

INTRODUÇÃO

Considerações gerais

Na engenharia civil, em obras como construções de rodovias, aeroportos, portos, pátios industriais, entre outras; defini-se pavimento como superestrutura assente sobre o terreno de fundação (teoricamente considerado um semiespaço infinito, denominado subleito), após a execução dos serviços de terraplenagem, constituída por camadas de espessuras finitas, submetidas a tensões e deformações devidas ao tráfego e as condições ambientais que, por sua vez, devem ser compatibilizadas com a resistência dos materiais empregados nas camadas. Sob o ponto de vista técnico, essa estrutura deve ser projetada e executada de forma a garantir uma excelente relação custo/benefício, sendo suas finalidades básicas:

- resistir e distribuir ao subleito os esforços verticais produzidos pelo carregamento;
- melhorar as condições de rolamento quanto à comodidade e segurança;
- resistir aos esforços mecânicos (flexão, compressão, impacto e abrasão), tornando a superfície de rolamento mais durável.

Atualmente, no âmbito da engenharia rodoviária, pode-se classificar a estrutura de um pavimento essencialmente em: pavimento de concreto de cimento *Portland* (pavimento de concreto ou pavimento rígido) e pavimento de concreto asfáltico (pavimento asfáltico ou pavimento flexível). Sob o aspecto estrutural, as principais diferenças entre os dois tipos de pavimento reside na constituição da seção transversal e na forma como as tensões são distribuídas nas camadas subjacentes ao revestimento. Tanto o pavimento rígido quanto o flexível devem atender determinadas exigências no tocante a segurança, ao conforto e a economia (implantação, operação e manutenção).

No Brasil, atualmente, a retomada da pavimentação rígida tem aquecido a produção de estudos cujos temas permeiam entre as teorias e os métodos para o dimensionamento e análise estrutural de placas de concreto (armadas ou não) assentes sobre terrenos de fundação; análises de desempenho dessas estruturas quanto ao emprego de novas tecnologias como, por exemplo, a adição de fibras e

estudos comparativos em relação ao pavimento flexível. Vale ressaltar que, segundo Bianchi et al. (2008), os estudos comparativos entre pavimentos não tratam, evidentemente, de procurar a simples substituição dos pavimentos asfálticos pelos de concreto, ignorando toda uma tecnologia desenvolvida durante muitos anos, mas sim de criar uma nova opção viável.

Quanto aos pisos industriais de concreto, segundo a ANAPRE (Associação Nacional de Pisos e Revestimento de Alto Desempenho, 2009), define-se: Elemento estrutural com finalidade de resistir e distribuir os esforços verticais provenientes dos carregamentos ao subleito (terreno de fundação). É considerado como elemento de fundamental importância para logística de operação das empresas, visto que é sobre ele que as atividades produtivas se realizam, proporcionando movimentação de cargas e equipamentos, além de resistir aos esforços mecânicos, químicos e biológicos.

No Brasil, a história da pavimentação industrial é muito recente. No início, os pisos industriais, geralmente de concreto simples, eram dimensionados através do método da PCA (*Portland Cement Association*), sendo este largamente divulgado pelos trabalhos e cursos promovidos pela ABCP (Associação Brasileira de Cimento *Portland*). A partir da década de 1990, começaram a surgir novas tendências de dimensionamento, fundamentadas na escola Europeia, ou seja, a adoção de critérios que conduzem a produção de pavimentos mais esbeltos e placas de grandes dimensões (maior espaçamento entre as juntas). No entanto, foi nos últimos anos que, os pisos industriais de concreto sofreram considerável evolução tecnológica nos aspectos teóricos e executivos, sendo esta impulsionada pelas atuais exigências do mercado nacional.

A fim de determinar as tensões e deformações as quais placas de concreto estão sujeitas devido às ações indiretas (retração, dilatação térmica e empenamento) e às ações diretas (cargas estáticas e móveis), ao longo dos anos, foram elaboradas diversas teorias e métodos de natureza analítica e empírica. Com o avanço tecnológico e o advento de softwares desenvolvidos através de processos numéricos como elementos finitos, diferenças finitas e elementos de contorno, a aplicação dessas teorias tem sido facilitadas. Logo, atualmente, é possível estudar o comportamento das placas de pavimentos e pisos industriais de concreto através da análise das tensões e das deformações.

Neste trabalho, são estudados pisos industriais de concreto com ênfase no projeto estrutural (dimensionamento) e análise numérica.

Motivação e objetivos

Nos últimos anos, com o crescimento e a reorganização do setor industrial, sobretudo a valorização da evolução das práticas empresariais e dos sistemas de logística e operação, o mercado da pavimentação industrial tem sido bastante solicitado, sendo necessária a implantação de novas tecnologias e sistemas para atender esta demanda.

Atualmente o Brasil é um dos países líderes no dimensionamento de pavimentos, pois possui domínio da evolução tecnológica dos materiais e alto grau de especialização dos profissionais das áreas de projeto e execução.

Face ao contexto até aqui delineado, este trabalho tem como objetivos:

- realizar uma revisão bibliográfica atualizada e comentada sobre o tema;
- dimensionar e elaborar os projetos estruturais de pisos industriais de concreto simples, concreto com armadura distribuída e concreto estruturalmente armado;
- avaliar, através de modelos numéricos, o comportamento das placas isoladas de pisos industriais de concreto simples quando submetidas às ações diretas, isto é, a ação de carregamentos estáticos e carregamentos móveis, mais especificamente, ao tráfego de empilhadeiras com rodames pneumáticos e eixo de rodagem simples e dupla.

Escopo do trabalho

O trabalho está estruturado em 06 (seis) capítulos.

Na Introdução, a partir das considerações gerais que abordam a importância e a aplicabilidade de estudos sobre o desempenho de pavimentos e pisos industriais de concreto, descreve-se a motivação e os principais objetivos do presente trabalho.

No Capítulo 1, faz-se uma revisão bibliográfica sobre pavimentos e pisos industriais de concreto, apresentando-se os diversos tipos existentes e as suas principais características.

No Capítulo 2, faz-se uma revisão bibliográfica sobre subleitos, também conhecidos na literatura como terrenos de fundação e, sub-bases para pisos industriais de concreto. Em relação ao subleito, neste capítulo são apresentados os tipos de solos mais comuns no território brasileiro, os principais ensaios normalizados para a caracterização e a classificação desses solos, os procedimentos mais usuais para a investigação geotécnica e consecutiva determinação do módulo de reação do terreno de fundação (k). Quanto às sub-bases, o capítulo descreve as características dos tipos de sub-bases usualmente empregadas para suporte da placa de concreto e os principais métodos executivos.

No Capítulo 3, também se apresenta uma breve revisão bibliográfica sobre a tecnologia do concreto aplicada à construção de pisos industriais de concreto. Aborda-se aspectos gerais como materiais componentes, propriedades do concreto fresco e endurecido e plano de concretagem, assim como as especificações inerentes construção de pisos industriais.

No Capítulo 4, faz-se uma sucinta abordagem aos principais modelos analíticos que originaram diversas metodologias de cálculo como, por exemplo, os modelos analíticos de *Westergaard*; além de abordar os principais sistemas elásticos de suporte para placas; a origem dos carregamentos mais frequentes aos quais os pisos industriais de concreto são submetidos ao longo da sua vida útil e os principais procedimentos de cálculo utilizados para o dimensionamento de pisos industriais de concreto simples, de concreto com armadura distribuída (armadura de retração) e de concreto estruturalmente armado.

No Capítulo 5, faz-se a apresentação dos modelos numéricos desenvolvidos e a respectiva análise dos resultados obtidos após a aplicação dos carregamentos.

No Capítulo 6, descreve-se as conclusões de acordo com os resultados apresentados no capítulo anterior, além de sugestões para trabalhos futuros.

1 PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS E PISOS INDUSTRIAIS DE CONCRETO

1.1 Histórico

A história do pavimento rodoviário de concreto de cimento *Portland* data da mesma época do pavimento rodoviário de concreto asfáltico e da invenção do automóvel - século XIX. A princípio, em todo o mundo, as tecnologias de construção foram influenciadas pela escola europeia. No entanto, a escola americana, a partir da execução e divulgação de trabalhos realizados por pesquisadores dedicados e, com o incentivo dos diversos membros das agências oficiais de transporte, foi quem predominou e ditou as regras sobre o tema nos anos seguintes.

De acordo com os registros históricos, o primeiro pavimento rodoviário de concreto de cimento *Portland* foi construído no ano de 1891, na *Main Street, Bellafontaine, Ohio*, EUA. Tratava-se de uma avenida, sendo a obra concebida e executada por George Bartholomew, farmacêutico e químico, que propôs à municipalidade construir o pavimento às suas expensas e receber o pagamento após o período de teste da qualidade da solução, estipulado em cinco anos. A Figura 1.1 ilustra o pavimento rodoviário de concreto da *Main Street* no ano da inauguração (1891) e no ano de 2007.



Main Street – Em 1891



Main Street – Em 2007

Figura 1.1 – Primeiro pavimento rodoviário de concreto de cimento *Portland*
(Silva, 2008 e <http://www.maymarking.com> - consulta realizada em junho de 2012)

Até os anos 1960, no norte ocidental da Europa, houve o predomínio do emprego dos pavimentos de concreto de cimento *Portland* em estradas e autoestradas. Contudo, na atualidade, em termos de rodovias, essas condições preferenciais se inverteram drasticamente.

Segundo Balbo (2009), entre 1934 e 1940, o plano original do governo alemão era a construção de aproximadamente 6,40 mil quilômetros de autoestrada em pista dupla, conectando as principais cidades do país. Neste período, foram construídos 1,60 mil quilômetros de rodovias com pavimentos de concreto. A pequena variabilidade climática e dos solos de fundação eram fatores positivos que facilitaram a elaboração dos projetos e a execução das autoestradas. Para se ter ideia da qualidade dessas construções, muitos desses pavimentos só foram demolidos no início da década de 1990, isto é, após mais de 50 anos de uso, sendo o entulho gerado utilizado na construção de novos pavimentos de concreto, como agregados reciclados.

Paralelamente a Alemanha, a Suíça também foi uma excelente escola no tocante a pavimentos de concreto. Shüepp (1966) apud Balbo (2009) relata que a primeira estrada em pavimento de concreto construída na suíça data de 1909, em *Rorschach*. O rigoroso controle realizado por equipes muito qualificadas tecnicamente e a manutenção responsável das estradas ao longo de sua utilização foram fatores que contribuíram para durabilidade desses pavimentos. Até o ano de 1964, haviam sido executados mais de 9 milhões de metros quadrados de estradas em concreto na Suíça.

A Tabela 1.1 apresenta a comparação entre as principais características dos pavimentos de concreto das autoestradas alemãs e suíças da década de 1930 até 1960.

Tabela 1.1 – Autoestradas: Alemanha x Suíça (1930 a 1960) (Balbo, 2009) (continua)

Item de Construção	Especificações Gerais	
	Alemanha	Suíça
Base do pavimento	Em geral, construída com areia branca fina ou pedregulho bastante arenoso, com 20 cm de espessura e compactados por impacto.	Mistura cimentada de pedregulhos graduados e consumo de cimento de 80 a 100 kg/m ³ , com f_{ck} de 4 MPa aos 28 dias.
Bordas espessadas	Não utilizavam bordas espessadas nas placas de concreto. A espessura da placa era uniforme.	Não utilizavam bordas espessadas nas placas de concreto. A espessura da placa era uniforme.

Tabela 1.1 – Autoestradas: Alemanha x Suíça (1930 a 1960) (Balbo, 2009) (conclusão)

Item de Construção	Especificações Gerais	
	Alemanha	Suíça
Juntas	Nos pavimentos de concreto simples eram espaçadas a cada 8 metros. Nos pavimentos com tela de reforço eram espaçadas de 12 a 30 metros. Os comprimentos entre juntas eram incrementados em 1 metro de placa para placa, a fim de minimizar as vibrações de frequência constante.	Não utilizavam juntas de expansão. Colocavam-se indutores de fissuras serpenteados no fundo da camada na posição das juntas transversais e longitudinais.
Barras de transferência de carga	Aço de seção circular com 22 mm de diâmetro, 35 cm de comprimento e espaçadas entre si a cada 30 cm, sendo essa distância reduzida nas proximidades de cantos.	Aços de seção circular.
Tela de aço	Malhas com cerca de 2,5 kg/m ² que era colocada a 1/3 da espessura da placa.	Malhas com cerca de 1,7 kg/m ² e Φ 4,5 ou 4,8 mm que era colocada a 1/3 da espessura da placa.
Consistência do concreto	Abatimento zero (concreto seco).	Abatimento zero (concreto seco); concreto compactado por placas e régua vibratórias superficiais.
Consumo de cimento	300 a 350 kg/m ³ .	350 kg/m ³ .
Resistência à tração na flexão	4,50 MPa (média).	4 a 5 MPa.
Resistência à compressão	40 MPa (média).	26 a 38 MPa aos 28 dias.
Relação água/cimento	0,35 a 0,50.	0,40 a 0,50.

A escola americana se diferencia da europeia pelo fato da evolução dos processos tecnológicos em pavimentação acontecerem com base no binômio modelagem analítica – experimentação em pista. A mais famosa experimentação, que tinha como um de seus objetivos a validação dos modelos analíticos de Westergaard, foi a *Arlington Experimental Farm*, na década de 1920.

Diferentemente da escola europeia, que investia pesado em pavimentos de concreto estruturalmente armado; a escola americana avançou no emprego de pavimentos de concreto simples e de pavimentos de concreto com armadura contínua (apenas com juntas construtivas).

Até o ano de 1925, nos EUA haviam sido construídos cerca de 70 mil quilômetros de rodovias em concreto (Shüepp, 1966 apud Balbo, 2009).

No início dos anos 1990, os EUA foram líderes na utilização do concreto como reforço de pavimentos asfálticos - técnica denominada *whitetopping*, na reciclagem de pavimentos antigos e, mais recentemente, no desenvolvimento de tecnologia de placas de concreto pré-fabricadas para a reposição de antigos pavimentos deteriorados.

Segundo Ferreira (1973) apud Balbo (2009), a primeira estrada com pavimento de concreto construída no Brasil foi a Rodovia Caminho do Mar (Figura 1.2), entre Riacho Grande e Cubatão, São Paulo. Sua construção teve início em 1925 e foi concluída em 1926, sendo sua extensão aproximada igual a 8 quilômetros.



Figura 1.2 – Rodovia Caminho do Mar (São Paulo)

(<http://www.sempretops.com> - consulta realizada em junho de 2012)

De 1927 a 1929 foi construída a estrada de Itaipava, na Serra de Petrópolis, no estado do Rio de Janeiro, com 23 quilômetros de extensão e duas faixas em pista simples com 3,25 metros de largura, cada.

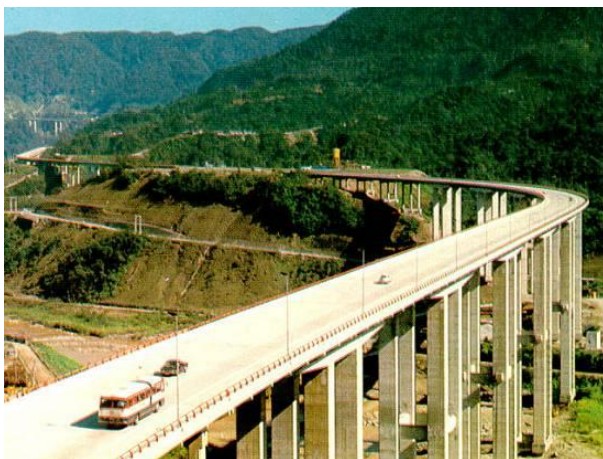
Em 1938, iniciou-se a construção da Rodovia BR-232 (atual Rodovia Luiz Gonzaga), entre Recife e Caruaru, com 120 quilômetros de extensão, em pista simples. Em sua construção, foram utilizadas placas de concreto simples espessadas nas bordas, muito empregadas nos EUA até o início da década de 1940.

