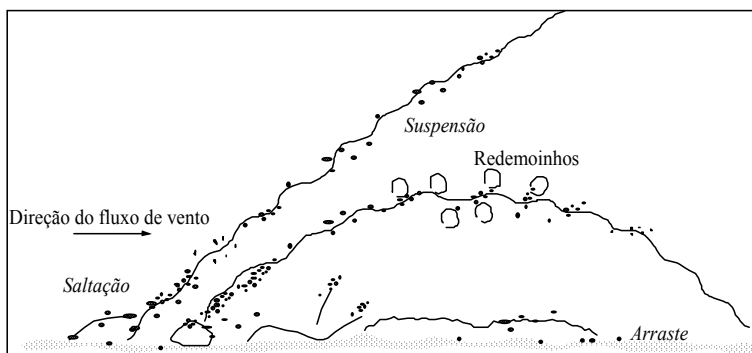


Figura 101 - Os principais mecanismos de transporte eólico: *saltação*, *arraste* e *suspensão*. Nickling, (1994), modificado de Pye, (1987).

Alguns fatores limitam o processo de transporte das partículas. Segundo Sherman (1990) as características atmosféricas que influenciam diretamente no transporte de sedimentos são a densidade do fluido, velocidade e direção do vento, temperatura, precipitação, umidade da superfície e em menor extensão, umidade relativa do ar e radiação solar.

Todos os fatores acima mencionados encontram-se inter-relacionados no aumento das forças coesivas, impedindo que as partículas sejam transportadas. As bibliografias fazem uma maior abordagem em relação aos efeitos da umidade sobre os processos eólicos.

A presença de precipitação, e conseqüentemente, umidade no transporte das areias, exerce forte influência no movimento inicial dos grãos presentes no ambiente de praia, ocasionando dificuldades na movimentação das partículas, por aumentar (i) consideravelmente as velocidades limiares (*threshold velocities*), ou seja, a velocidade necessária para que um grão inicie seu deslocamento; (ii) diminuição do gradiente vertical de concentração do transporte de sedimentos; e (iii) diminuição do fluxo de transporte em *saltação* (Sherman 1990).

Um outro fator a ser considerado é a forma e densidade dos grãos, cujos estudos efetuados por Williams (1964) in Goldsmith (1978) mostram que sob diferentes velocidades de vento a taxa de movimento das partículas de baixa esfericidade aumenta, uma vez que, em velocidades intermediárias/altas a taxa de transporte aumenta com partículas de alta esfericidade, as quais tendem mais ao transporte por *saltação* do que as angulosas. Com relação à densidade, os grãos com maior densidade são mais resistentes ao transporte e freqüentemente acumulam-se como depósitos residuais sobre a pós-praia (*backshore*). Uma descrição mais detalhada de como a forma influencia no transporte de sedimentos é feita em ambiente de túnel de vento sob condições controladas Barndorff-Nielson & Willetts (1991) in Leys (1996).

Uma vez iniciado o transporte das partículas, estas podem ser deslocadas através de distâncias consideráveis ao longo da praia. No entanto, vários fatores favorecem o processo de deposição da carga arenosa. A presença de obstáculos ao longo do percurso pode ocasionar alteração do padrão do fluxo de ar gerando zonas abrigadas, onde certamente a deposição pode se processar. Em zonas costeiras, a vegetação corresponde ao tipo mais comum destes obstáculos.

Bagnold (1941) descreve três tipos de deposição eólica: (i) deposição por acreção; (ii) deposição por sedimentação verdadeira; e (iii) deposição por *encroachment*.

No entanto, Hunter (1977a) in Leys (1996) denominou os seguintes processos de deposição eólica: (i) deposição tracional associada a cavalgamentos dos *ripples* eólicos; (ii) deposição por fluxo de grãos ou fluxo arenoso; e (iii) deposição por queda livre de grãos.

A terminologia genética de Hunter (1977a) in Leys (1996) é a mais adotada, pois tem se demonstrado extremamente prática e eficiente ao relacionar processos de deposição eólica e características da estratificação dos depósitos eólicos, a qual encontra-se intimamente relacionada com a configuração da superfície deposicional.

A Tabela 45 mostra os processos de sedimentação eólica abrangendo os processos de transporte, deposição e estratos resultantes.

Tabela 45 – Processos de sedimentação eólica. Tomazelli, (1994) in Rodrigues (1999).

PROCESSOS DE DE TRANSPORTE	PROCESSOS DEPOSICIONAIS	ESTRATOS RESULTANTES
<i>Saltação</i>	Deposição Associada à Migração e Cavalgamento dos <i>Ripples</i> Eólicos	Estratos Transladantes Cavalgantes
<i>Arraste</i>	Deposição por Avalanche: Fluxo de Grãos Deslizamento	Estratos de Avalanche
<i>Suspensão</i>	Deposição por Queda Livre de Grãos	Estratos de Queda Livre de Grãos

A deposição associada à migração e cavalgamento dos *ripples* eólicos ocorre através dos processos de transporte em *saltação* e *arraste* dos grãos de areia por sobre as superfícies deposicionais.

Resultam da migração dos *ripples* que surgem na superfície arenosa em resposta à ação do vento. Nestas condições os *ripples* iram se sobrepondo uns aos outros, e ao final da migração, cada marca ondulada é preservada sob a forma de um estrato. Ocorrem principalmente na face de barlavento (*stoss side*), mas, também são observados na face de sotavento (*lee side*) das dunas.

Conforme Hunter (1977b) in Leys (1996) este processo deposicional irá constituir os estratos transladantes cavalgantes, onde apresentam gradação inversa decorrente do acúmulo

de grãos grossos na crista dos *ripples*, constituindo-se no elemento fundamental de diferenciação por processos subaquosos.

A deposição por avalanche pode ser visualizada como a feição resultante de um processo de fluxo gravitacional que surge na face de sotavento (*lee side*) das dunas.

Basicamente ocorre quando os grãos de areia seca vão acumulando-se sobre as linhas de crista das dunas, e gradativamente aumentam o ângulo de inclinação das faces frontais até atingir um ponto crítico, a partir do qual a areia desliza como avalanches escarpa abaixo (Kocurek, 1996) in Maia (1998).