Em 1939, iniciou-se se as obras da primeira autoestrada do país, a Via Anchieta, ligando São Paulo à Baixada Santista. O caso da Via Anchieta é curioso, de acordo com Balbo (2009), o pavimento de concreto seguiu o padrão alemão, com

placas de 200 milímetros de espessura, sobre base de areia compactada, sendo que as barras de transferência, por escassez do aço, foram substituídas por vigotas de concreto posicionadas exatamente sob as juntas transversais das placas de concreto, apoiando as extremidades de duas placas contíguas. Mas, essa técnica foi mal sucedida, pois devido às condições de drenagem, as declividades locais e aos elevados índices pluviométricos, a camada de base de areia foi rapidamente lavada e carregada, o que levou ao descalçamento das placas que, sem o apoio central, romperam por flexão.

Em 1950, na Via Dutra - trecho de saída da cidade do Rio de Janeiro, foram construídos cerca de 60 quilômetros de pavimento em placas de concreto simples com 200 milímetros de espessura, assentes sobre base de macadame hidráulico. Em 1998 ocorreu a sua duplicação, mais especificamente no trecho Guarulhos – São Paulo (pistas marginais), empregando-se novamente o pavimento de concreto simples.

A Rodovia dos Imigrantes, aberta ao tráfego em 1974, é destaque nacional, pois é tida como a melhor rodovia em pavimento de concreto do país. Entre os anos de 2001 e 2002, foi concluída a pista descendente que empregou placas de concreto simples com 220 milímetros de espessura, assentadas sobre base de concreto compactado com rolo (CCR) com 110 milímetros de espessura. A Figura 1.3 apresenta a Rodovia dos Imigrantes antes (1980) e após a duplicação (2002).



Rodovia dos Imigrantes - Em 1980



Rodovia dos Imigrantes - Em 2002

Figura 1.3 – Rodovia dos Imigrantes (São Paulo)

(<http://www.novomilenio.inf.br> - consulta realizada em junho de 2012)

Balbo (2009) menciona que no ano de 2000, foi concluído o primeiro caso de *whitetopping* no Brasil. Trata-se da restauração do pavimento asfáltico de um trecho com, aproximadamente, 9 quilômetros na Rodovia Porto Alegre - Osório, no Estado do Rio Grande do Sul.

Em 2002, entrou em operação o Rodoanel Metropolitano Mario Covas (Figura 1.4). O seu pavimento foi construído com placas de concreto simples com 240 milímetros de espessura, sobre base de concreto compactado com rolo (CCR) com 150 milímetros de espessura.



Figura 1.4 – Rodoanel Mário Covas (São Paulo)
(<http://www.wikipedia.org> - consulta realizada em junho de 2012)

Em 2006 teve início a duplicação da BR–101 Nordeste, no trecho entre Natal e Maceió. Assim como no passado, utilizou-se pavimento de concreto simples.

Por fim, ressalta-se que alguns pavimentos de concreto executados no Brasil têm mais de 50 anos de idade e permanecem em boas condições de uso. Entre os principais, destacam-se os aeroportos no Nordeste, construídos nos anos 1940, o aeroporto Santos Dumont no Rio de Janeiro, a Rodovia Edson Passos no Rio de Janeiro e as Rodovias Anchieta e Anhanguera em São Paulo.

1.2 Pavimentos rodoviários de concreto no Brasil – Atualidade

No Brasil, até o ano de 2009, a extensão de rodovias pavimentadas em concreto não ultrapassava os 2 mil quilômetros, sendo a pavimentação asfáltica a mais tradicional, popular e difundida a partir dos anos 1950. Além do custo de implantação, essa preferência se justificava pela ampla gama de apoio técnico e

normativo para pavimentação asfáltica existente em agências de transporte oficiais. No entanto, nos últimos anos, a política de concessão de rodovias tem contribuído para o retorno do pavimento de concreto a nível nacional.

Segundo a Associação Brasileira de Cimento *Portland* (ABCP), que sempre se dedicou à promoção e aplicação do pavimento de concreto, e ainda com mais vigor a partir de 1995, a expectativa é que, em um futuro não tão distante, pelo menos 20% das rodovias brasileiras estejam pavimentadas com concreto. Esse percentual é verificado em países como Alemanha e Estados Unidos. Hoje, são pouco mais de 7 mil dos 196 mil quilômetros de rodovias pavimentadas do país que utilizam esse produto, o que corresponde a cerca de 4% da malha.

Atualmente, os investimentos feitos em equipamentos e tecnologia, além da redução de preços poderão fazer com que o Brasil se encaminhe mais rápido para atingir a meta da ABCP, principalmente considerando que os custos iniciais de construção do quilômetro do pavimento de concreto são hoje competitivos e similares aos das demais alternativas. Entretanto, ao se estimar a durabilidade de 20 a 30 anos do pavimento de concreto, os custos no longo e médio prazo resultam bastante menores que as demais alternativas, transformando o pavimento de concreto em solução altamente econômica e competitiva.

Para receber grandes eventos esportivos como a Copa do Mundo e as Olimpíadas, o Rio de Janeiro prevê altos investimentos na área de transporte público. Do total de 125 quilômetros dos quatro corredores expressos de ônibus (BRTs – *Bus Rapid Transit*), chamados *TransOeste*, *TransCarioca*, *TransOlimpica* e *TransBrasil*, cerca de 70% terá a utilização do pavimento de concreto (Rodovias & Vias, Abril de 2012).

No âmbito da recuperação de pavimentos antigos de concreto, técnicas difundidas na França e na Espanha, vêm ganhando espaço no Brasil. O mesmo tem ocorrido com a reciclagem de pavimentos asfálticos, a partir da adição de cimento para formação de sub-bases. Ressalta-se que a grande vantagem é o fato de se reinserir na cadeia produtiva um material muito rico que até então seria descartado (Silva, 2008).

Apesar de existirem diversos tipos de vias que fazem uso compulsório do concreto, devido a razões de natureza técnica e de manutenção, como as portuárias, as aeroportuárias, as industriais e os corredores urbanos de ônibus;

ainda se atribui grande parte dos conhecimentos tecnológicos e construtivos adquiridos a construção e manutenção de rodovias (Silva, 2008).

1.3 Tipos de pavimentos de concreto

Os pavimentos de concreto são aqueles cuja camada de rolamento (ou revestimento) é elaborada com concreto (produzido com agregados e ligantes hidráulicos), o que pode ser feito com diversas técnicas de manipulação e elaboração do concreto – como pré-moldagem ou produção *in loco* -, que apresentam suas particularidades de projeto, execução, operação e manutenção (Balbo, 2009).

Quanto ao reforço estrutural, os pavimentos de concreto de cimento *Portland*, usualmente, são classificados em:

- pavimentos de concreto simples;
- pavimentos de concreto simples com armadura distribuída;
- pavimentos de concreto simples com armadura contínua;
- pavimentos de concreto estruturalmente armado;
- pavimentos de concreto protendido.

Ainda, dentro dos principais tipos, pode-se listar:

- pavimentos de concreto reforçado com fibras;
- pavimentos de blocos intertravados de concreto;
- pavimentos de placas de concreto pré-moldadas;
- *whitetopping*;
- *whitetopping* ultradelgado.

1.3.1 Pavimentos de concreto simples

No pavimento de concreto simples não há presença de armadura com função estrutural ou para o controle da fissuração, desse modo, os esforços de tração gerados pela retração, pela variação térmica e pelo carregamento são resistidos unicamente pelo concreto (Figura 1.5).

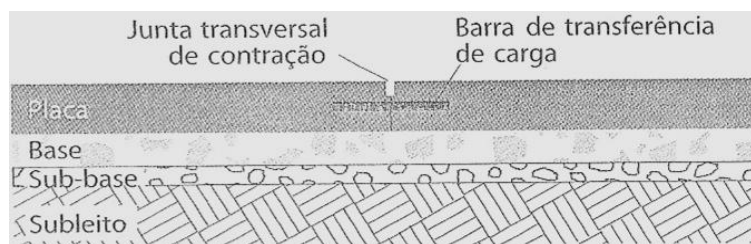


Figura 1.5 – Seção tipo: Pavimento de concreto simples (Balbo, 2009)

A forma usual para execução deste tipo de pavimento é a construção de placas de concreto moldadas *in loco* com juntas transversais e longitudinais moldadas ou serradas (algumas horas após a concretagem) e igualmente espaçadas, a fim controlar a fissuração devido à retração hidráulica da massa de concreto fresca, à dilatação térmica e o empenamento das placas de concreto.

Neste tipo de pavimento, pode-se empregar ou não dispositivos para transferência de carga entre as placas de concreto, tais como as barras de transferência – *BT* (juntas transversais) e as barras de ligação – *BL* (juntas longitudinais).

Durante a etapa de cura do concreto, uma grande área permanece exposta às condições ambientais desfavoráveis, sujeita à variação de umidade e de temperatura, dessa forma, cabe ao profissional usar do bom senso para produzir um concreto que sofra a menor retração possível e apresente elevada resistência à tração na flexão.

Para este tipo de pavimento, a maior restrição advém da grande limitação nas dimensões da placa de concreto, sendo sugeridos por especialistas, comprimentos máximos da ordem de 4 a 6 metros.

A Tabela 1.2, apresenta a orientação com relação às dimensões máximas da placa de concreto, em função do diâmetro máximo do agregado graúdo, segundo PCA (2001).

Tabela 1.2 – Dimensões máximas da placa de concreto não armada (PCA, 2001)

Espessura da placa (cm)	Para $d_{\text{máx.}} < 19 \text{ mm}$ (m)	Para $d_{\text{máx.}} > 19 \text{ mm}$ (m)
12,50	3,00	3,75
15,00	3,75	4,50
17,50	4,25	5,25
20,00	5,00	6,00

Considerações:

- (a) a Tabela 1.2 é válida para concretos com abatimentos entre 10 e 15 cm;
- (b) para concretos com tempo de início de pega acelerado, deve-se reduzir as dimensões das placas;
- (c) para concretos com abatimentos inferiores a 10 cm, pode-se aumentar as dimensões das placas.

O dimensionamento da espessura (h) da placa para pisos industriais de concreto simples está diretamente relacionado à tensão de tração na flexão do concreto ($f_{ctM,k}$). Seja para cargas estáticas ou móveis, este dimensionamento pode ser efetuado com base no critério do concreto não fissurado, isto é, limitando-se a tensão de tração na fibra inferior da placa a um determinado valor, denominado admissível (tensão admissível – σ_{adm}) que corresponde à divisão da resistência à tração na flexão do concreto ($f_{ctM,k}$) pelo fator de segurança ($F.S.$) adotado para o projeto – Ver Capítulo 4.

Nas situações onde houver grande número de repetições de cargas, pode ocorrer a ruptura da placa mesmo que a tensão de tração máxima produzida seja inferior à resistência à tração do concreto. Este fenômeno é conhecido como fadiga e é plenamente aplicável ao caso de pavimentos e pisos industriais de concreto sujeitos a tráfego de veículos (Pitta, 1990 apud Chodounsky e Viecili, 2007).

No Brasil, a placa de concreto simples tem sido pouco adotada na execução de pisos industriais. Uma possível justificativa seria o fato das principais patologias dos pisos industriais de concreto estar relacionadas às juntas (esborcinamento, empenamento), principalmente nos pisos sujeitos ao tráfego de paleteiras ou empilhadeiras de rodagem maciça. Têm-se ainda os custos das barras de transferência, dos espaçadores soldados (treliças) e do tratamento das juntas, feito nestas situações com materiais nobres como epóxi semirrígido ou lábio polimérico.

A norma que descreve as exigências para execução dos pavimentos de concreto simples, os materiais a serem empregados e os equipamentos necessários é a ABNT NBR 7583/1986 – Execução de pavimentos de concreto simples por meio mecânico.

1.3.2 Pavimentos de concreto simples com armadura distribuída

Os pavimentos de concreto simples com armadura distribuída apresentam características similares aos pavimentos de concreto simples e, geralmente, são constituídos por uma estrutura na qual a armadura é posicionada no terço superior da placa de concreto, conforme mostra a Figura 1.6. Este tipo é o mais popular entre os pavimentos industriais.

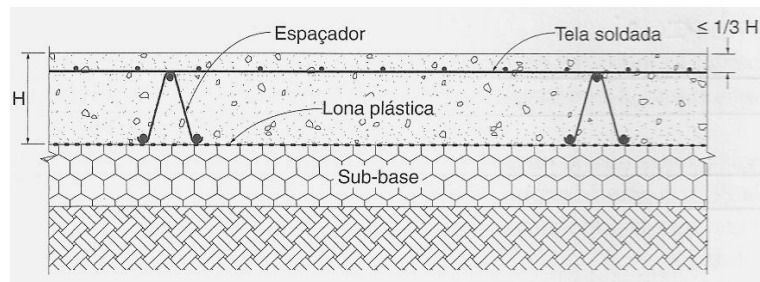


Figura 1.6 – Seção tipo: Pavimento de concreto simples com armadura distribuída (Rodrigues et al., 2006)

A armadura, geralmente, constituída por telas eletrossoldadas (aço CA – 60), tem como função básica o controle de fissuração, mantendo as aberturas das fissuras muito pequenas (“fissuras fechadas”). As telas eletrossoldadas de aço CA – 60 são armaduras pré-fabricadas, constituídas por fios de aço longitudinais e transversais, sobrepostos e soldados por caldeamento em todos os pontos de cruzamento. As Figuras 1.7 (a) e (b) apresentam as telas eletrossoldadas de aço CA – 60 de acordo com o manual do Instituto Brasileiro de Telas Soldadas (IBTS).

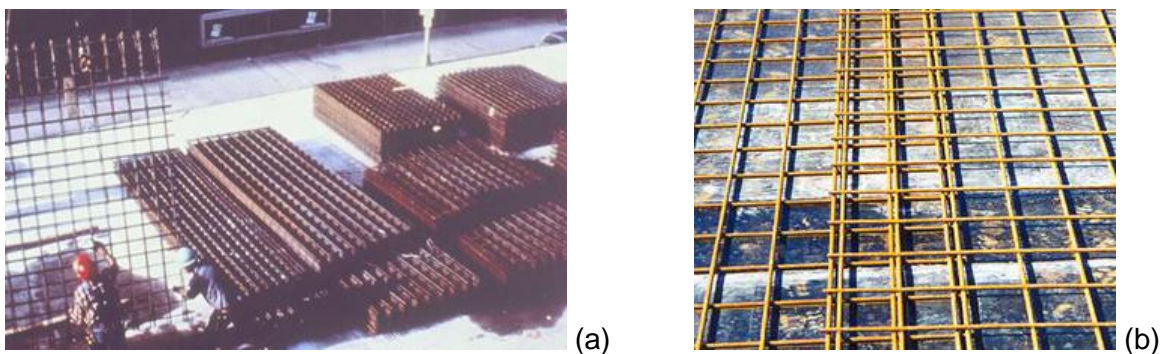


Figura 1.7 – Tela eletrossoldada de aço CA – 60
(<http://www.ibts.org.br> - consulta realizada em junho de 2012)

Para o dimensionamento da armadura de controle de fissuração podem ser adotados diversos critérios de cálculo – Ver Capítulo 4. Ressalta-se que costuma haver grande discrepância nas taxas de armadura determinadas pelos métodos de cálculo usuais, com valores que variam de 0,04% a 1,00%. Cabe ao projetista conhecer as diversas metodologias quanto aos seus campos de aplicação e suas limitações.

Ytterberg (1987) apud Chodounsky e Viecili (2007) sugere uma taxa mínima de armadura de 0,15% a fim de minimizar o risco de empenamento da placa de concreto. Jofre e Vaquero (2000) apud Chodounsky e Viecili (2007) sugerem uma taxa mínima de armadura de 0,10% para redução do risco de fissuração por retração.

Recomenda-se que seja mantida uma distância aproximada de 3 a 5 centímetros entre as juntas de construção ou serradas e a armadura de combate à retração. A não interrupção da armadura de combate à retração nas juntas pode acarretar no surgimento de fissuras ao longo da placa de concreto.

No caso de pisos industriais de concretos sujeitos ao tráfego de veículos guiados por indução magnética, para que não haja interferência da armadura de combate à retração nos sinais eletromagnéticos, recomenda-se que as armaduras compostas por barras ou fios de pequenos diâmetros sejam posicionadas a mais de 5 centímetros da superfície da placa de concreto e para as armaduras com bitola igual ou superior a 16 milímetros, a distância mínima deve ser igual a 7,50 centímetros (Chodounsky e Viecili, 2007).