Tomazelli (1990) in Rodrigues (1999) enfatiza que esta deposição ocorre sempre que a declividade da face de sotavento (*lee side*) das dunas exceder ângulos com valores em torno de 34°. Contudo, Collinson & Tompson (1982) in Goldsmith (1990) apontam valores que variam em torno de 33 a 42°. Este processo de deposição é diferenciado em dois tipos básicos: (i) fluxo de grãos; e (ii) deslizamento gravitacional (*slide slumping*).

O primeiro está relacionado a um fluxo não coesivo, podendo ou não, formar gradação inversa, na qual resulta uma geometria de *línguas* de fluxos de grãos que podem apresentar espessuras desde milimétricas a centimétricas. O segundo tipo corresponde a fluxos coesivos gerados na presença de umidade e deslizamento de massas de areia escarpa abaixo.

Com o aumento da umidade, o processo de fluxos de grãos torna-se modificado e reflete uma variedade de estruturas coesivas, tais como: falhas, brechas, dobras, entre outras Douglas & Rittenhouse, (1971) in Borowka (1980).

A deposição por queda livre de grãos (*grain fall*) ocorre quando a névoa de grãos em suspensão penetra em zonas de separação de fluxo, como na linha de crista, gerando um desconfinamento e conseqüente expansão, acompanhada de uma subdivisão em fluxos secundários, provocando uma acentuada diminuição de sua competência, para caírem principalmente sobre a face de sotavento (*lee side*) ou após algum obstáculo.

Este processo associado a um regime irregular de ventos Fryberger et al., (1979) in Leys, (1996) acarreta uma deposição intercalada (areia média e fina), originando laminações milimétricas com excelente seleção de grãos dentro de uma mesma lâmina. Os estratos de gradação normal são originados por pequenas variações direcionais das rajadas de vento, enquanto que, a gradação inversa ocorre com o aumento gradativo da velocidade do vento. Por sua vez, os estratos sem gradação são originados sob condições de ventos uniformes e constantes.

- Taxas de Transporte Eólico dos Sedimentos

Na quantificação do transporte eólico de sedimentos, a abordagem é feita sob diferentes pontos de vista, indo desde os meramente experimentais em túneis de vento, os teóricos que utilizam fórmulas baseadas em experiências controladas, os que utilizam como base os experimentos de campo, e mais recentemente utilizando simulações numéricas da trajetória do grão.

Existe um número considerável de fórmulas para calcular a taxa de areia transportada pelo vento e com muitas destas formulações combinando em maior ou menor grau, considerações teóricas com resultados empíricos.

O'Brien & Rindlaub (1936) apresentam uma das primeiras equações para o transporte de sedimentos:

$$q = 2,1895 \times 10^{-5} uz^3$$

em que **uz** é a velocidade do vento medido em m/s a uma altura de 1,52 metros.

De todas as formulações apresentadas na literatura, a mais citada é a proposta por Bagnold (1941), sendo um dos primeiros trabalhos a utilizar equações para relacionar o transporte sedimentar pelo vento, cuja derivação é uma combinação de estudos teóricos, túneis de vento e estudos de campo no deserto. Sua fórmula relaciona o volume transportado **Q** ao cubo da velocidade de cisalhamento do vento u^* (m/s):

$$Q = C.L.T (d/D)^{0,5} (\rho/g) U_t^{*3}$$

sendo **Q** o transporte total em m³/ano, **C** uma constante (1,8 para areias naturalmente selecionadas), **L** a longitude (comprimento) da praia em metros, **d** = d_{50} , **D** é o diâmetro da areia utilizada como padrão 0,25 mm, **ρ** densidade do ar (aproximadamente 1,22 Kg m⁻³) e **T** a duração do vento em segundos.

Tomando como base a equação de Bagnold (1941), e aplicando algumas modificações, observa-se na literatura uma série de equações propostas por outros autores, como:

Kawamura (1951) in Maia (1998) propôs uma equação cuja derivação inclui o limite

da velocidade de cisalhamento crítica (u_*^*) em relação a potência entre a velocidade do vento e a taxa de transporte de sedimentos:

$$q = K (\rho/g) (u_*^2 + u_{*t}^2) (u_* - u_{*t})^2$$

o coeficiente **K** é uma constante com valor determinado em túneis de vento de 2,78. Hsu (1971; 1987) in Maia (1998) baseou-se em considerações dimensionais, relacionando a taxa de transporte ao número de “*Froude*” cuja relação é dada pela equação:

$$q = K.Fr^3 = K [u_*/(g/D)^{0,5}]^3$$

onde **q** é a taxa de transporte de areia transportada pelo vento (g/cm/s) e **Fr** corresponde uma função da velocidade de cisalhamento - u^* (cm/s), **g** é a aceleração da gravidade (980 cm/s²), como é um parâmetro adimensional, a dimensão das partículas **D** deve ser expressa em centímetros, **K** é definido como uma coeficiente dimensional do transporte eólico dos sedimentos e apresenta a mesma dimensão de **q** (g/cm/s). De acordo com *Coastal Engeneering Manual* (1998) o valor de **K** é uma função do diâmetro do grão e pode ser obtido através do $\ln K = -9,63 + 4,91D$, sendo **D** representado em milímetros e **K** por (g/cm/s). Lettau & Lettau (1977) in Sarre (1988) forneceu uma fórmula similar, expressa em termos de velocidade de cisalhamento (u^*) como referiu-se Bagnold (1941):

$$q = C (d/D)^{0,5} (u_* - u_{*t}) u_*^2 (\rho/g)$$

sendo a constante **C** igual a 4,2, enquanto que os outros coeficientes assemelham-se aos de Bagnold (1941).