1.3.3 Pavimentos de concreto simples com armadura contínua

O pavimento de concreto simples com armadura contínua possui armadura distribuída em toda sua extensão, com objetivo de ligar fortemente as faces das fissuras, que surgem pelo fato de não serem executadas juntas transversais e, em alguns casos, longitudinais. Dessa forma, são necessárias apenas as juntas de construção, executadas ao término de um ciclo de trabalho ou quando as faixas de rolamento são construídas separadamente.

Frequentemente, o pavimento de concreto simples com armadura contínua apresenta fissuras de retração regularmente espaçadas. Essas fissuras são controladas pelas barras ou telas eletrossoldadas que compõem a armadura. A

distância entre a armadura e a superfície é de aproximadamente $1/3$ da espessura da placa de concreto.

Deve-se frisar que os pavimentos e pisos de concreto com armadura contínua não devem ser considerados como sendo de concretos estruturalmente armados, pois a armadura absorve pouco o esforço gerado pela ação do carregamento.

Esse tipo de pavimento é muito utilizado nos EUA, no entanto, no Brasil, essa técnica não é usual, sendo uma das causas principais o custo elevado.

1.3.4 Pavimentos de concreto estruturalmente armado

O pavimento de concreto estruturalmente armado distingue-se dos pavimentos de concreto simples com armadura distribuída e contínua, pelo fato de possuir armadura positiva, ou seja, posicionada abaixo do plano médio da placa de concreto, destinada a absorver os esforços gerados pelo carregamento. Nestas estruturas, as tensões de tração são resistidas integralmente pela armadura, sendo a resistência à tração do concreto desconsiderada (Figura 1.8).

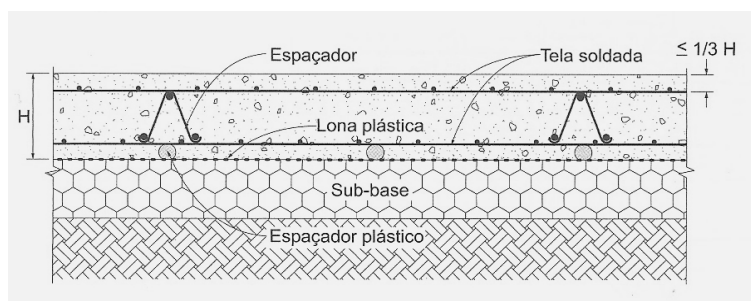


Figura 1.8 – Seção tipo: Pavimento de concreto estruturalmente armado
(Rodrigues et al., 2006)

O emprego de armaduras de combate à retração e estrutural (armadura dupla) permite que sejam executados pavimentos e pisos com menores espessuras e com maior espaçamento entre juntas, isto é, placas com dimensões maiores (Chodounsky e Viecili, 2007).

A distância entre juntas é função da taxa de armadura de retração adotada e, normalmente varia de 5 a 20 metros, apesar de já existirem diversas referências de obras no Brasil cujo comprimento das placas chega a 40 metros. Essa tecnologia de pavimentos e pisos construídos com grandes placas de concreto é conhecida como

jointless floor e tem ocupado cada vez mais espaço no mercado da construção civil (Chodounsky e Viecili, 2007).

No projeto de pisos industriais de concreto estruturalmente armado, é usual considerar o carregamento atuando no centro da placa e em bordas protegidas por dispositivos de transferência de carga. Baseando-se nessas considerações, pode-se determinar uma única armadura para todo o piso, o que conduz a um dimensionamento mais econômico. Nas áreas sujeitas à carga cruzando ou tangenciando bordas livres (bordas das placas sem barras de transferência), é fácil a colocação de reforços localizados, na armadura estrutural, não havendo a necessidade de placas com espessura variável (execução de mísulas), fato que facilita e agiliza a preparação da base (Chodounsky e Viecili, 2007).

O dimensionamento da placa e da armadura pode ser realizado em regime elástico, utilizando-se os modelos propostos por Westergaard (1927), Westergaard (1947) ou através das cartas de influência de Pickett e Ray (1950) ou, em regime plástico, aplicando-se a metodologia proposta por Losberg (1961), Losberg (1978) ou Meyerhof (1962).

Ou ainda, uma vez determinado o momento atuante na placa, calcula-se a armadura no estado limite último de ruína (Estádio III), impondo que na seção mais solicitada sejam alcançadas as deformações específicas limite dos materiais.

Defini-se a resistência do concreto, ainda que sem amparo de normas técnicas sobre o assunto, possivelmente em função da necessidade de sua durabilidade, pois, em pavimentos, uma área superficial muito grande fica exposta à ação de chuvas, descargas de elementos sólidos ou líquidos e, principalmente, à abrasão causada por rodas de veículos. Assim, acredita-se que a dosagem ideal para o concreto a ser utilizado na construção de um pavimento estruturalmente armado, conforme para estruturas em geral, permeia necessariamente o atendimento de um teor de argamassa mínimo no material.

1.3.5 Pavimentos de concreto protendido

A concepção de um pavimento de concreto protendido pode abarcar a presença simultânea de armaduras convencionais e de cordoalhas protendidas, ou apenas, estas últimas. Realizada a protensão, prévia ou posterior, nas barras de aço, criam-se esforços de compressão na estrutura antes mesmo de sua solicitação

por cargas externas. No concreto protendido, os esforços de tração induzidos pelo carregamento, por gradientes de temperatura e pelo atrito da placa com a sub-base, ocorrem apenas quando o esforço prévio de compressão é superado, o que permite uma redução apreciável na espessura da placa pela tolerância de maiores momentos fletores (Figura 1.9) (Balbo, 2009).

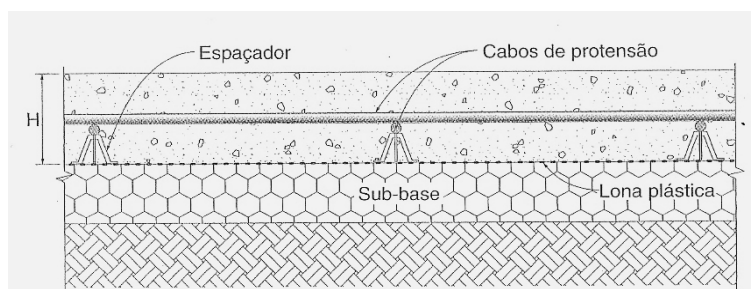


Figura 1.9 – Seção tipo: Pavimento de concreto protendido (Rodrigues et al., 2006)

No Brasil, essa técnica ganhou impulso no início de 1997, com a introdução das cordoalhas engraxadas e plastificadas no mercado brasileiro e, juntamente, com a disseminação do uso do sistema de pós-tensão. Vale lembrar que, no sistema com cordoalhas engraxadas, a força de protensão chega ao concreto pela ancoragem. Portanto, para atuar, deve permitir o deslizamento da placa sobre a sub-base e, sendo assim, garantir um baixo coeficiente de atrito entre as camadas é primordial (Rodrigues, 2012).

Os pavimentos de concreto protendido permitem a execução de placas com dimensões superiores a 100 metros, sem a necessidade de juntas de contração, embora na prática existam limitações, como a protensão por apenas um dos lados do cabo (apenas uma ancoragem ativa) (Rodrigues, 2012).

Considerando que a durabilidade da placa de concreto tende a diminuir com o aumento do número de juntas, os custos de manutenção podem ser reduzidos com o emprego da protensão em pavimentos rodoviários e pisos industriais. No caso de galpões industriais, por exemplo, a redução da manutenção dos pisos tem um reflexo bastante positivo no ganho de produtividade nas operações de logística (Chodounsky e Viecili, 2007).

Para pisos industriais com *lay-out* definido de *porta-pallets* ou *racks*, a vantagem do sistema protendido pode ser ainda maior. É possível executar faixas estreitas (com juntas construtivas sob os *porta-pallets*), o que facilita a execução, e

bastante longas, ficando desta forma, os corredores de tráfego de empilhadeiras com um número muito reduzido de juntas (Chodounsky e Viecili, 2007).

A Figura 1.10 (a) ilustra o assentamento da armadura de protensão; a Figura 1.10 (b) a concretagem e a Figura 1.10 (c) a protensão (pós-tensão) de um piso industrial de concreto protendido.



(a)



(b)



(c)

Figura 1.10 – Execução de piso industrial em concreto protendido
(Senefonte e Barros, 2012)

Outra grande vantagem é o controle de fissuração imposto pela protensão. Apesar de não eliminar o risco da ocorrência de fissuras, o fato da placa trabalhar totalmente ou parcialmente comprimida, acarreta na sensível redução da possibilidade de fissuração (Chodounsky e Viecili, 2007).

Uma vez aplicada à força de protensão na placa, seja no sistema de pré ou pós-tensão, a ruptura do piso ocorrerá quando os esforços solicitantes superarem a soma da resistência à tração do concreto mais essa tensão de compressão. Esse ponto representa o limite do comportamento elástico da placa e define a tensão de ruptura convencional do pavimento.

No cálculo da força de protensão deverão ser consideradas as perdas da carga com o tempo por retração e fluência do concreto, relaxação do aço (perdas progressivas), além do atrito do cabo com a bainha e o recuo do cabo durante a cravação da cunha (perda por acomodação da ancoragem). A perda imediata por encurtamento do concreto em virtude da aplicação da força de protensão é, normalmente, para as taxas usuais de armadura ativa, menos significativa que as demais.

Qualquer movimento longitudinal da placa de concreto, seja devido à protensão, a variação térmica e a retração, provoca atrito com a sub-base. Para minimizar essas perdas por atrito, costuma-se empregar uma camada deslizante constituída por lona dupla de polietileno.

Hancock e Hossain (2000) citam referência que recomenda que a espessura mínima do piso industrial protendido seja igual a 0,65% da espessura do piso para alternativa em concreto simples.

O piso de concreto protendido só deve ser liberado ao uso após a execução da protensão de todos os cabos, transversais e longitudinais, da placa (Chodounsky e Viecili, 2007).

1.3.6 Pavimentos de concreto reforçado com fibras de aço

No início da década de 1990, o Brasil passou a contar com as fibras de aço produzidas a partir de fios trefilados de alta resistência, que são adequadas à execução dos pavimentos de concreto (Figura 1.11).

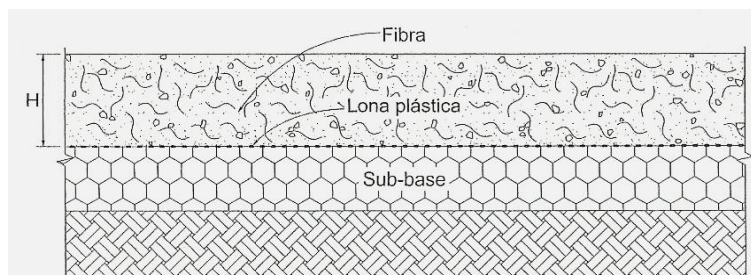


Figura 1.11 – Seção transversal: Pavimento de concreto reforçado com fibras
(Rodrigues et al., 2006)

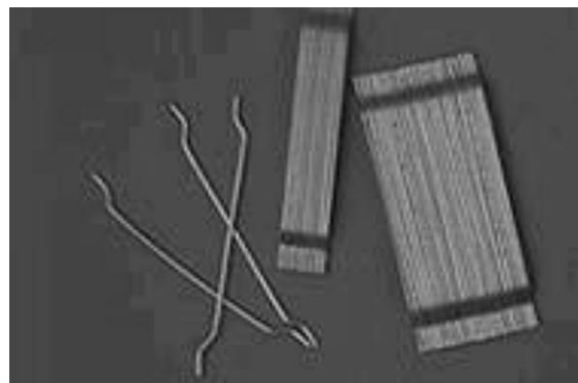
São muitos os benefícios da adição de fibras de aço ao concreto para construção de pavimentos:

- o incremento da tenacidade do concreto, representada pela energia necessária para conduzir a peça ao colapso, permitindo ao concreto maiores deformações antes ruptura;
- em peças estruturais onde há possibilidade de redistribuição de esforços (plastificação), tais como lajes apoiadas sobre meio elástico (*radiers*, pavimentos rodoviários e pisos industriais), as fibras de aço substituem as armaduras convencionais, tanto como função estrutural bem como função de combate à retração e controle de fissuração;
- estas peças reforçadas com fibras de aço apresentam capacidade de carga muito superior as de concreto simples, além de mudarem o comportamento do concreto de frágil para dúctil, permitindo carregamentos crescentes mesmo após início do processo de fissuração (Falkner et al., 1995 apud Chodounsky e Viecili, 2007);
- além de permitir grande controle de fissuração do concreto, mesmo em dosagens baixas ($< 20 \text{ kg/m}^3$) (Grzybowski e Shah, 1990 apud Chodounsky e Viecili, 2007), as fibras incrementam a resistência ao impacto devido à ligação a nível micro das porções frágeis (argamassa) entre si, ao redor dos agregados graúdos resistentes;
- possibilita a execução de pavimentos rodoviários e pisos industriais mais esbeltos que os de concreto simples e, se corretamente dimensionados, o emprego de concretos reforçados com fibras de aço permite aumentar a distância entre as juntas.

A Figura 1.12 apresenta as fibras de aço mais usuais no mercado da construção civil e o aspecto do concreto quando há fibras de aço em sua composição.



(a) Fibras de aço



(b) Fibras de aço



(c) Concreto com fibras de aço

Figura 1.12 - Concreto reforçado com fibras de aço (Rodrigues, s.d)

A definição do teor mínimo de fibras de aço a ser utilizado no reforço do concreto para construção de pavimentos se faz com base nos seguintes critérios:

- Dimensionamento do pavimento de concreto, seja através da teoria de Westergaard (cálculo em regime elástico) ou através do cálculo em regime plástico - *yield line theory*, forma mais apropriada e econômica: Segundo Chodounsky e Viecili (2007), uma vez determinados os esforços solicitantes provenientes dos carregamentos, da retração hidráulica e da variação térmica, a taxa de armadura, ou melhor, o teor de fibras, pode ser obtido através de relações matemáticas e, também, a partir de ábacos ou tabelas, normalmente fornecidos pelos fabricantes, que correlacionam os parâmetros de resistência da matriz x tipo de fibra x fator de tenacidade.
- Teoria do espaçamento - Espaçamento máximo entre fibras: Segundo a teoria do espaçamento, a eficiência das fibras de aço na função de inibir a formação ou controlar a propagação de fissuras depende do espaçamento entre fibras,

isto é, do volume de fibras e, quanto maior este volume (menor espaçamento entre fibras), maior a probabilidade de a fibra interceptar uma fissura. Pode-se calcular o espaçamento entre fibras através de relações matemáticas.

Ao contrário das armaduras contínuas (barras de aço ou telas eletrossoldadas), o emprego das fibras de aço em pisos industriais de concreto, considerando as dosagens usuais, geralmente, inferiores a 40 kg/m³, não causa nenhuma interferência na operação de veículos guiados por indução magnética como, por exemplo, empilhadeiras trilaterais, AGVs, etc.

Atualmente, há outros tipos de fibras de alto módulo disponíveis, como as fibras de vidro e plástico.

1.3.7 Pavimentos de blocos intertravados de concreto

Embora os pavimentos de blocos intertravados de concreto se enquadrem, em um senso de definição, como pavimentos de concreto, estes não serão abordados neste trabalho e, sim apenas os pavimentos constituídos por placas de concreto, cujo comportamento estrutural é muito diferente dos pavimentos de blocos intertravados de concreto.

Para maiores esclarecimentos, recomenda-se consulta as normas da ABNT:

- NBR 9.780:1987 - Peças de concreto para pavimentação – Determinação da resistência à compressão (Método de ensaio): Esta Norma prescreve o método de determinação da resistência à compressão de peças pré-moldadas de concreto destinadas à pavimentação de vias urbanas, pátios de estacionamento ou similares;
- NBR 9.781:1987 - Peças de concreto para pavimentação – Especificação: Esta norma fixa condições exigíveis para a aceitação de peças pré-moldadas de concreto, destinadas à pavimentação de vias urbanas, pátios de estacionamento ou similares;
- NBR 15.953:2011 - Pavimentos intertravado com peças de concreto — Execução: Esta Norma se aplica à pavimentação intertravada com peças de concreto sujeita ao tráfego de pedestres, de veículos dotados de pneumáticos e áreas de armazenamento de produtos.

1.3.8 Pavimentos de placas de concreto pré-moldadas

Apesar da utilização de peças pré-moldadas de concreto na construção civil ser algo de longa data, no âmbito da pavimentação, a aplicação das placas de concreto pré-moldadas é mais recente. Essa aplicação se faz de duas formas distintas:

- na construção de novos pavimentos;
- na reparação de pavimentos preexistentes.

Embora os custos desta tecnologia sejam mais elevados que os custos dos métodos convencionais, isto é, da moldagem *in loco*, esta apresenta inúmeras vantagens:

- as placas de concreto pré-moldadas atendem as dimensões especificadas em projeto;
- por se tratar de um processo industrial, são asseguradas excelentes condições de cura, ou seja, evita-se de imediato o surgimento de defeitos devido à retração do concreto. Também é possível garantir concretos mais homogêneos e com resistências mais elevadas a menor custo.

Ressalta-se a importância da existência de armadura nas placas de concreto pré-moldadas, pois durante as operações de transporte e estocagem elas são alçadas, logo devem suportar seu peso próprio.

Quanto ao reforço estrutural, as placas podem ser dimensionadas para atuarem como pavimentos de concreto estruturalmente armado, isto é, com armaduras para combater esforços gerados pelo tráfego de veículos. No entanto, o transporte e a instalação dessas peças são fatores que limitam muito as dimensões possíveis para produção industrial. Outra alternativa viável é a produção de placas pré-moldadas em concreto protendido.

Também é relevante destacar a importância dos detalhes construtivos como a necessidade das barras de transferência de carga e das barras de ligação nas juntas construtivas com outras placas. Quanto aos materiais de fechamento, várias contribuições têm sido apresentadas como, por exemplo, o uso de *grout* após a instalação das placas, para enchimento de volumes vazios nos elementos,

relacionados ao posicionamento dessas barras (Balbo, 2009). As juntas entre as placas devem ser devidamente seladas.

Depois de posicionadas em pista, as placas de concreto pré-moldadas devem estar perfeitamente apoiadas sobre a base, evitando-se vazios ou falta de contato entre ambas, a fim de não gerar estados críticos sob a ação da temperatura e das cargas de tráfego. Mas para se garantir um bom resultado, a superfície da base deve ser a mais plana e nivelada possível, resultado que não é alcançado por qualquer material de construção de pavimentos. Segundo Merrit e Tyson (2006) apud Balbo (2009), os concretos asfálticos são os materiais que melhor garantem essa planicidade.

1.3.9 *Whitetopping*

O *whitetopping* ou, literalmente, cobertura branca, é uma camada de revestimento que pode ser de concreto simples ou estruturalmente armado, mais delgada que os pavimentos de concreto convencionais, moldada diretamente sobre o pavimento preexistente (de concreto ou asfáltico) a fim de reabilitar a camada de rolamento. Essa tecnologia teve sua expansão nos anos 1970, com destaque para os EUA.

A Figura 1.13 apresenta a execução de um trecho, mais especificamente, de uma pista experimental de pavimento de concreto asfáltico revestido com *whitetopping* para fins de pesquisa na Universidade de São Paulo (USP).



Figura 1.13 – Pista experimental: *Whitetopping*
(<http://sites.poli.usp.br> - consulta realizada em junho de 2012)

1.3.10 Whitetopping ultradelgado

O *ultrathing whitetopping* ou *whitetopping* ultradelgado é uma solução para reforço de pavimentos asfálticos antigos, cuja técnica consiste na moldagem de concreto com espessura não superior a 100 milímetros sobre a superfície asfáltica preexistente.

Sob o ponto de vista de alguns pesquisadores, o *whitetopping* ultradelgado pode não ser encarado como um reforço estrutural, visto que em muitos casos, a opção por essa técnica pode ser motivada por outras razões que não sejam propriamente a melhoria da capacidade estrutural dos pavimentos preexistentes, isto é, alterando o comportamento da estrutura sob o prisma de modificações em campos de deformações e tensões.

Quanto à origem, relata-se que essa técnica tenha sido inicialmente utilizada no estado do *Kentucky* (*Construction Super Network*, 1997), mas grande parte da tecnologia foi desenvolvida em *Iowa*, ambos estados norte americanos.

Existem duas alternativas para a execução do *whitetopping* ultradelgado (Figura 1.14):

- sistema sobreposto ou *overlay*;
- sistema encaixado ou *inlay*.

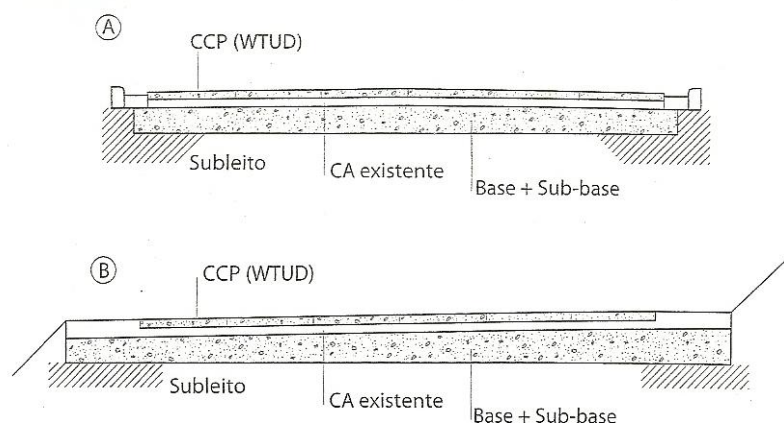


Figura 1.14 – *Whitetopping* ultradelgado: Sistema de moldagem sobreposta (A) e encaixada (B) (Balbo, 2009)

Algumas horas após a moldagem do concreto serram-se as juntas transversais e longitudinais do *whitetopping* ultradelgado. As juntas devem ser pouco

espaçadas entre si, com distâncias inferiores a um metro, a fim de evitar a fissuração por retração. A abertura das juntas também é reduzida e, normalmente, não é necessário material selante.

No *whitetopping* ultradelgado, a aderência do concreto à superfície do pavimento asfáltico preexistente é de fundamental importância, pois com tal mecanismo, reduzem-se as tensões na placa de concreto. Geralmente, obtêm-se a aderência entre as camadas por meio de um processo que engloba a fresagem seguida de limpeza intensa (para retirada de pó e agregados soltos) do pavimento asfáltico antigo. Contudo, o *whitetopping* ultradelgado é recomendado para pavimentos antigos cuja base não esteja deteriorada, pois, se a camada asfáltica subjacente apresentar fissuração (incapacidade estrutural), de nada servirá aderir o concreto a um material que definitivamente não trabalha em flexão (misturas asfálticas fissuradas trabalham como blocos em compressão).

Outra questão é quanto deve ser a espessura remanescente de concreto asfáltico íntegra para que, efetivamente, haja ação composta entre ambas às camadas, ou seja, ao trabalhar aderida e em flexão, a camada asfáltica absorveria parte dos esforços horizontais, reduzindo as tensões de tração na placa de concreto superior, o que equivale a alterar a posição da linha neutra na placa superior (Balbo, 2009). Segundo as literaturas americana e sueca, as espessuras remanescentes devem ser razoáveis, de 75 a 150 milímetros. Pereira et al. (2006) apud Balbo (2009) expõe que, embora sem causar a referida ação composta, uma camada com 40 milímetros de espessura de concreto asfáltico íntegro, contribui para o bom desempenho do conjunto, desde que garantida a aderência para evitar a movimentação das placas. No entanto, espessuras menores exigem o emprego de concretos com maior resistência à flexão, pois caberá somente a placa de concreto resistir os momentos fletores impostos.

Uma das principais vantagens do *whitetopping* ultradelgado é a possibilidade da execução com equipamentos tradicionais e também o fato de serem liberados ao tráfego em menos de 24 horas.

1.4 Pisos industriais de concreto

1.4.1 Introdução

Segundo Rodrigues et al. (2006), o desenvolvimento dos sistemas construtivos de pavimentação industrial no Brasil é muito recente, e começou realmente a se desenvolver há cerca de 20 anos, sendo que anteriormente a esse período, havia pouca preocupação com os critérios de projeto. No entanto, atualmente, o Brasil é um dos países líderes no dimensionamento de pavimentos, pois possui domínio da evolução tecnológica dos materiais e alto grau de especialização dos profissionais das áreas de projeto e execução.

O piso industrial de concreto, assim como os pavimentos rodoviários, é uma estrutura construída com as seguintes finalidades (Chodounsky e Viecili, 2007):

- resistir e distribuir ao subleito os esforços verticais produzidos pelo carregamento;
- proporcionar perfeito rolamento, quanto ao conforto, limpeza e segurança, das cargas móveis (paleteiras, empilhadeiras, etc.), possuindo textura superficial adequada à futura utilização;
- resistir aos esforços mecânicos (flexão, compressão, impacto e abrasão) e a ataques químicos ou biológicos (ácidos, bases, sangue, açúcar, sulfatos, bactérias, entre muitos outros).

Segundo o ACI 302 (1996), a qualidade de um piso industrial de concreto é essencialmente dependente da obtenção de uma superfície de elevada dureza e durabilidade, plana e relativamente livre de fissuras, que esteja em conformidade com um nível de referência ou *grade* de referência, e que possua uma textura superficial adequada à futura utilização do piso.

A superfície ainda deve garantir a facilidade de limpeza, o escoamento de líquidos, a movimentação de cargas, o deslocamento de equipamentos, além de resistência à abrasão e durabilidade que atendam às necessidades do usuário final (Chodounsky e Viecili, 2007).

Além de classificados quanto ao reforço estrutural, conforme apresentado anteriormente, os pisos industriais de concreto também podem ser classificados quanto à escola, quanto aos elementos de fundação e quanto à utilização.

Quanto à escola, vale ressaltar que as principais tecnologias e métodos de cálculo para dimensionamento foram importados e adaptados das escolas americana e europeia, que se diferem quanto ao conceito adotado para o sistema de piso e seu respectivo método de dimensionamento (Cristelli, 2010).

A diferença entre as estruturas dos dois pavimentos é acentuada: enquanto os critérios americanos produzem estruturas de elevada rigidez e placas de pequenas dimensões, os procedimentos europeus conduzem a pavimentos esbeltos a placas de grandes dimensões (Rodrigues et al., 2006).

Nos últimos anos, o setor de pisos industriais do mercado brasileiro vem adotando a prática evolutiva baseada nos princípios da escola europeia. Outro fator importante é a aquisição de equipamentos de alto desempenho para execução, garantindo controle de qualidade segundo especificado nos projetos (Cristelli, 2010).

A Tabela 1.3 classifica os pisos industriais quanto à escola e compara as suas principais características.

Tabela 1.3 – Classificação dos pisos industriais de concreto quanto à escola (Cristelli, 2010)

Referências para dimensionamento	Escola Americana	Escola Europeia
	PCA, ASSTHO, Westergaard, Pickett e Ray, Packard	Losberg e Meyerhof
Sistema construtivo	Concreto simples	Concreto reforçado com telas soldadas, fibras de alto módulo e protensão
Tamanho das placas	Pequenas dimensões	Grandes dimensões
Qualidade das juntas	Elevado	Baixo
Consumo de concreto	Elevado	Baixo
Custo inicial e manutenção	Elevado	Baixo
Custo e complexidade de execução	Baixo	Elevado

Quanto aos elementos de fundação, segundo Rodrigues et al. (2006), podem-se classificar os pisos industriais de concreto da seguinte forma:

- Pisos industriais com fundação direta: São pisos que se apoiam diretamente sobre o terreno de fundação (subleito), podendo ou não haver o emprego de sub-base, embora esta seja sempre recomendada. Nesta solução está implícito que a taxa admissível do terreno de fundação é compatível com as

cargas previstas no piso. Para cargas pontuais e móveis, a estrutura do piso é capaz de transmitir ao solo uma tensão geralmente inferior a 50 kPa (0,50 kgf/cm²), mas para cargas uniformemente distribuídas, a capacidade de redistribuição dos esforços é pequena.

- Pisos industriais com fundação profunda: São pisos executados sobre terrenos sem capacidade de suporte compatível com as cargas solicitantes ou quando da presença de horizonte contendo solos adensáveis ou em processo de adensamento. Neste caso, a solução passa a ser de uma estrutura de concreto armado com características de piso. Dentre as soluções disponíveis, há as lajes apoiadas em vigas, armadas em duas direções ou em uma direção, ou as lajes planas – sem vigas – comumente designadas lajes cogumelo; estas se têm demonstrado bastante competitivas ante os outros sistemas. Como os carregamentos esperados em pisos industriais são bastante elevados diante dos observados em construções comerciais e residenciais, é comum a ocorrência de lajes com espessuras elevadas e modulação de estacas bem estreita (cerca de 3 a 4 m).

E, por fim, quanto à utilização, segundo a ANAPRE (Associação Nacional de Pisos e Revestimento de Alto Desempenho), os pisos industriais de concreto podem ser classificados em cinco classes principais: áreas industriais; áreas de armazenagem; sistemas viários e pavimentos rígidos; áreas de estacionamento e pisos comerciais (Mais detalhes: ver Tabelas A.1 e A.2 – Anexo A).

1.4.2 Estrutura básica

Os pisos industriais de concreto apoiados sobre o solo são constituídos pela estrutura básica (Figura 1.15) (Chodounsky e Viecili, 2007):

- subleito: terreno de fundação do piso e/ou pavimento;
- regularização do subleito: camada construída sobre o subleito, com espessura irregular, com um nível e/ou *grade* de referência;
- reforço do subleito: camada composta por dois ou mais materiais selecionados (solo – brita, solo – cimento) e espessura constante, construída

acima do subleito ou da regularização do subleito com características tecnológicas superiores as da camada de regularização do subleito;

- sub-base: camada corretiva do subleito, ou complementar à base, com características e propriedades mecânicas mais nobres que as do subleito e/ou da camada de reforço do subleito;
- barreira ao vapor: lona de polietileno associada a uma sub-base granular com a finalidade de eliminar ou reduzir a transmissão de umidade, na forma de vapor, através da placa de concreto, geralmente, são empregadas em pisos que receberão revestimentos sensíveis à umidade ascendente ou em indústrias cujos produtos são sensíveis a umidade. Na literatura, há restrições quanto ao seu uso;
- camada deslizante: lona de polietileno em camada simples ou dupla com a finalidade de reduzir o atrito entre a placa de concreto e a sub-base. A definição quanto a sua utilização ou não cabe ao projetista;
- placa de concreto: camada destinada a resistir e distribuir os esforços provenientes dos carregamentos ao subleito, a proporcionar características adequadas de rolamento, facilidade de limpeza, resistência à abrasão e resistência química. Diferente do pavimento flexível, o pavimento rígido ou de concreto, preenche as finalidades de revestimento e base.

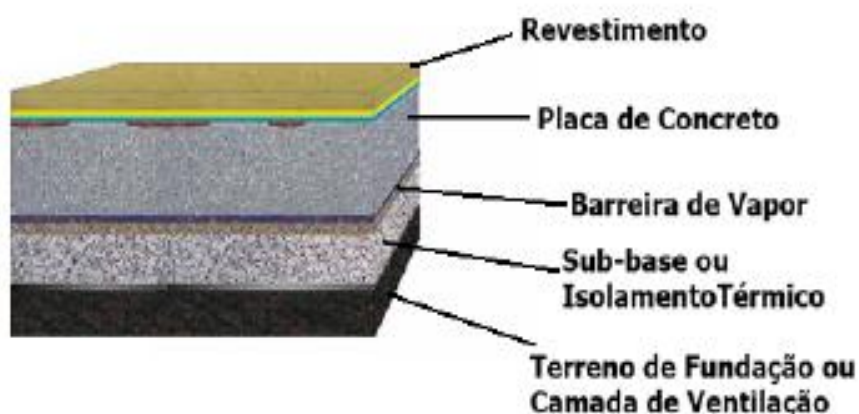


Figura 1.15 – Seção Tipo: Piso industrial de concreto (Rodrigues, s.d)

2 TERRENO DE FUNDAÇÃO (SUBLEITO) E SUB-BASES

2.1 Terreno de fundação (Subleito)

2.1.1 Considerações iniciais

Na engenharia de pavimentação é fundamental conhecer as características dos materiais constituintes das camadas do pavimento e do terreno de fundação (subleito), cuja composição é bastante heterogênea.