Uma outra equação foi proposta por White (1979) in Maia, (1998), em que através de extensivos estudos em laboratório (túnel de vento) derivou a seguinte fórmula:

$$q = 2,61 u_*^3 (\rho/g) (1 - u_{*t}/u_*) (1 + u_{*t}^2/u_*^2)$$

Borowaka (1980) mostra que a taxa de transporte pode ser obtida através da seguinte expressão:

$$Q = 2,5 \times 10^{-6} V^{4.68}$$

em que **V** é representado pela a velocidade (m/s) 1 metro acima da superfície.

O que pode ser observado na literatura é que muitos pesquisadores utilizam para fórmulas já existentes coeficientes diferentes dos propostos inicialmente por outros autores, com o intuito de obter um ajuste satisfatório para os dados em questão. A existência de diferentes equações de transporte sedimentar está associada à forma de interpretar as características e o comportamento físico do sistema.

Deve-se que ressaltar que a maioria das fórmulas discutidas anteriormente foram desenvolvidas e ratificadas para o transporte eólico em regiões desérticas, logo, para sua utilização em regiões costeiras, deve-se inicialmente realizar uma validação para as novas condições ambientais.

- **Resultados**
- Cálculo dos Volumes

No cálculo do volume de sedimentos eólicos acumulados a área de estudo foi dividida em duas parcelas. A primeira correspondendo as dunas frontais limitada pela zona de praia e a avenida de acesso ao forte, e a Segunda que representa as dunas parabólicas, que se iniciam na avenida e prolongam-se até as margens do rio Potengi.

Nos dois casos foram elaborados o modelo digital 3D do terreno, utilizando para a primeira parcela, os perfis topográficos de praia e para a segunda o levantamento topográfico disponibilizado pela CEJEN Engenharia Ltda.

Os softwares utilizados no processo foram AUTOCAD 2000, para a correção e conversão vetorial, DXF2XYZ 1.3 A.01 - DXF/DWG to XYZ Converter da Guthrie CAD/GIS Software, uma rotina para a conversão de arquivos vetorizados para arquivos XYZ (ASCII), *Surfer 7.0* da *Golden Software* para o cálculo volumétrico de *grides* e *OASIS Montaj 4.3* da *Geosoft* para a modelagem dos dados adquiridos. Concluída a geração dos dados a partir das cartas, o passo seguinte foi a modelagem dos dados gerando os *grides* específicos de cada área para a análise.

As dunas frontais se estendem por uma área de aproximadamente 63.570 m² considerando a cota +2 m, e que representa aproximadamente o limite da maré média máxima para esta zona que é protegida pelos *beach rocks*. O cálculo dos volumes acumulados vem representado na Tabela 46, cujo volume correspondente a esta cota consiste de 150.907 m³.

Tabela 46 – Calculo das áreas/volumes para as dunas frontais.

Cota (m)	Área (m ²)	Volume (m ³)
+ 2	63.571	150.907
+ 3	50.000	89.976
+ 4	35.299	42.698
+ 5	17.688	12.107

Utilizando os volumes calculados para as diversas cotas foi construído o gráfico de correlação entre as variáveis, onde se observa que existe uma relação do tipo potencial entre a área da cota e o volume relativo a um nível de significância para r² de 0,998, ou seja, um coeficiente de correlação $r = 0.999$ (Figura 102).

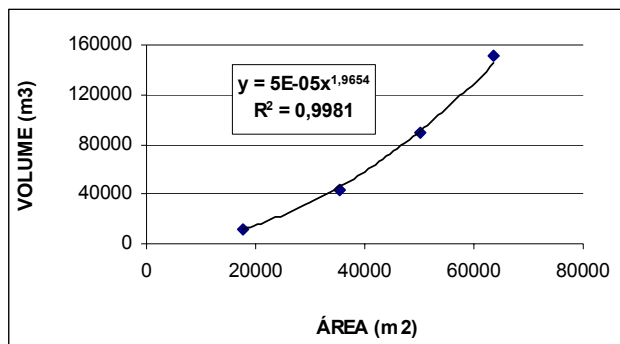


Figura 102 - Relação do tipo potência entre a área de exposição e o volume das dunas

Em estudos anteriores sobre evolução morfotemporal da zona do Forte por fotografias aéreas multitemporais foi assumido, para efeitos de cálculo, um valor constante entre a área e o volume das dunas. Entretanto, como se observa na figura anterior este valor não exprime a realidade da área. Desta forma, considerando que a expansão durante os 23 anos analisados

foi de 23.000 m² teríamos que o volume acumulado seria de 18.685 m³ de sedimentos eólicos, ou seja, uma taxa anual da ordem de 812 m³/ano.

Para a área das dunas parabólicas, o volume acumulado, considerando a cota de +5 m, é de 1.185.598 m³. A história destas dunas é bastante complexa devido às diversas intervenções de fixação realizadas ao longo dos anos visando principalmente impedir o transporte de areia na direção do rio Potengi, além naturalmente, das diversas obras e movimento de materiais realizadas pelo exercito na área. Dificilmente, em função destes fatos, podemos interpolar os extrair as taxas de acumulação ao longo dos anos, o único fato claro é que a zona de suprimento são as praias.

- *Armadilhas Grandes*

As armadilhas de integração utilizadas durante os experimentos apresentam uma capacidade de acumulação em torno de 270 cm³, o que corresponde a um peso de sedimento entre 435 a 480g, indicando uma densidade da ordem de 1,6 g/cm³.

Um fator importante durante o uso das armadilhas é o tempo de permanência das mesmas sob a influência direta dos ventos, assim, para que não ocorra uma maior exposição destas após o preenchimento, o que irá acarretar a compactação do material aprisionado, recomenda-se um maior controle, para que se possam minimizar os efeitos negativos que possam vir a ocorrer.

Inicialmente a capacidade de transporte foi obtida em relação ao tempo em que as armadilhas permaneceram expostas à ação do vento, e conseqüentemente, ao transporte (níveis de acumulação). Logo depois, comparadas com as velocidades dos ventos que foram registrados com o anemômetro posicionado a 1 metro de altura da superfície (Tabela 47).

Tabela 47 - Procedimento adotado durante os ensaios com as armadilhas de integração.

Armadilha Eólica	Hora Inicial	Hora Final	Dt (mm)	Peso (g)	Vento (m/s)
1	09:15	10:05	50	435	6.0
2	09:20	10:12	52	430	6.0
3	09:25	10:05	30	456	7.5
4	09:30	10:30	60	422	5.5
5	09:35	10:17	42	453	7.0

Durante as etapas de campo utilizamos um conjunto de 10 armadilhas, as quais foram posicionadas em diversos locais, sendo inicialmente anotado o tempo de permanência destas em relação aos níveis de acumulação. Com estes dados foram adotados alguns procedimentos na análise destes ensaios, tais como:

- (i) Cálculo do volume (g/s) para cada um destes ensaios, onde se utilizou o peso (g) do material retido na armadilha dividido pelo tempo em que a mesma ficou exposta à ação do vento;
- (ii) Ordenação destes resultados - velocidade (m/s) / transporte (g/s) (Figura 103a);
- (iii) Tratamento estatístico, devido ao número de dados que gera uma certa dispersão dos pontos;
- (iv) Definição do modelo de transporte (Figura 103b).

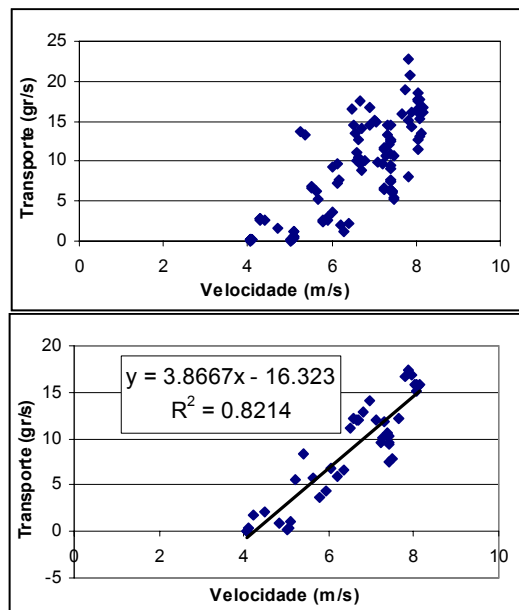


Figura 103 – Metodologia utilizada para tratamento dos dados de transporte eólico resultante da utilização de armadilhas. (a) Dados brutos; (b) Dados tratados com modelo de transporte representado.

Após o tratamento dos dados foram elaborados diversos modelos, com a expressão

do tipo linear apresentando o melhor índice de correlação ($r=0.91$), seguido do polinomial ($r=0.90$), logarítmico ($r=0.89$), potencial ($r=0.87$) e exponencial ($r=0.85$). Nas discussões anteriores sobre as diversas fórmulas de transporte eólico observa-se que nenhuma expressão existente na literatura utiliza o modelo linear, pois o transporte não segue este tipo de tendência. No caso de Natal, a expressão linear aparece com melhor correlação, devido principalmente a pequena faixa de velocidades registradas durante os ensaios de transporte eólico. Desta forma, para calcular o transporte eólico a partir dos dados da estação meteorológica será necessário utilizar outro tipo de expressão que tenha sido desenvolvida para nossas condições ambientais.

A nível do Nordeste do Brasil, os primeiros trabalhos sobre a quantificação do transporte eólico a partir de armadilhas cilíndricas foram realizados no Ceará por Maia et al. (1997), com os dados de todo o litoral do estado sendo posteriormente agrupadas em Maia (1998). Neste mesmo trabalho o autor define uma nova expressão para o transporte eólico utilizando no cálculo a velocidade de cisalhamento:

$$q = 5,89 (d/D)^{0.5} u^{*3} (1 - u^*/u_c^*)(r/g)$$

onde q é o transporte em Kg/m.s, d a mediana dos sedimentos em transporte, D o diâmetro padrão (0,25 mm), u^* a velocidade de cisalhamento, u_c^* a velocidade crítica para o início de movimento, r a densidade dos sedimentos e g a aceleração da gravidade. Para as velocidades medidas a 10 metros de altura a expressão foi simplificada para:

$$Q = (1,557e-006) * (u_{10})^{3,80}$$

sendo Q é o transporte em Kg/m.s e u_{10} a velocidade em m/s.

Aplicando esta expressão aos dados meteorológicos registrados na praia e considerando a densidade observada para as areias aprisionadas da ordem de $1,6 \text{ g/cm}^3$, foi possível quantificar o transporte eólico potencial para a região de Natal como da ordem de 63t de sedimentos, que corresponde a um volume anual de $39\text{m}^3/\text{m}^*\text{ano}$, distribuído de acordo com a Tabela 48.

Tabela 48 – Transporte eólico potencial distribuído ao longo do ano.

MÊS	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ
Kg/mes	4317	3792	2824	2585	2167	2684	3400	4453	8895	9822	8946	9019
m³/mes	2.7	2.4	1.8	1.6	1.4	1.7	2.1	2.8	5.6	6.1	5.6	5.6

Do transporte total observa-se que a maior parte do transporte eólico ocorre no segundo semestre, sendo o período de setembro a dezembro responsável por 58% do transporte total, o período de março a maio apresenta as menores taxas de transporte eólico. Este resultado mostra a influência das condições climáticas no padrão e magnitude do transporte eólico. O segundo semestre apresenta as maiores velocidades dos ventos e as menores precipitações, ocorrendo o inverso no primeiro.

Vale salientar que os valores apresentados não estão corrigidos do efeito da precipitação. Para este ano de referência e considerando que precipitações superiores a 2 mm por hora inibem totalmente o transporte, por aumentar a coesão superficial dos sedimentos pelo aumento da umidade, teríamos que subtrair a contribuição de 21 dias, ou seja, 2 m³/m*ano, produzindo um transporte potencial final de 37 m³/m*ano.

Por outro lado, devemos considerar que o transporte real só iguala-se ao transporte potencial quando existe disponibilidade de material de tamanho adequado ao transporte, fato que só ocorre ao longo das dunas costeiras desprovidas de vegetação como é o caso, por exemplo, de Genipabu.