Define-se terreno de fundação ou subleito como a camada cuja função é absorver os esforços dos carregamentos transmitidos pelas placas de concreto e sub-bases (quando se fazem necessárias para correção dos índices de suporte de carga).

No que diz respeito a projetos de pisos industriais de concreto, o estudo do solo acaba sendo um aspecto muito importante, principalmente quando se trabalha com estruturas delgadas como as da escola europeia, onde o subleito acaba sendo muito solicitado. Neste caso, os conceitos da engenharia de pavimentação e de fundações precisam ser analisados em conjunto (Chodounsky e Viécili, 2007).

No dimensionamento de pavimentos e pisos industriais de concreto, a capacidade de suporte do subleito é caracterizada pelo módulo de reação (k), denominado por alguns autores de coeficiente de recalque, sendo este parâmetro determinante no cálculo da espessura (h) e das armaduras da placa de concreto, quando necessárias. Vale ressaltar que o módulo de reação (k), obtido diretamente através de ensaios de placa ou através de correlações com o Índice de Suporte Califórnia (ISC), indica a capacidade de suporte da camada superficial do subleito. A determinação do módulo de reação (k) do subleito é insuficiente e não garante um desempenho adequado do pavimento ou piso industrial de concreto. O conhecimento das camadas mais profundas do subleito faz-se, na sua forma mais elementar, pelas sondagens.

O comportamento do solo é modificado pelas características intrínsecas do material (granulometria, textura, forma dos grãos, composição mineralógica, índices de consistência), e pela relação deles com a umidade, compactação, etc. Além da resistência do solo como subleito, é fundamental que o mesmo apresente

estabilidade dimensional, pois problemas relacionados à variação de volume, tais como a presença de solos compressíveis (argilas moles), solos colapsáveis ou expansivos podem comprometer a vida útil do pavimento.

O estudo do solo é de fundamental importância, pois a partir de análises detalhadas e interpretações das informações geotécnicas é possível identificar problemas potenciais, propiciando ao projetista condição de efetuar estimativas mais precisas do comportamento do solo e, dessa forma, elaborar o projeto do pavimento com um bom nível de segurança e relação custo-durabilidade.

2.1.2 Solos

Os solos são constituídos por um conjunto de partículas provenientes da decomposição das rochas que retém ar e água nos espaços intermediários; essas partículas são livres para movimentar-se entre si, exceto em alguns casos em que uma pequena cimentação pode ocorrer entre elas, mas mesmo assim ficam muito abaixo dos valores encontrados nos cristais de rocha ou minerais. Os solos podem ser escavados com facilidade, sem o emprego de explosivos, sendo utilizados como material de construção ou de suporte para estruturas.

Seja como material de construção ou de fundação, os solos têm grande importância. Nas barragens de terra e nas fundações de estruturas, o solo – assim como o concreto e o aço –, está sujeito a esforços que tendem a comprimi-lo e a cisalhá-lo, provocando deformações e podendo, eventualmente, levá-lo à ruptura (Ortigão, 2007).

Compreende-se que as propriedades mecânicas do solo estarão intimamente ligadas não apenas às características das partículas sólidas – suas dimensões e constituição mineralógica -, mas também às quantidades relativas de ar e água presentes em sua composição (Rodrigues et al., 2006).

Essa heterogeneidade característica faz com que o estudo do solo não possa ser fundamentado nos conceitos da teoria dos sólidos, base para o desenvolvimento da teoria das estruturas, o que dificulta muito a criação de modelos teóricos que predigam o seu comportamento (Rodrigues et al., 2006).

2.1.3 Ensaio de caracterização e classificação dos solos

O objetivo da classificação dos solos, sob o ponto de vista da engenharia é o de poder estimar o provável comportamento do solo, ou, pelo menos, o de orientar o programa de investigação necessário para permitir a adequada análise de um problema (Hachich et al., 1996).

O comportamento físico de um solo depende, além do seu estado medido pelos índices físicos, também das suas propriedades intrínsecas, e tal conhecimento é obtido por meio de ensaios laboratoriais com amostras trabalhadas e são conhecidos por ensaios de caracterização do solo.

Os ensaios de caracterização do solo dividem-se em granulométricos (peneiramento e sedimentação) e em índices de consistência (Limites de *Atterberg*), que permitem classificar os solos em diversos grupos, de acordo com as suas características físicas.

2.1.3.1 Ensaio de caracterização dos solos

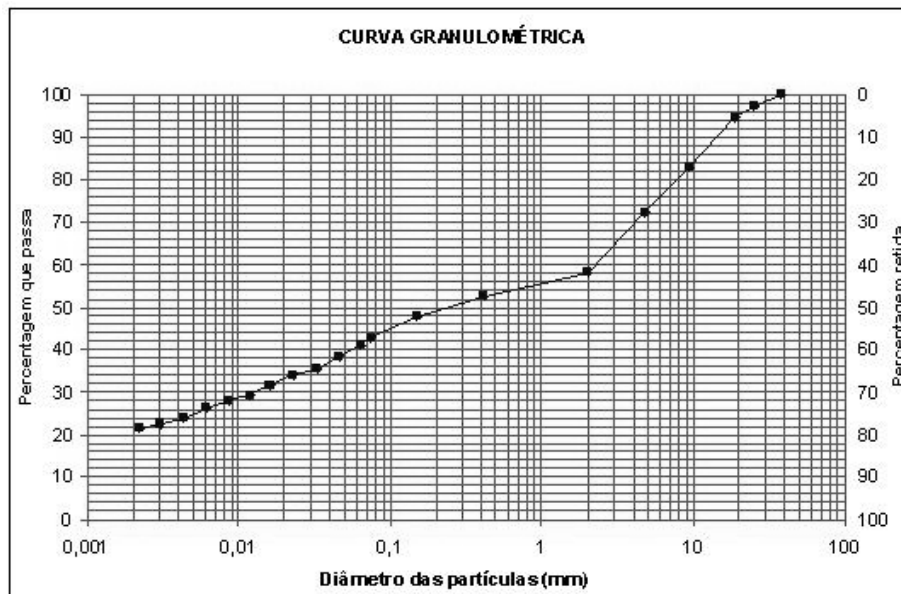
- Análise granulométrica

Usualmente, a primeira diferenciação que se faz entre os solos é a análise da distribuição das dimensões dos grãos, denominada, análise granulométrica, cujo objetivo é determinar a curva granulométrica do solo. A análise granulométrica do solo divide-se em três partes: peneiramento grosso, peneiramento fino e ensaio de sedimentação.

Para a realização da análise granulométrica, uma amostra de material granular é submetida a peneiramento em uma série-padrão de peneiras (Figura 2.1 (a)) cuja abertura de malhas tem a sequência apresentada na Tabela 2.1. Em seguida, determina-se a massa de material retido em cada peneira e os resultados são plotados em um gráfico (Figura 2.1 (b)), no qual o eixo das abscissas corresponde à abertura de malha, em escala logarítmica, e as ordenadas, à percentagem do material que passa. Esse ensaio tem procedimento normatizado pela ABNT NBR 7.181:1984.



(a)



(b)

Figura 2.1 - Série padrão de peneiras (a) e curva granulométrica (b)
 (<http://www.wikipedia.org> – consulta realizada em junho de 2012)

Tabela 2.1 – Série padrão de peneiras: Abertura da malha (Ortigão, 2007)

Abertura da malha					
4,80 mm	2,00 mm	600 μ m	420 μ m	250 μ m	75 μ m

Tabela 2.2 – Diâmetro das partículas (Rodrigues et al., 2006)

Escala ABNT	
Classificação	Dimensões (mm)
Pedregulho	Até 5,0
Areia grossa	De 5,0 a 2,0
Areia média	De 2,0 a 0,40
Areia fina	De 0,40 a 0,05
Silte	De 0,05 a 0,005
Argila	Abaixo de 0,005

Para determinar a granulometria dos solos compostos de materiais finos (granulometria inferior a $75\ \mu\text{m}$), como as argilas, utiliza-se o ensaio de sedimentação, cujas etapas são normatizadas pela ABNT NBR 7.181:1984. A determinação da granulometria do solo no ensaio de sedimentação é baseada na Lei de *Stokes*. Essa lei relaciona o tamanho da partícula com a velocidade com que ela sedimenta em um meio líquido. Dessa forma, quanto maior a partícula, mais rapidamente ela irá se depositar no fundo da proveta de ensaio, conforme ilustra a Figura 2.2.



Figura 2.2 – Ensaio de sedimentação

(<http://www.wikipedia.org> – consulta realizada em junho de 2012)

São denominados solos bem graduados ou que possuem distribuição granulométrica contínua aqueles cujas partículas diferem em quantidades tais de cada tamanho que os vazios formados pelas partículas maiores são preenchidos pelas menores, sucessivamente, acarretando em grande entrosamento entre os grãos, o que confere maior densidade e resistência e menor compressibilidade ao solo. Já os solos mal graduados ou que possuem distribuição granulométrica descontínua são compostos por partículas essencialmente do mesmo diâmetro ou que pouco diferem em tamanho (Chodounsky e Viecili, 2007).

- Índices de consistência (Limites de *Atterberg*)

Os Limites de *Atterberg* classificam o solo com relação a sua consistência, válido portanto para solos plásticos, baseando-se no fato de que os solos argilosos apresentam aspectos bem distintos em função de sua umidade.

Os teores correspondentes às mudanças de estado são definidos como limite de liquidez (LL) e limite de plasticidade (LP). A diferença entre esses dois limites, que indica as faixas de valores em que o solo se apresenta plástico, é definida como o índice de plasticidade (IP) do solo. Em geral, são apresentados como índices de consistência dos solos os valores do LL e do IP.

A Figura 2.3 ilustra, de forma clara, o que foi descrito anteriormente.

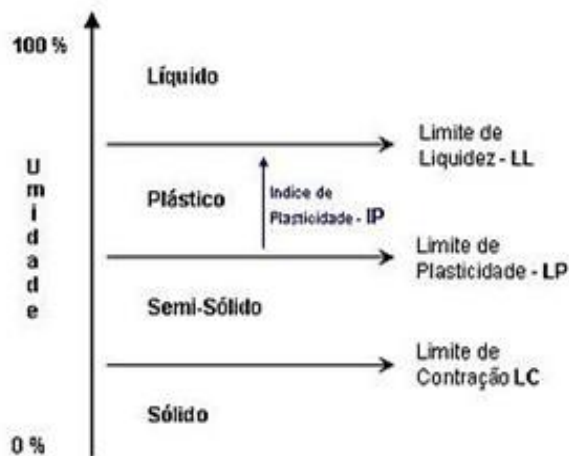


Figura 2.3 – Limites de Atterberg

(<http://www.wikipedia.org> – consulta realizada em junho de 2012)

Posteriormente, o assunto foi abordado por Casagrande, que projetou um equipamento para a realização do ensaio para a determinação do limite de liquidez (LL) - Figura 2.4, o qual é empregado em todo o mundo e padronizado no Brasil pela norma ABNT NBR 6459:1984.



(a)

Figura 2.4 – Aparelho de Casagrande para determinação do limite de liquidez (LL)

(<http://www.wikipedia.org> – consulta realizada em junho de 2012)

Os resultados do ensaio são plotados em gráfico (Figura 2.5), determinando-se o valor do LL correspondentes a 25 golpes.

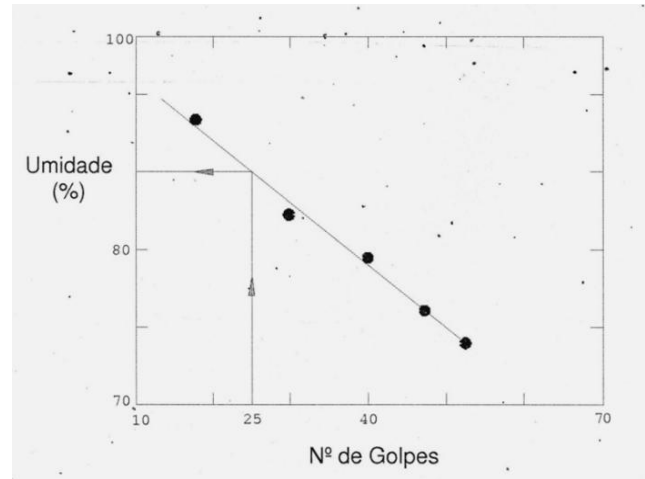


Figura 2.5 – Gráfico n.º de golpes x umidade para determinação do LL (Ortigão, 2007)

O ensaio para determinar o limite de plasticidade (LP), padronizado pela ABNT NBR 7180:1984, consta na verificação da umidade correspondente ao início do fraturamento de uma amostra cilíndrica de 3 milímetros de diâmetro (Figura 2.6).

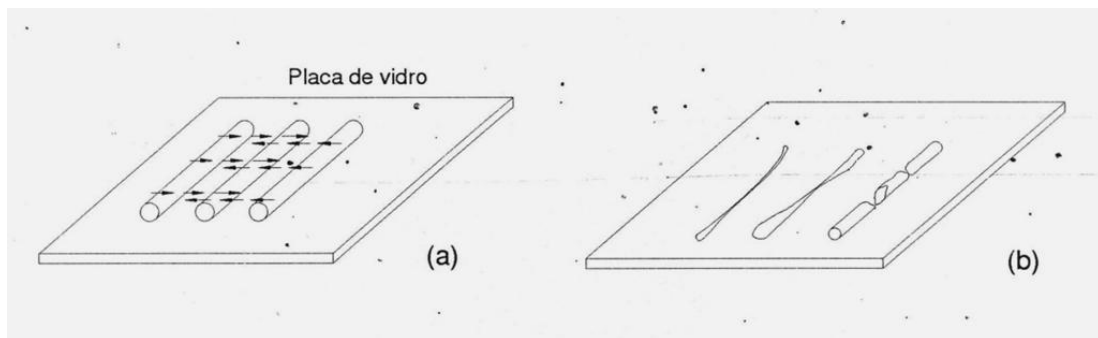


Figura 2.6 – Ensaio para determinação do limite de plasticidade (LP), Ortigão (2007).

Casagrande observou que os valores do LL e do IP ($IP = LL - LP$), variam conjuntamente, isto é, um solo é tanto mais plástico quanto maior for o seu LL. Verificou ainda que, dispendo-se em um gráfico os valores do LL e do IP determinados para um mesmo depósito de argila, tem-se como resultado um gráfico linear, denominado Gráfico de Plasticidade, apresentado na Figura 2.7.

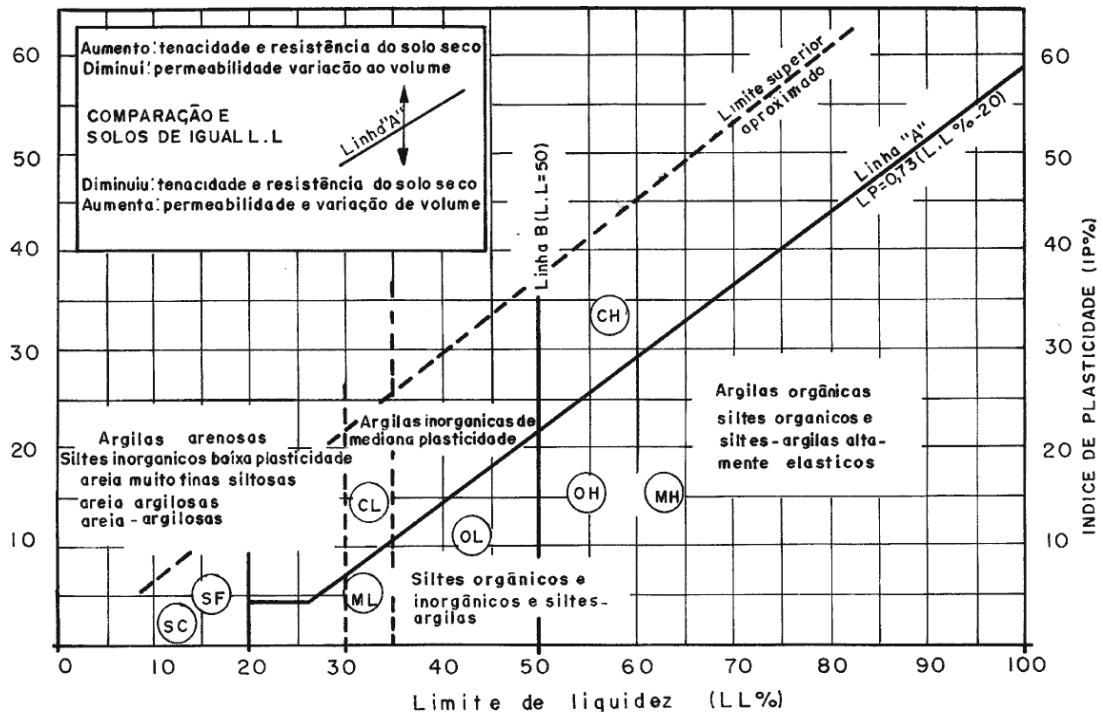


Figura 2.7 – Gráfico de Plasticidade (Rodrigues e Cassaro, 1999)

Com base no gráfico (Figura 2.7), observa-se que a *linha A* aparece como uma fronteira empírica entre as argilas inorgânicas, que se situam acima dessa linha, e os solos plásticos, que contém coloides orgânicos. Situam-se também abaixo da *linha A* os siltes e os siltes argilosos, exceto quando o LL é inferior a 30%, casos em que os siltes inorgânicos podem situar-se acima da *linha A* (Rodrigues et al., 2006).