Na área em estudo a disponibilidade de material depende dos ciclos de maré, ou seja, só existe disponibilidade durante os períodos de maré vazante até o seu ponto mais baixo. Maia (1998) realizou intensos estudos sobre a influência da maré no transporte eólico de sedimentos, mostrando que o transporte eólico na zona de berma é da ordem de 10 a 15% do transporte potencial total. Considerando estes valores e aplicando para as praias do Meio-Forte teríamos que o transporte eólico anual varia entre 3.7 e 5.5 m³/m*ano.

3.3.3 - Praias da Redinha (Redinha Velha e Nova)

O comportamento das praias marinhas da Redinha Velha, e principalmente da Redinha Nova, foram bastante influenciados pela alta expansão urbana ocorrida a partir do final da década de 70 e a conseqüente especulação imobiliária, aproveitando-se das lacunas existentes na legislação vigente, ocupando indevidamente os terrenos do pós-praia constituídos por dunas

frontais. Em resposta a esta ocupação indevida, na década de 90 iniciou-se um processo erosivo que se acentuou com o decorrer dos anos, atingindo uma média de recuo da linha de costa da ordem de 25 metros nos últimos 10 anos. Especificamente à altura do Hotel Atlântico Norte foi realizada uma proteção de caráter emergencial do tipo gabião, para evitar que a erosão destruísse o trecho costeiro, que à época protegia a propriedade supracitada para as condições de maré alta (Figura 104). A situação atual apresenta-se calamitosa, com graves falhas das estruturas do tipo gabião por rompimento, devido ao impacto direto das ondas, que pode, caso não seja feita uma intervenção, passar a níveis irreversíveis.

Ressaltam-se os registros históricos de erosão de duas ruas de casas de veraneio no trecho da Redinha Velha, no final da década de 50, cujas causas, como no caso da erosão na Praia da Redinha Nova, não tinham sido investigadas até o momento. A título de especulação, levantava-se a possibilidade das mesmas estarem associadas às modificações contínuas a que foi submetido o estuário do Rio Potengi, principalmente da zona da desembocadura onde foram realizadas derrocagens dos *beach rocks*, dragagens do canal principal e mais recentemente, a ampliação do guia-corrente da margem esquerda estuarina.

Contudo, estudos batimétricos de detalhe, realizados em setembro de 2001, no trecho aproximadamente frontal ao Hotel Atlântico Norte, permitiu observar-se, por um lado, a presença de uma abertura entre os recifes, e por outro, coincidindo com a abertura, o paleocanal do Rio Doce, que em 1965 teve a sua desembocadura desviada para o Estuário Potengi. A conjugação destas duas estruturas faz que as ondas alcancem a linha de costa com alto conteúdo energético e, por consequência, com alto poder erosivo.



Figura 104 – Hotel localizado no ponto de maior erosão da praia da Redinha.

Essa hipótese foi confirmada através de levantamentos geofísicos com aplicação de técnicas do método eletromagnético, que confirmou a existência de um paleocanal, através de registros na área de pós-praia da Redinha Nova.

Em relação às praias estuarinas, as observações de campo denotavam a existência de um processo erosivo acentuado nas praias da margem esquerda do estuário Potengi, em particular no trecho entre o Mercado Público e o guia corrente da Redinha.

Esse processo erosivo de acordo com a intervenção dos registros fotográficos de campo e das fotografias aéreas de 1997, teve início com a construção do novo guia corrente da Redinha, no ano de 1999, ampliando o antigo molhe existente. Este guia corrente, concluído no ano de 2000, induziu um aumento no campo das velocidades das correntes, tanto na maré enchente, como na vazante, provocando a erosão da praia estuarina adjacente à estrutura construída e o transporte do material em direção ao canal estuarino/portuário.

Essa conclusão foi obtida através de uma análise do comportamento hidro-sedimentar, baseado em dados hidrodinâmicos, sedimentológicos e batimétricos, coletados em 2001 e 2002, e é confirmada com base em modelização numérica.

Vale salientar que uma interpretação histórica da evolução recente da área demonstra que a linha de costa nesta área estuarina, na verdade com esse processo erosivo, recuperou o seu desenho anterior ao ano de 1972. Nesta época, ou seja, no final de 1971, foi realizada uma dragagem de aprofundamento do canal de acesso portuário, para permitir a entrada do navio-hospital U.S. Hope, porque as profundidades existentes não permitiam uma navegabilidade segura, em função de seu calado.

Por motivos de exigüidade de prazo, o material extraído nesta dragagem foi lançado na margem esquerda estuarina e sobre o corpo do antigo guia corrente, tendo início já no ano de 1972, um deslocamento deste material arenoso em direção ao interior do estuário. Este transporte de material provocou o assoreamento das praias estuarinas da Redinha e a progradação da linha de costa no trecho entre o guia corrente e a foz da Gamboa Manimbú, e inclusive, com soterramento dos pequenos espigões existentes e do trapiche da Redinha, que funcionava na época, como cais de atracação de barcos de transporte de passageiros, entre a Redinha e Natal.

Dessa maneira, com a ampliação do guia corrente, uma maior intensidade das correntes induziu o processo erosivo observado e com isto a retomada do desenho costeiro anteriormente

existente.

Tal conclusão é reforçada pelo resultado da comparação dos perfis praias no período entre os meses de outubro de 2001 e julho de 2002, que demonstram uma parada nos processos de erosão e conseqüente estabilização da linha de costa em um traçado muito semelhante ao existente no ano de 1972.

A rigor, as causas da erosão na Praia da Redinha Nova não foram investigadas até o momento. A tendência erosiva da região consorcia-se a um clima severo de ondas, normal à linha de praia, induzindo a reflexão das ondas e o transporte de sedimentos para o mar. Além disto, neste trecho costeiro, o surgimento e transbordamento de lagoas situadas na área do pós-praia, tem provocado uma intensa erosão, oriunda dos fluxos superficiais em direção ao mar.

A análise das fotografias aéreas, dos trabalhos anteriores da região, bem como das observações de campo realizadas no mês de junho/2000, indicam que a melhor opção trata-se de uma obra do tipo quebra-mar, com 200 m de comprimento e posicionado na cota batimétrica de -2 m. Essa solução poderia minimizar os efeitos da erosão além de criar uma zona de baixa agitação propícia para banho, logo bastante favorável ao tipo de exploração da área.

Morfologicamente a área corresponde a um arco espiral limitado ao sul pelo guia corrente da desembocadura do rio Potengi e a norte pela ponta de Santa Rita. As concavidades em forma de zeta, arco espiral, são feições características do litoral norterriograndense, e formados na maioria das vezes pela presença de dois promontórios. Estas estruturas são compostas de material mais consolidado que as praias adjacentes, logo mais resistentes, que no caso do Rio Grande do Norte, são formados por arenitos ferruginosos do Barreiras.

No geral, este tipo de conformação da linha de praia apresenta taxas de transporte de sedimentos diferenciada em função principalmente da direção de aproximação das ondas. Na ausência de estruturas submersas como alto/baixo fundos e submetido ao clima de ondas dominantes, provenientes de sudeste, o transporte de sedimentos predomina para norte na maior parte desta célula, apresentando como exceção a região mais ao sul, onde a difração das ondas na terminação do guia corrente da Redinha, gera um transporte no sentido contrário (contra corrente). Este padrão de transporte predomina também quando o litoral está submetido a ondas provenientes de este. Quando predominam as ondas de nordeste a ponta de Santa Rita, que é a porção mais oriental desta célula, exerce uma proteção relativa na área, impedindo

o aparecimento de um transporte significativo para sul. Desta forma, sem considerar a presença de estruturas, o transporte litorâneo se processa predominantemente para norte na maior parte da célula, com exceção da zona sob influência da difração do guia corrente, com transporte para sul.

Ainda sem considerar as estruturas, a área de influência direta está inserida dentro da zona de divergência das correntes litorâneas de sedimentos e, por conseqüência, apresenta um déficit natural e uma tendência à erosão. Na Figura 105, observa-se a batimetria de detalhe da área de influência direta e nesta observa-se a existência de uma série de altos e baixos fundos. Os altos fundos, representado pelas cores verdes e amarelas, consistem de areias de praias cimentadas por carbonato de cálcio e definidos como *beachrocks*, e os baixos fundos, ressaltados em tons de azul, são testemunhos de uma paleo-desembocadura do Rio Doce.

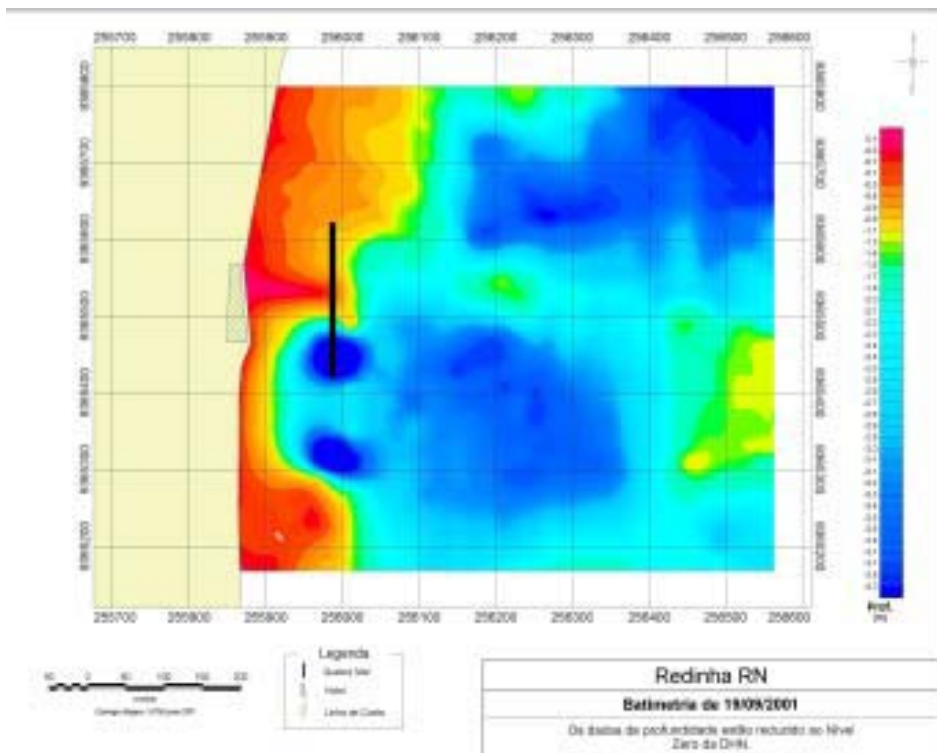


Figura 105 – Batimetria da Praia da Redinha localizando o quebra-mar projetado

Os beachrocks que se apresentam como elevações do fundo, desenvolvem um processo de refração e difração da onda gerando núcleos de convergência ou divergência de ondas para determinados trechos da praia, promovendo assim, em alguns locais, a concentração de energia que tende a se dissipar provocando erosão.

A difração é um fenômeno associado à propagação e transformação das ondas em águas rasas, que consiste na variação da direção de propagação das ondas devido ao aparecimento de gradientes laterais de altura induzida pela presença de recifes, promontórios ou, no caso da Redinha, aos dois tipos de estruturas.

A difração ocorre quando um trem de ondas intercepta algum tipo de obstáculo, submerso ou não (dique, recife, barras arenosas), que cria uma perturbação no movimento ondulatório e gera um aporte lateral de energia oscilatória de mesma freqüência da onda incidente. As ondas que se formam atrás do obstáculo são as ondas difratadas. No caso mais simples, quando um trem de ondas intercepta uma estrutura rígida (por exemplo, uma linha de *beachrocks*), na sua extremidade aparecem três zonas: de reflexão, difração e incidência, definidas pelo respectivo fenômeno que atua com maior intensidade, apesar dos três fenômenos estarem inter-relacionados. Desta forma, a zona de incidência encontra-se marcadamente modificada pela reflexão e difração que a rodeia. A zona de reflexão terá maior ou menor importância em função das características e profundidade do obstáculo.