O índice de plasticidade (IP) também pode fornecer qualitativamente o comportamento do solo relativo à sua expansão quando submerso, como é possível ver na Tabela 2.3 (Rodrigues et al., 2006).

Tabela 2.3 – Expansão *versus* plasticidade (Rodrigues et al., 2006)

Grau de expansão	Expansibilidade (%)	Índice de plasticidade (aproximado)
Não expansivo	Menor que 2	0 a 10
Moderadamente expansivo	2 a 4	10 a 20
Altamente expansivo	Maior que 4	Maior que 20

2.1.3.2 Classificação dos solos

Conforme mencionado anteriormente, a classificação adequada do solo ajuda a prever o seu comportamento. Os sistemas de classificação baseados na composição dos solos mais empregados são:

- American Society of Testing Materials (ASTM)

Uma classificação bastante utilizada é a da *American Society of Testing Materials* (ASTM) (Tabela 2.4), pois mostra os principais grupos e algumas propriedades importantes para fins de pavimentação industrial (Farny, 2001).

Tabela 2.4 – Classificação dos solos de acordo com a ASTM (continua)

Grupos principais		Símbolo de grupo	Nomes típicos	Capacidade de carga estimada (kPa)	Coefficiente de recalque estimado (MPa)	
Solos granulares grossos, mais de 50% retido na peneira 0,075 mm	Pedregulhos com 50% ou mais da fração grossa retida na peneira 4,75 mm (n.º 4)	Pedregulho limpo	GW	Pedregulho bem graduado ou misturas de pedregulho, com pouco ou nenhum finos	50	> 80
		Pedregulho com finos	GP	Pedregulho mal graduado ou mistura de pedregulho com areia, com pouco ou nenhum finos	50	> 80
			GM	Pedregulho siltoso, misturas de silte – areia – pedregulho	25	50 a 80
			GC	Pedregulho argiloso, misturas de argila – areia – pedregulho	20	50 a 80
	Areias com mais de 50% da fração grossa passando na peneira 4,75 mm (n.º 4)	Areia limpa	SW	Areia bem graduada e areia com pedregulho, com pouco ou sem finos	35	50 a 80
			SP	Areia mal graduada ou areia com pedregulho, com pouco e sem finos	30	50 a 80
		Areia com finos	SM	Areia siltosa, misturas de silte – areia	20	50 a 80
			SC	Areia argilosa, misturas de argila – areia	20	50 a 80
Solos finos com mais de 50% dos materiais passando pela peneira 0,075 mm	Siltes e argilas com Limites de liquidez igual ou inferior a 50%	ML	Silte inorgânico, areia muito fina, areia siltosa ou argilosa	10	25 a 50	
		CL	Argila inorgânica com baixa a media plasticidade, argila com pedregulhos, argila arenosa, argilas magras	10	25 a 50	
		OL	silte orgânico, argila orgânica siltosa de baixa plasticidade	-	25 a 50	

Tabela 2.4 – Classificação dos solos de acordo com a ASTM (conclusão)

Grupos principais		Símbolo de grupo	Nomes típicos	Capacidade de carga estimada (kPa)	Coefficiente de recalque estimado (MPa)
Solos finos com mais de 50% dos materiais passando pela peneira 0,075 mm	Siltes e argilas com Limite de Liquidez igual ou inferior a 50%	MH	Silte inorgânico, areia ou silte micáceo ou diatomado	10	25 a 50
		CH	Argila inorgânica de alta plasticidade	10	25 a 50
		OH	Argila orgânica de media e alta plasticidade	-	12 a 30
Solos altamente orgânicos		PT	Turfa e outros solos altamente orgânicos	-	12 a 30

▪ Sistema Unificado de Classificação (*Unified Soil Classification – USC*)

No Sistema Unificado de Classificação (USC), desenvolvido originalmente por Casagrande, a identificação dos solos é realizada pelas iniciais das palavras correspondentes em inglês. Por exemplo, um solo identificado por *GP* indica pedregulho (*gravel*) mal graduado (*poorly graded*). A Tabela 2.5 apresenta a nomenclatura do Sistema Unificado de Classificação (USC) (Choudounsky e Viecili, 2007).

Tabela 2.5 – Nomenclatura USC (Choudounsky e Viecili, 2007)

Símbolo	Significado em inglês	Significado em português
G	Gravel	Pedregulho
S	Sand	Areia
M	Mo (Sueco)	Silte
C	Clay	Argila
W	Well graded	Bem graduado
P	Poorly graded	Mal graduado
O	Organic	Orgânico
L	Low liquid limit (low compressibility)	Baixa compressibilidade
H	High liquid limit (high compressibility)	Alta compressibilidade
Pt	Peat	Turfa

Para classificar os solos no Sistema Unificado de Classificação (USC) (Tabela 2.6), basta localizar o ponto correspondente ao par de valores índice de plasticidade

(IP) e limite de liquidez (LL) no Gráfico de Plasticidade (Figura 2.7) (Choudounsky e Viecili, 2007).

Tabela 2.6 – Classificação dos solos de acordo com o sistema USC (Choudounsky e Viecili, 2007)

Classificação geral	Material	Símbolo
Solos de graduação grossa (< 50% passando na peneira # 200)	Pedregulhos ou solos pedregulhosos	GW, GP, GM e GC
	Areias ou solos arenosos	SW, SP, SM e SC
Solos de graduação fina (> 50% passando na peneira # 200)	Siltes ou argilas	Baixa compressibilidade (LL < 50%) ML, CL e OL
		Alta compressibilidade (LL > 50%) MH, CH e OH
Solos altamente orgânicos	Turfas	Pt

▪ Sistema do Highway Research Board (HRB ou AASHO Classification)

No Sistema do *Highway Research Board* (HRB ou *AASHO Classification*) a classificação dos solos se baseia em ensaios normais de caracterização, ou seja, o ensaio de granulometria (o mais conhecido e utilizado método de classificação em pavimentação) e os ensaios para determinação do limite de liquidez (LL) e do limite de plasticidade (LP) (Choudounsky e Viecili, 2007)

O sistema HRB classifica os solos conforme o tamanho dos grãos predominantes – Tabela 2.7.

Tabela 2.7 – Classificação dos solos de acordo com o sistema HRB (adotado pela AASHTO)

Classificação geral	Materiais granulares (p) 35% ou menos passando na # 200				Materiais siltosos e argilosos (p) mais de 35% passando na # 200							
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7	
Grupo	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5	A-7-6
Subgrupo												
% que passa												
# 10	50 máx.											
# 40	30 máx.	50 máx.	51 máx.									
# 200	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.	
LL	6 máx.		NP	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	
IP				10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.	
IG	0		0	0			4 máx.	8 máx.	12 máx.	16 máx.	20 máx.	
Materiais predominantes	Pedra britada, pedregulho e areia		Areia fina	Areia e areia siltosa ou argilosa				Solos siltosos	Solos argilosos			
Comportamento como subleito	Excelente a bom							Fraco a pobre				
IG = 0,2 x 0,005 x a x c + 0,01 x b x d												
a = % passante na # 200- 35%, com 0 < a < 40												
b = % passante na # 200 – 15%, com 0 < b < 40												
c = LL – 40, com 40 < LL < 60												
D = IP – 10, com 10 < IP < 30												

Comparando-se os critérios utilizados nos sistemas USC e HRB, nota-se certa equivalência entre os símbolos utilizados para classificação de materiais semelhantes (Senço, 2007).

A Tabela 2.8 apresenta algumas características típicas dos solos de acordo com a classificação USC e a classificação HRB (AASTHO).

Tabela 2.8 – Classificação USC versus classificação HRB (Chodounsky e Vecili, 2007)

Classificação AASTHO – HRB	Descrição	Classificação USC	Massa específica aparente seca (kN/m ³)	CBR (%)
A-1-a Bem graduado	Pedregulho	GW, GP	2.000 – 2.250	60 – 80
A-1-a Mal graduado			1.925 – 2.080	35 – 60
A-1-b	Areia grossa	SW	1.760 – 2.080	20 – 40
A-3	Areia fina	SP	1.680 – 1925	15 – 25
A-2-4 Pedregulhoso	Pedregulho siltoso	GM	2.080 - 2.320	40 – 80
A-2-5 Pedregulhoso	Pedregulho silto-arenoso			
A-2-4 Arenoso	Areia siltosa	SM	1.925 – 2.160	20 – 40
A-2-5 Arenoso	Areia silto-pedregulhosa			
A-2-6 Pedregulhoso	Pedregulho argiloso	GC	1.925 – 2.250	
A-2-7 Pedregulhoso	Pedregulho argilo-arenoso			
A-2-6 Arenoso	Areia argilosa	SC	1.680 – 2.080	10 – 20
A-2-7 Arenoso	Areia argilo-pedregulhosa			
A – 4	Silte	ML, OL	1.440 – 1.680	4 – 8
	Silte/areia/mistura pedregulhosa		1.600 – 2.000	5 -15
A – 5	Silte mal graduado	MH	1.280 – 1.600	4 – 8
A – 6	Argila plástica	CL	1.600 – 2.000	5 -15
A-7-5	Argila moderadamente elasto-plástica	CL, OL	1.440 – 2.000	4 -15
A-7-6	Argila muito elasto-plástica	CH, OH	1.280 – 1.760	3 – 5

- Classificação MCT para solos tropicais

Segundo Balbo (1993) apud Chodounsky e Viecili (2007), solo tropical é aquele que apresenta diferenciação em suas propriedades e em seu comportamento em comparação aos solos não tropicais, em decorrência da atuação no mesmo de processos geológicos e/ou pedológicos, típicos das regiões tropicais úmidas, entendidas como regiões de temperatura anual média superior a 20°C, com índices pluviométricos acima de 1,00 mm/ano e não ocorrência de congelamento do solo durante o inverno.

O sistema de classificação MCT (Miniatura, Compactado, Tropical), desenvolvido por Nogami, procura enquadrar os solos finos tropicais em função de suas propriedades mecânicas e hidráulicas quando compactados, sendo seu uso voltado para pavimentação. O sistema divide os solos tropicais em duas grandes classes: solos de comportamento laterítico (identificados com inicial L) e solos de comportamento não laterítico (identificados com inicial N), este último grupo também identificado como solos de comportamento saprolítico (Chodounsky e Viecili, 2007).

A Tabela 2.9 apresenta o quadro comparativo entre solos de comportamento laterítico e saprolítico.

Tabela 2.9 – Quadro comparativo entre solos de comportamento laterítico e saprolítico
(Chodounsky e Viecili, 2007)

Propriedade	Solos lateríticos	Solos não lateríticos (saprolítico)
Contração	Elevada (argilas) Baixa (areias)	Média a elevada
Expansão	Baixa	Baixa a elevada
Suporte a seco	Elevado a muito elevado	Médio a elevado
Permeabilidade	Média a baixa	Baixa

A classificação MCT é realizada com auxílio de alguns parâmetros obtidos de uma série de ensaios: resistência (mini - CBR), contração, infiltrabilidade, permeabilidade, perda de massa por imersão e compactação mini – MCV. Todos os procedimentos de ensaios são realizados com amostras de solo compactadas em moldes cilíndricos de 50 milímetros de diâmetro.

2.1.4 Investigações geotécnicas

2.1.4.1 Sondagem de simples reconhecimento à percussão (SPT)

A sondagem à percussão compreende um ensaio, normalizado pela ABNT NBR 6484:2001, bastante simples e amplamente difundido, que possibilita a análise macroscópica do terreno de fundação do pavimento, através da retirada de amostras do subsolo. Quando associada ao ensaio de penetração dinâmica (*Standard Penetration Test* ou SPT), mede a resistência do solo ao longo da profundidade perfurada (Chodounsky e Viecili, 2007).

O ensaio SPT também possibilita obter informações a respeito da geomorfologia do solo e da sua heterogeneidade, além de apresentar um dado fundamental para execução de qualquer pavimento: a existência de lençol freático e a sua profundidade, fator que influencia diretamente no projeto da sub-base (Rodrigues e Cassaro, 1999).

A Figura 2.8 ilustra o ensaio de SPT.

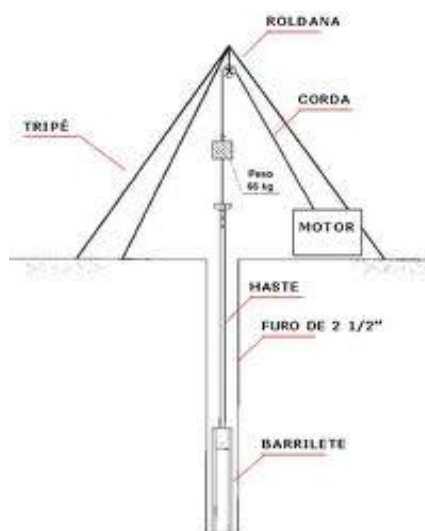


Figura 2.8 – Ilustração do ensaio de SPT

De acordo com Chodounsky e Viecili (2007), para uma avaliação adequada do subsolo é de fundamental importância a definição dos seguintes parâmetros:

- determinação do número mínimo de ensaios;
- locação em planta dos pontos a serem ensaiados (distribuição adequada dos pontos de modo a cobrir toda área de interesse);

- marcação da cota do ponto de início da sondagem em relação a um nível de referência externo (permitindo o traçado preciso de seções do subsolo, abrangendo duas ou mais sondagens).

Os resultados da sondagem à percussão são apresentados em perfis do subsolo, onde podem ser encontradas as descrições de cada solo encontrado, a cota do ensaio e as cotas correspondentes a cada camada, a posição do nível d'água (com a data em que foi determinado) e os valores da resistência à penetração do amostrador (Chodounsky e Viecili, 2007).

Segundo Pinto (2002), em função da resistência à penetração, o estado do solo é classificado pela compactidade, quando areia ou silte arenoso, ou pela consistência, quando argila ou silte argiloso (Tabela 2.10).

Tabela 2.10 – Resistência à penetração (Chodounsky e Viecili, 2007)

Resistência à penetração N_{SPT} (golpes / 30 cm)	Compactidade	
0 a 4	Areia	Muito fofa
5 a 8		Fofa
9 a 18		Média
19 a 40		Compacta
> 40		Muito compacta
< 2	Argila	Muito mole
3 a 5		Mole
6 a 10		Média
11 a 19		Rija
> 19		Dura

2.1.4.2 Prova de carga

Para fins de pavimentação de concreto, o principal parâmetro do solo empregado diretamente no dimensionamento é o módulo de reação do subleito (k), podendo ser determinado diretamente no subleito ou no sistema subleito – sub-base (k_{topo} ou $k_{incremento}$) (Rodrigues et al., 2006).

Nas hipóteses adotadas por *Westergaard*, o sistema de apoio da fundação é assimilado como um conjunto de molas elásticas, onde as deformações verticais (deflexões) são proporcionais à pressão aplicada (Lei de *Hooke*), cuja constante de proporcionalidade (k) representa a rigidez do conjunto de molas (fundação) (Chodounsky e Viecili, 2007).