Num trecho aproximadamente frontal ao Hotel Atlântico Norte, observa-se por um lado a presença de uma abertura entre os recifes, e por outro, coincidindo com a abertura, o paleocanal do Rio Doce. A junção destas duas estruturas faz com que as ondas alcancem a linha de costa com alto conteúdo energético e por conseqüência com alto poder erosivo.

Secundariamente, observa-se também que a dinâmica eólica neste trecho costeiro é intensa, pois os ventos efetivos, que provêm predominantemente de este/sudeste, desenvolvem um transporte preferencial de areia quartzosas finas a médias no sentido principal de noroeste. Ou seja, o vento atua também de forma importante, retirando sedimentos da face de praia e transportando na direção do continente para a formação das dunas.

Desta forma, observa-se que a zona de influência direta está submetida a uma erosão intensa causada pela coincidência de diversos fatores ambientais, tais como a divergência do transporte litorâneo, a presença da abertura recifal associada ao paleocanal que faz com que as ondas alcancem a costa com alto poder energético e a dinâmica eólica que subtrai sedimentos da face de praia. Para finalizar, salienta-se o caráter negativo do balanço sedimentar

que na ausência de algum tipo de intervenção tende a agravar o quadro erosivo já instalado no local.

- Perfis e Sedimentos de Praia na Área de Influência Direta

A definição dos perfis de praia, associada ao padrão textural dos sedimentos, visa determinar a evolução desta feição em relação às condições hidrodinâmicas e condicionantes granulométricas dos materiais. Para tanto, foram selecionados 8 perfis no trecho entre o guia corrente da Redinha e a ponte de Santa Rita para levantamentos topográficos transversais a linha de costa, onde foram coletadas amostras superficiais de sedimentos com a finalidade de definir suas características granulométricas.

As características sedimentológicas mostram que a pós-praia é constituída exclusivamente de areia média, e sua classificação varia desde bem selecionada a moderadamente selecionada, muito leptocúrtica e com assimetria muito positiva. No estirâncio constatou-se o predomínio de areia de granulometria grossa, moderadamente selecionada, mesocúrtica e sua assimetria muito positiva. Na ante-praia, os sedimentos variam de areia desde fina a grossa e sua classificação variou de muito selecionada a pobremente selecionada e de muito platicúrtica a leptocúrtica, com uma assimetria desde muito negativa até positiva. A presença de areia grossa na antepraia e seu predomínio no estirâncio mostram claramente a presença de um quadro erosivo grave a muito grave.

Do estudo dos perfis praias, constatou-se que a largura média da pós-praia, ao longo da zona de influência indireta, variou de 7,13 m (frente do Hotel Atlântico Norte) até um máximo de 19,81 m (próximo a Ponta de Santa Rita). O menor comprimento de linha de berma de 2,61m, foi definida a frente do hotel, além de apresentar a maior inclinação (36°), formando um batente de berma típico de zonas em erosão acentuada. O maior comprimento da linha de berma foi observado nas proximidades da ponta, com uma média de 19,81m, sendo que este apresentou inclinações bem reduzidas. Estes dados mostram claramente a forte erosão do trecho.

- Distribuição Sedimentológica

A análise dos sedimentos da zona estudada mostra uma predominância absoluta de

areias, com presença de cascalhos na porção sul da área, próximo ao Guia Corrente da Redinha. A análise conjunta de todas as informações mostra que a ausência de um padrão bem definido de distribuição sedimentológica está associada à interferência dos remanescentes da antiga drenagem na dinâmica atual, ou seja, o paleocanal do Rio Doce (Figura 106)

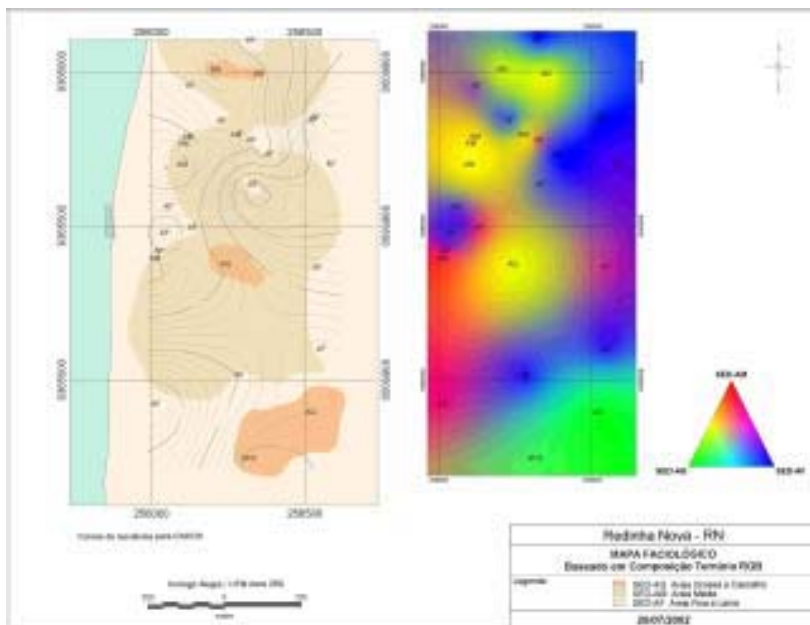


Figura 106 – Distribuição sedimentológica das praias da Redinha e Redinha Nova.

Desta maneira, areias médias e finas estão espaçadas por toda a área com manchas localizadas de areias grossas. Os baixos teores de carbonato de cálcio apresentam-se insignificantes (0,5 a 3%) em comparação aos encontrados na plataforma adjacente (área externa a linha de recifes submersos existentes) com teores de até 70%, refletindo diretamente a influência do Estuário Potengi sobre a carga sedimentar de fundo desse trecho costeiro.

Todos os estudos realizados na área demonstravam um transporte efetivo de material oriundo do estuário pelas correntes de marés durante as vazantes através do Canal do Norte, situado entre o antigo Guia Corrente e a Ilha da Baixinha. Este comportamento também é visualizado nos sensores aéreos orbitais existentes sobre a região de Natal. Vale salientar que o referido canal foi fechado quando da ampliação do Guia Corrente da Redinha, no ano

2000.

Para a regeneração da Praia da Redinha no trecho defronte ao Hotel Atlântico Norte, fortemente atingido pela erosão marinha, foi selecionado como melhor opção de proteção a construção de um quebra-mar semi-submerso contínuo. Esta estrutura altera o padrão de propagação das ondas pelo fenômeno da difração.

Acreditamos que o tipo de proteção para a área deve, necessariamente, considerando as estruturas existentes e que apresentam um bom funcionamento em termos de proteção da praia, consistir em uma estrutura do tipo quebra-mar destacado da costa. Esta estrutura irá dissipar, em parte ou totalmente, a energia das ondas que atingem a costa, e ao mesmo tempo favorecer o aparecimento natural de uma zona de deposição, com possíveis aproveitamentos futuros relacionados com o turismo.

- Caracterização da Obra

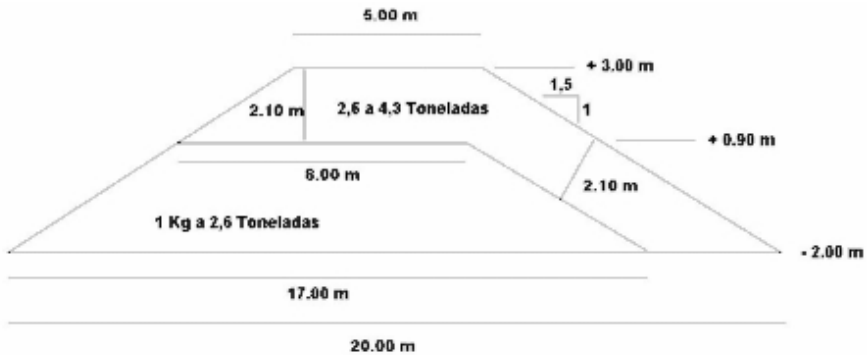
O quebra-mar terá um comprimento total de 200 m, posicionado na cota batimétrica de – 2 m e apresentando um azimute aproximado de 03°, que, em planta, apresenta-se paralelo em relação à linha de costa. A largura mínima do quebra-mar deverá ser de 5 m, e a cota de coroamento prevista é de + 3 m. O espigão será atingido de forma normal pelas ondas de este e obliquamente pelas ondas de sudeste e nordeste de menor energia. Toda a estrutura será construída com uma inclinação de 1:1,5m.

Considerando as condições de níveis de água e ondas e tendo como base a batimetria da região e o comprimento da estrutura projetada, foi possível estabelecer o peso dos blocos que irão compor a armadura de proteção da seção tipo dos espigões. Foi adotada para o cálculo do peso das pedras a fórmula de Hudson (SPM, 1984);

Desta forma, o valor encontrado para a faixa de pesos que irá compor a carapaça de proteção do quebra-mar será de $W = 3,5$ t, sendo 30% no máximo com blocos entre 2,6 e 3,5 t, e os 70 % restantes, formados por blocos de rochas graníticas com peso entre 3,5 e 4,3t. A carapaça deverá cobrir principalmente a seção externa do quebra-mar, pois além do ataque das ondas pelos dois lados, e devido a sua cota de coroamento em + 3,0 m, a estrutura também estará sujeita ao *overtopping*. A espessura mínima da carapaça deverá ser de 2,0 m, para exercer a devida proteção.

A camada do núcleo da estrutura será formada por blocos graníticos, com cota de

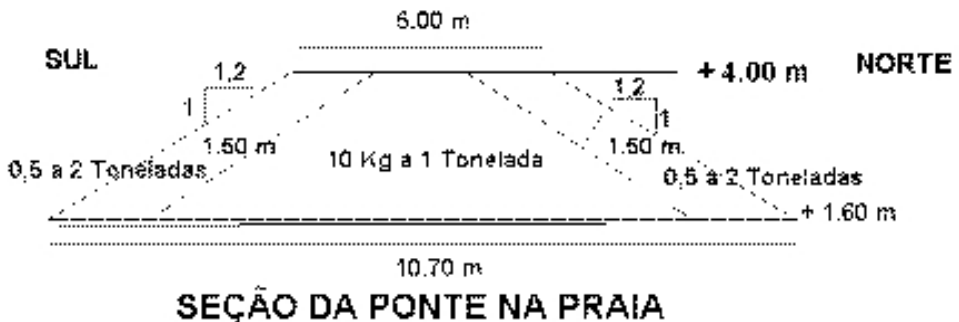
coroamento em + 1,0 m e peso dos blocos variando entre 1,0 Kg e 2,6t. As terminações do quebra-mar, devido ao maior ataque das ondas, deverão ser compostas de blocos com W= 3,8 t, sendo 30% dos blocos com peso entre 2,9 e 3,8t e o restante dos blocos com peso entre 3,8 e 4,3t. A seção transversal definida para o quebra-mar vem representada na Figura 107, e as seções transversais da ponte de acesso provisório na Figura 108.



QUEBRA-MAR - SEÇÃO TRANSVERSAL

Figura 107 – Seção transversal para o quebra mar

Os volumes de enrocamento foram calculados a partir da seção transversal do projeto e da batimetria. No total serão construídos 200 m lineares de quebra-mar, sendo necessários 7.250 m³ de pedras de até 2,6t para o núcleo, e 5.250 m³ de pedras entre 2,6 e 4,3t para carapaça e cabeços. O volume total de enrocamento para o quebra-mar será de 12.500 m³.



SEÇÃO DA PONTE NA PRAIA

Figura 108 – Seção transversal para a ponte de acesso

Para a construção do quebra-mar, será necessário construir uma ponte de acesso desde a praia até a isóbata de $-2,0$ m, considerando as distâncias e a batimetria da região o volume de enrocamento desta ponte alcança os 4.000 m^3 de pedras entre $1,0 \text{ kg}$ e $3,5\text{t}$.

Esta obra foi iniciada, tendo sido executado até o momento a ponte de acesso e 65 metros de quebra-mar e já vem mostrando resultados pela criação de uma praia com 48 metros de largura.