O módulo de reação do subleito (k) pode ser definido então, como a pressão que provoca uma deflexão unitária, sendo normalmente medido em MPa/m ou em kgf/cm²/cm:

$$k = \frac{p'}{\delta} \quad (2.1)$$

onde:

k – módulo de reação do terreno de fundação (subleito) [MPa/m ou kgf/cm²/cm];

p' – pressão unitária de contato (aplicada sobre uma placa rígida) [MPa ou kgf/cm²];

δ – recalque ou deflexão correspondente [m ou cm].

A determinação direta do módulo de reação do subleito (k) é realizada mediante provas de carga estáticas, também chamadas de ensaios de carregamento de placa. Este tipo de ensaio apresenta as seguintes particularidades (Souza e Thomaz, 1986 apud Chodounsky e Viecili, 2007):

- o diagrama pressão-deformação não é linear para grandes variações de pressão, sendo que o valor de k depende da deformação de referência;
- o valor de k é sensível ao diâmetro da placa empregada e, as variações só se tornam pouco significativas para placas com diâmetro maior que 76 centímetros;
- o valor de k depende da umidade do solo, sendo o ensaio geralmente realizado sobre o solo compactado na umidade ótima ou em sua umidade natural, o que torna necessária uma correção para obter-se o valor de k no teor de umidade de equilíbrio do solo.

O valor de k varia entre limites amplos; solos muito plásticos, podem apresentar um valor da ordem de 1,40 kgf/cm²/cm (14 MPa/m), enquanto pedregulhos e solos arenosos bem graduados atingem valores da ordem de 14,00 kgf/cm²/cm (140 MPa/m) ou mais (Rodrigues et al., 2006).

Ainda, ressalta-se que é possível tirar partido do incremento da capacidade de suporte do subleito, resultante do emprego de sub-base (cimentada ou não), no dimensionamento do pavimento ou piso de concreto, através da realização do ensaio de placa no topo da camada do sistema subleito – sub-base. O valor obtido é

chamado módulo de reação do sistema subleito – sub-base (k_{topo} ou $k_{incremento}$) (Chodounsky e Viecili, 2007).

O módulo de reação do sistema subleito – sub-base (k_{topo} ou $k_{incremento}$) pode ser estimado através de correlação com o módulo de reação do subleito (k), em função do tipo e espessura da sub-base empregada. Estas correlações foram publicadas pela *Portland Cement Association* (PCA) e têm sido largamente utilizadas para efeito de projeto (Chodounsky e Viecili, 2007).

Embora o valor do módulo de reação (k) não reflita os efeitos da presença de camadas compressíveis em profundidades maiores no subsolo (possibilidade de recalques por adensamento), é correto o emprego do valor de k no dimensionamento do pavimento de concreto para cargas concentradas (estáticas ou dinâmicas), pois para as espessuras de placa usualmente obtidas, a pressão sobre o subleito não é significativa. Entretanto, nas situações de cargas uniformemente distribuídas elevadas sobre o piso, deverão ser avaliados também a pressão admissível do solo (segurança à ruptura) e os recalques previstos (estimados com base na teoria do adensamento) (PCA, 2001).

Não há correlações seguras entre estes três parâmetros de caracterização do comportamento mecânico dos solos, o módulo de reação do subleito, a pressão admissível do solo e a sua compressibilidade, pois são medidas de diferentes propriedades do solo. O valor de k caracteriza a resposta do subleito sob cargas temporárias (comportamento elástico) e pequenas deflexões (na ordem de 1,27 mm). Os outros dois parâmetros, descrevem o comportamento do solo em situações de grandes deformações, que podem ser 20 a 40 (ou mais) vezes maiores que as deformações em que o parâmetro k se baseia (PCA, 2001).

2.1.4.3 Índice de suporte Califórnia (ISC)

Como alternativa ao módulo de reação do subleito (k), pode-se empregar o Índice de Suporte Califórnia (ISC) ou, simplesmente, CBR (*California Bearing Ratio*). O valor do CBR é bastante familiar aos profissionais envolvidos em obras de terraplenagem e pavimentação, sendo empregado em diversos métodos de dimensionamento de pavimentos flexíveis e rígidos. A norma nacional que preconiza o ensaio para determinação do CBR é a ABNT NBR 9.895 : 1987 (Solo – Índice de Suporte Califórnia – Método de Ensaio).

A Figura 2.9 apresentada a seguir ilustra a prensa utilizada para ensaio CBR.

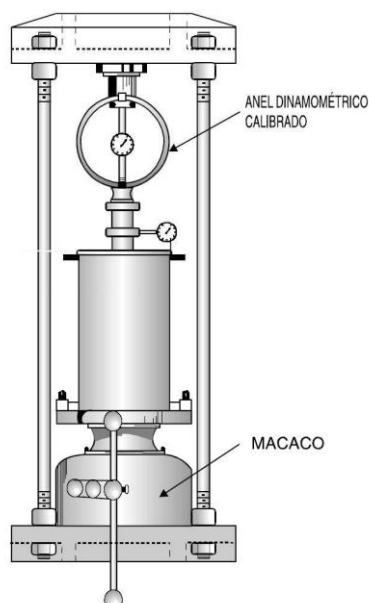


Figura 2.9 – Prensa para ensaio de Índice de Suporte Califórnia
(<http://www.dtt.ufpr.br> - consulta realizada em agosto de 2012)

O valor de CBR pode ser expresso como:

$$CBR\% = \frac{P_{CBR}}{70,31} \times 100 \quad (2.2)$$

onde:

P_{CBR} – pressão que provoca uma dada penetração padrão [kgf/cm²];

CBR – índice de suporte em relação à amostra padrão [%];

70,31 (1.000 psi) – pressão necessária para provocar a penetração de 2,50 mm da amostra padrão [kgf/cm²].

No ensaio de CBR, idealizado por O. J. Porter (*California State Highways Department*), fixou-se como material padrão, a pedra britada, cujo CBR foi tomado como 100%. Isso se deve ao fato de que o teste foi originalmente desenvolvido para avaliar a quantidade dos materiais granulares britados empregados em camadas de base de pavimentos, no estado da Califórnia, USA. Logo, os demais materiais são relacionados, em termos de porcentagem, com esse material padrão.

O CBR pode ser associado ao módulo de reação do subleito (k) por meio da correlação apresentada na Figura A.1 (Anexo A).

A Tabela 2.11 apresenta as correlações entre o tipo de solo e sua capacidade de suporte, sendo que esses valores podem ser empregados, em primeira análise, numa fase de pré-dimensionamento do piso de concreto.

Tabela 2.11 – Correlação: Tipo de solo x Capacidade de suporte (k).

Tipo de solo	Resistência	CBR (%)	k (MPa/m)
Siltes e argilas de alta compressibilidade (LL>50) e densidade natural	Baixa	< 2	13,60
Siltes e argilas de alta compressibilidade Compactados	Média	3	27,10
Siltes e argilas de baixa compressibilidade			
Siltes e argilas arenosas			
Areias mal graduadas			
Solos granulares	Alta	10	54,00
Areias bem graduadas			
Misturas de areias e pedregulhos isentos de finos plásticos			

2.2 Sub-bases

2.2.1 Conceituação e funções básicas da sub-base

As sub-bases são elementos estruturais intermediários entre as placas de concreto e o subleito, formados pelo terreno natural ou por solo trocado, devidamente compactado, e são de importância primordial ao desempenho do piso.

Segundo Rodrigues et al. (2006), excetuando-se os casos muito particulares em que ocorra a concomitância entre: baixas solicitações de cargas; subleito homogêneo (com boa capacidade de suporte e com ausência de material fino plástico) e clima seco é fundamental a presença da sub-base para se obter um produto final de ótima qualidade.

O emprego de sub-base incrementa o valor do módulo de reação da fundação do piso, no entanto, esta melhora depende do tipo de sub-base adotado e da sua espessura. É possível e recomendável levar em consideração no cálculo das

tensões, este incremento na capacidade de suporte da fundação pelo emprego da sub-base, embora não seja esta a sua principal função (Chodounsky e Viecili, 2007).

As funções básicas da sub-base são:

(i) Eliminar a possibilidade de ocorrência do fenômeno de bombeamento de solos finos plásticos

Yoder (1959) apud Chodounsky e Viecili (2007), define o bombeamento (“*pumping*”) como sendo a expulsão através das juntas, bordas ou eventuais trincas, dos finos plásticos porventura existentes no subleito, quando em presença de água em excesso e cargas pesadas.

Com o progresso do bombeamento ocorre o descalçamento da placa, conduzindo a um aumento das tensões de tração na flexão e das deformações, e que geralmente redundam na ruptura do concreto e no colapso do pavimento (Chodounsky e Viecili, 2007).

São materiais potencialmente utilizados como sub-base os que atenderem aos requisitos:

- tamanho máximo do agregado igual ou inferior a 1/3 da espessura da sub-base;
- porcentagem passando na peneira ABNT 0,075 milímetros (# 200) igual ou menor do que 35%;
- índice de plasticidade (IP) igual ou menor do que 6%;
- limite de liquidez (LL) máximo de 25%.

(ii) Evitar variações excessivas do material do subleito

Os materiais de subleito, quando formados por solos expansivos, podem em presença de água ou em sua ausência, sofrer fenômenos de expansão ou retração, provocando deformações de tal ordem que, se não houver colapso, o rolamento ficará bastante prejudicado.

Nesta situação particular a sub-base desempenha um papel triplo: contrabalancear as pressões verticais geradas pela expansão do subleito, tornar razoavelmente uniforme o suporte e, de certa forma, impedir o fenômeno do bombeamento visto que em geral os solos expansivos apresentam partículas finas plásticas (Chodounsky e Viecili, 2007).

No caso em que o subleito é submetido ao processo de escarificação e compactação, é fundamental a adoção de um rígido sistema de controle de umidade, que deve ser igual ou ligeiramente superior à ótima, resultando em uma camada cuja espessura final compactada seja de pelo menos 30 centímetros (Rodrigues et al., 2006).

(iii) Uniformizar o comportamento da fundação ao longo do piso

A presença da sub-base introduz dois novos aspectos ao comportamento mecânico do conjunto pavimento – subleito:

- uniformização do comportamento da fundação;
- aumento da resistência.

Segundo Rodrigues et al. (2006), a uniformidade é o aspecto mais importante, sendo a melhoria da resistência apenas uma vantagem acessória. Tal fato origina-se a partir do princípio da função do conjunto pavimento – subleito que é absorver as tensões de cisalhamento oriundas do tráfego de veículos ou de carregamentos estáticos.

A capacidade de absorção desses esforços e a consequente transmissão à camada inferior é função direta do módulo de elasticidade de cada material. Devido a sua grande rigidez (módulo de elasticidade) comparada a do subleito, o piso de concreto quando solicitado por cargas concentradas absorve a maior parte das tensões, distribuindo-as sobre áreas muito grandes do subleito que resulta em baixas pressões sobre o mesmo. Daí, pode-se concluir que o piso de concreto dispensa fundações com capacidade de suporte elevada. Entretanto, para garantir o desempenho adequado do piso de concreto é fundamental que a sua fundação apresente um suporte homogêneo (Chodounsky e Viecili, 2007).

(iv) Incrementar a transferência de carga nas juntas

De acordo com Rodrigues et al. (2006), esse efeito é devido à redução nas deformações da placa, pois apesar da redução das tensões pela presença da sub-base nem sempre ser significativa (exceto para as bases cimentadas, que apresentam elevado módulo de reação), a deflexão será sempre menor, pois varia inversamente com o módulo de reação.

Embora o pavimento de concreto seja capaz de excelente desempenho mesmo sobre solos de baixa capacidade de suporte, como os mais plásticos; no caso dos pisos industriais deve ser feita uma ressalva relativa aos carregamentos permanentes – como as estanterias em áreas de depósito -, que podem levar a deformações, gerando fissuras nas áreas de inflexão da linha elástica placa (Rodrigues et al., 2006).

Esse tipo de fissura ocorre nas áreas menos solicitadas – visto que o carregamento pontual de estanterias supera, com raras exceções, as ações dinâmicas das empilhadeiras. Nestes casos, é recomendável a execução de um reforço do subleito, em espessura variável, executado com solo importado - o que muitas vezes pode ser uma excelente alternativa – ou o emprego do sistema solo – brita (Rodrigues et al., 2006).

2.2.2 Tipos de sub-base

De acordo com Pitta (1998), as sub-bases para pavimentos de concreto podem ser classificadas em dois grupos:

- sub-bases granuladas ou granulares;
- sub-bases estabilizadas.

As sub-bases granulares são compostas por materiais naturais ou artificiais, estabilizadas apenas por meio mecânico e devem atender a determinadas faixas granulométricas, podendo ser do tipo granulometria aberta ou fechada, sendo esta última a mais usual em pisos industriais. Já as sub-bases estabilizadas são compostas por misturas de certos materiais com algum aglomerante, as mais comuns são o solo – cimento (SC), o solo melhorado com cimento *Portland* (SMC), a brita graduada tratada com cimento *Portland* (BGTC) e o concreto compactado com rolo (CCR).

No passado, as sub-bases de solo - cimento foram bastante utilizadas, mas hoje se dá preferência ao solo melhorado com cimento ou, quando necessária maior capacidade de suporte, à brita graduada tratada com cimento (BGTC) ou o concreto compactado com rolo (CCR). Outros tipos, como o solo – cal e as betuminosas, encontram uso pouco expressivo no Brasil (Rodrigues et al., 2006).

A Tabela 2.12 apresenta, sucintamente, os principais tipos de sub-bases empregadas na construção de pisos industriais de concreto.

Tabela 2.12 – Tipos de sub-base (Chodounsky e Viecili, 2007)

Tipos de sub-base	Sub-bases granulares	Granulometria aberta				
		Granulometria fechada				
	Sub-bases estabilizadas	Com cimento Portland	Solo-cimento (SC)			
			Solo melhorado com cimento (SMC)			
			Brita graduada tratada com cimento (BGTC)			
			Concreto compactado com rolo (CCR)			
	Sub-bases estabilizadas	Com outros aditivos	Cal			
			Pozolana			
			Asfalto			
			Aditivos químicos			

2.2.2.1 Sub-bases granulares

As sub-bases granulares são geralmente compostas por materiais pétreos, havendo também a possibilidade do emprego de materiais diversos compostos a partir de uma granulometria padrão (Rodrigues e Cassaro, 1999). Nos grandes centros, o emprego de material britado é mais comum e a granulometria deverá ser de acordo com especificações do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER), apresentadas na Tabela 2.13:

Tabela 2.13 – Granulometria da brita graduada (DNER in Rodrigues et al., 2006)

Peneira (mm)	% Passando					
	A	B	C	D	E	F
50	100	100	-	-	-	-
25	-	75 a 90	100	100	100	100
9,5	30 a 65	40 a 75	50 a 85	60 a 100	-	-
4,8	25 a 55	30 a 60	35 a 65	50 a 85	55 a 100	70 a 100
2	15 a 40	20 a 45	25 a 50	40 a 70	40 a 100	55 a 100
0,425	8 a 20	15 a 30	15 a 30	25 a 45	20 a 50	30 a 70
0,075	2 a 8	5 a 15	5 a 15	10 a 25	6 a 20	8 a 25

Considerações:

(1) a fração que passa na peneira n.º 40 deverá apresentar limite de liquidez (LL) inferior ou igual a 25% e índice de plasticidade (IP) inferior ou igual a 6%; quando esses limites forem ultrapassados, o equivalente de areia deverá ser maior que 30%;

(2) a porcentagem do material que passa na peneira n.º 200 não deve ultrapassar 2/3 da porcentagem que passa na peneira n.º 40.

A faixa tipo *A* é denominada de graduação aberta e permite o rápido escoamento das águas que permearam o revestimento, enquanto a *B*, de graduação densa, é menos permeável e tem bom desempenho em áreas cobertas ou quando o volume de tráfego é baixo (Rodrigues et al., 2006).

Distribuídas uniformemente acima do subleito com vibro acabadora e devidamente compactadas, as rochas britadas formam camada de comportamento uniforme para redistribuição dos esforços oriundos do carregamento, além de combaterem a ascensão de água por capilaridade proveniente do subleito (Cristelli, 2010).

Uma boa compactação e um controle da utilização de materiais não expansivos e de elevada resistência mecânica, executada com critérios corretos, evita problemas de fissuração excessiva em função do assentamento e deformações do piso aumentando consideravelmente o módulo de reação (k), em sub-bases que variam de 10 a 30 centímetros de espessura padrão (Cristelli, 2010).

A espessura da sub-base a ser adotada é função direta do terreno de fundação (subleito) e do carregamento do piso. No caso apenas do controle do bombeamento, a espessura pode ser da ordem de 75 milímetros. Para pisos industriais, é recomendado no mínimo 100 milímetros, podendo ir até 200 milímetros (Rodrigues et al., 2006).

A Figura 2.10 ilustra, com detalhe, o material empregado na construção de uma sub-base granular para um piso industrial de concreto.

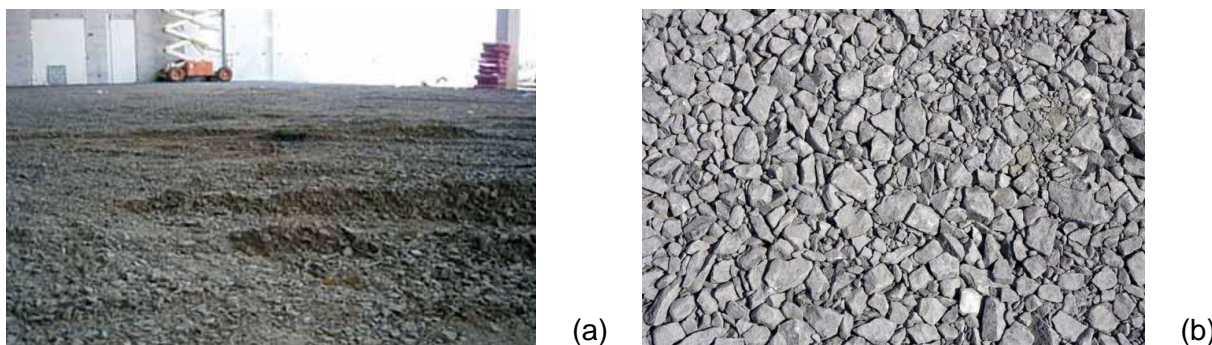


Figura 2.10 – Sub-base granular (a) e detalhe de sub-base granular compactada (b)
(<http://www.pisosindustriais.com.br> - consulta realizada em julho de 2012)

A Figura A.2 inserida no Anexo A apresenta o incremento do módulo de reação do terreno de fundação (k) em função da presença de sub-base granular de acordo com Rodrigues e Pitta, 1997.

2.2.2.2 Sub-bases estabilizadas

As sub-bases estabilizadas incorporam um ganho de qualidade ao pavimento como um todo, pois quando comparadas às sub-bases de material granular, diminuem significativamente as tensões transmitidas ao subleito e, por consequência, as deformações do terreno de fundação (Rodrigues et al., 2006).

O módulo de elasticidade ou resiliente do material que forma a sub-base é o critério adotado para avaliar a sua eficiência. A deformação, o adensamento e a movimentação dos materiais das sub-bases indicam o coeficiente de perda de suporte para as placas de concreto. A Tabela 2.14 classifica os tipos de sub-bases quanto ao seu módulo de elasticidade e consequente perda de suporte. Nota-se grande resistência dos sistemas que utilizam tratamento com cimento *Portland* (Cristelli, 2010).

Tabela 2.14 – Módulos resilientes de materiais para sub-base de pavimentos de concreto (Rodrigues et al., 2006)

Tipo de material	Módulo de elasticidade (MPa)	Perda de suporte
Concreto compactado com rolo (CCR)	7.000 a 14.000	0 a 1
Brita graduada tratada com cimento (BGTC)	3.500 a 7.000	0 a 1
Bases tratadas com asfalto	2.100 a 2.500	0 a 1
Misturas estabilizadas com asfalto	280 a 2.100	1 a 3
Solo-cal	140 a 300	1 a 3
Bases granulares	100 a 300	1 a 3
Material fino ou subleito	20 a 280	2 a 3

Os tipos mais utilizados de sub-bases estabilizadas são: solo - cimento (SC), solo melhorado com cimento (SMC), brita graduada tratada com cimento (BGTC) e concreto compactado com rolo (CCR).

- Solo - cimento (SC) e solo melhorado com cimento (SMC)

Dal-Maso (2008) apud Cristelli (2010) define solo – cimento (SC) e solo melhorado com cimento (SMC) como materiais obtidos através da mistura de solo compactado com cimento *Portland* e água com dosagem definida em laboratório.

Segundo Chodounsky e Viecili (2007), quanto à denominação, a mistura de solo com cimento é chamada solo – cimento (SC) quando a incorporação de cimento objetiva o incremento de resistência e chamada solo melhorado com cimento (SMC) quando a intenção é somente melhorar algumas propriedades dos solos, tais como expansibilidade e plasticidade elevada. Consequentemente, há uma distinção clara entre SC e SMC pela quantidade de cimento empregada nas misturas.

Rodrigues et al. (2006) relata que no SC os teores de cimento variam de 7% a 12% de acordo com a granulometria ensaiada do solo. Já no SMC a porcentagem de cimento na mistura varia de 3% a 6% do volume total.

Ainda, de acordo com Rodrigues et al. (2006), o teor de cimento necessário para estabilizar um solo é função de suas características físico-químicas e, na prática, pode ser mais rápida a execução de ensaios com teores de cimento variados, medindo-se uma propriedade mecânica da mistura, como, por exemplo, o CBR.

Essa técnica é bastante utilizada em solos arenosos com alto teor de finos. Contribui para a redução do índice de plasticidade (IP) e controla a expansibilidade do solo. Neste tipo de solo, indica-se esse procedimento pela facilidade de homogeneização da mistura e aumento de seu suporte de carga (Cristelli, 2010).

Além disso, segundo Chodounsky e Viecili (2007), o emprego de misturas de solo com cimento pode ser bastante atrativo em regiões onde não são disponíveis, à distância e custos razoáveis, material britado ou agregados naturais.

A mistura do solo com o cimento pode ser realizada em usina ou na própria pista. Na grande maioria das vezes, em obras industriais, a mistura é efetuada na pista, sendo que, vale ressaltar que a mistura no local leva a um produto de qualidade inferior em relação às misturas usinadas (Chodounsky e Viecili, 2007).

Quando usinada a mistura deve ser transportada em caminhões basculantes ou em outros veículos apropriados, tomando-se precaução para que não perca umidade. Já quando a mistura é executada na pista, distribuem-se os sacos

transversal e longitudinalmente, assegurando posterior espalhamento uniforme do cimento na superfície do solo.

A espessura da camada deve ser tal que, depois de compactada, atinja a espessura de projeto; sendo que geralmente, a espessura de espalhamento é da ordem de 30 a 40% maior do que a de projeto. Usualmente, as espessuras variam de 10 a 20 centímetros (Chodounsky e Viecili, 2007).

A compactação das camadas solo – cimento deve ser realizada com rolo tipo pé de carneiro, podendo-se empregar rolo pneumático para uma melhor regularização da superfície. Depois de atingida a massa específica exigida, a regularização é feita com auxílio de motoniveladora (Chodounsky e Viecili, 2007).

A Figura A.3 ilustrada no Anexo A apresenta o incremento do módulo de reação do terreno de fundação (k) em função da presença de sub-base de solo – cimento (SC) de acordo com Rodrigues e Pitta, 1997.

- Brita graduada tratada com cimento (BGTC)

A sub-base de brita graduada tratada com cimento (BGTC) compreende camada proveniente de uma mistura compactada de brita graduada, cimento *Portland* e água (e eventualmente aditivos) em proporções previamente determinadas por processo próprio de dosagem em laboratório.

A brita graduada tratada com cimento (BGTC) tem bom desempenho e aceitação como sub-base de pavimentos de concreto, como os pisos industriais, e é particularmente interessante no caso de pavimentos reforçados, que assumem baixa espessura de placa (Rodrigues et al., 2006).

Este fato deve-se a que bases estabilizadas que apresentam elevado módulo de elasticidade, como a BGTC, acabam trabalhando em conjunto com a placa de concreto em um sistema de placas duplas não aderidas, onde a capacidade de absorção de esforços está ligada à matriz de rigidez de cada placa (Huang, 1993).

Nas sub-bases de BGTC, para definição da dosagem, devem ser preparadas duas famílias de traço, variando-se o consumo de cimento para se avaliar o crescimento da resistência e o teor de umidade para definição da umidade ótima de compactação. O traço deve atender às especificações de projeto quanto às resistências, com o menor consumo de cimento possível (maior economia) (Chodounsky e Viecili, 2007).

Dadas às características peculiares da BGTC no que tange à sua heterogeneidade, não deverá ser aceito teores de cimento inferiores a 3% em massa em relação à brita graduada simples. Para os teores de cimento normalmente empregados, as sub-bases de BGTC apresentam resistência à compressão uniaxial aos 7 dias entre 3,5 e 8,0 MPa, valores de resistência à tração na flexão entre 0,5 e 1,5 MPa, e valores de módulo de elasticidade entre 3.000 e 12.000 MPa (Chodounsky e Viecili, 2007).

Ainda, de acordo com Chodounsky e Viecili (2007), as espessuras usuais situam-se entre 10 e 20 centímetros. A espessura da camada deve ser tal que, depois de compactada, atinja a espessura de projeto; sendo, geralmente, a espessura de espalhamento 25% maior do que a de projeto.

Os agregados empregados na execução da BGTC devem apresentar distribuição granulométrica contínua e ser isentos de impurezas (solos vegetais, matéria orgânica, etc.).

Segundo Balbo (1993) apud Chodounsky e Viecili (2007), a faixa granulométrica recomendável para sub-bases de BGTC deve ser conforme apresentada na Tabela 2.15.

Tabela 2.15 – Faixa granulométrica recomendável para sub-bases de BGTC

Peneira # (mm)	% Passante	
	Faixa A	Faixa B
50	100	-
38	90 – 100	-
25	-	100
19	50 -85	90 – 100
12,5	34 – 60	80 – 100
9,5	25 – 45	35 – 55
4,8	8 – 22	8 -25
2,4	2 – 9	2 – 9

Os agregados, no que se refere à qualidade (durabilidade, abrasão *Los Angeles*, equivalente de areia e índice de forma), deve atender aos requisitos da norma vigente. A fração de material passante na peneira de abertura de 0,425 milímetros deverá apresentar índice de plasticidade (IP) inferior a 10% (Chodounsky e Viecili, 2007).

A mistura da BGTC pode ser preparada em centrais de mistura ou diretamente na pista. Quando preparada em centrais, o transporte da mistura deve

ser feito em caminhões basculantes ou outro veículo apropriado, tomando-se precaução para que não perca umidade e não ocorra segregação de material. É importante ressaltar que ao empregar agregados com diâmetro máximo reduzido (19 ou 25 milímetro), a ocorrência de segregação é minimizada.

Já, quando realizada diretamente na pista, sugere-se distribuir os sacos, transversal e longitudinalmente, assegurando posterior espalhamento uniforme do cimento sobre toda a sub-base.

Nenhum equipamento, exceto o usado para espalhamento e mistura, pode transitar sobre o cimento espalhado antes de misturado aos agregados. O procedimento é repetido continuamente pelo tempo necessário para assegurar completa, uniforme e íntima mistura da brita graduada com o cimento, até apresentar tonalidade uniforme em toda espessura. Quanto à adição de água, esta deve ser feita progressivamente, não sendo aconselhável que em cada passada do caminhão – tanque o teor de umidade do solo aumente mais de 2% (Chodounsky e Viecili, 2007).

Segundo Balbo (1996), os seguintes tempos na execução da base ou sub-base de BGTC devem ser respeitados:

- tempo máximo decorrido entre o início da mistura e o início da compactação: 2,5 horas;
- tempo máximo decorrido entre início e fim de compactação: 1 hora.

Caso os limites de tempo sejam insuficientes para as condições da obra, admite-se o uso de aditivo retardador de pega, desde que seu efeito sobre as resistências mecânicas seja conhecido a priori.

A compactação da BGTC deve ser efetuada com auxílio de rolos lisos vibratórios e/ou rolos pneumáticos pesados. O grau de compactação deve ser no mínimo 98% em relação à massa específica aparente seca, obtida a partir da energia modificada (Chodounsky e Viecili, 2007).

A cura deve ser iniciada logo após do término da compactação da camada. Pode-se executar a cura úmida, a cura química ou a cura através de pintura com emulsão betuminosa. Caso haja necessidade da aderência de novas camadas do pavimento sobre a camada de BGTC, como por exemplo, nos pavimentos superpostos (*whitetopping - overlay* aderido), a cura química (a não ser que possa ser retirada facilmente) ou com emulsão betuminosa não deve ser empregada, pois

prejudicam a aderência. A cura deve ser mantida pelo período mínimo de 3 dias e, não deve haver nenhum tráfego sobre o piso neste período.

A execução das juntas serradas com espaçamento da ordem de 10 metros e construídas entre 15 e 24 horas após o término da compactação, minimiza a ocorrência de fissuras por retração (Chodounsky e Viecili, 2007).

A BGTC, bem como outros materiais estabilizados com cimento, apresenta resistência à tração, mas precisa ser capaz de absorver as tensões horizontais de tração provenientes do carregamento. Dessa forma, estes materiais estão sujeitos ao fenômeno da fadiga, ou seja, atingido um dado número de solicitações pode ocorrer ruptura do material com conseqüente desagregação (Chodounsky e Viecili, 2007).

A Figura 2.11 apresenta o detalhe da mistura de materiais (brita graduada, cimento *Portland* e água) de uma base ou sub-base de BGTC.



Figura 2.11 – Detalhe da base/sub-base de BGTC

(<http://www.martinslanna.com.br> - consulta realizada em julho de 2012)

Quanto ao incremento no módulo de reação do terreno de fundação (k) devido ao emprego de sub-bases de BGTC, ver Figura A.4 no Anexo A.

- Concreto compactado com rolo (CCR)

O concreto compactado com rolo (CCR) também chamado de concreto pobre rolado ou concreto magro (*lean concrete*), segundo definição do DNER (1992), é um concreto seco, de consistência dura (não apresenta abatimento no ensaio de tronco

de cone) e com trabalhabilidade tal, que permite receber compactação por rolos compressores.

O CCR é talvez o mais recente material para confecção de sub-bases, e seu surgimento decorre do sucesso que o material vem apresentando na confecção de barragens, com sistema executivo similar às barragens de terra (Rodrigues et al., 2006).

A diferença básica entre a BGTC – definida anteriormente - e o CCR está no consumo de cimento mais elevado deste e na não necessidade da observância de uma granulometria tão rigorosa (Rodrigues et al., 2006).

Trichês (1994) apresenta alguns resultados de seus estudos para a caracterização das propriedades dos concretos compactados a rolo (CCR), com consumo de cimento típico para emprego em base e sub-base e com compactação na energia modificada (Tabela 2.16).

Tabela 2.16 - Dados sobre bases e sub-bases do tipo CCR, Trichês (1994)

Consumo de cimento (kg/m ³)	Resistência à compressão (MPa)	Resistência à tração na flexão (MPa)	Módulo de elasticidade (MPa)
80	5 a 7	0,6 a 1,0	7.400 a 12.600
120	10 a 15	1,2 a 2,2	17.100 a 21.900
160	16 a 23	2,0 a 2,8	20.600 a 24.900

O CCR apresenta a facilidade de ser fornecido pelas concreteiras em caminhões do tipo betoneira, facilitando muito o seu emprego, devendo-se apenas atentar para que misturas secas podem se desagregar durante a descarga.

Finalizada a etapa de compactação do CCR, deve-se imediatamente realizar a cura da camada, podendo-se empregar diferentes procedimentos como cura úmida, a cura química ou a cura através de pintura com emulsão betuminosa. A cura deve ser mantida pelo período mínimo de 3 dias e, não deve haver nenhum tráfego sobre o piso neste período (Chodounsky e Viecili, 2007).

Quanto à execução de juntas serradas com espaçamento da ordem de 10 a 20 metros e executadas entre 15 e 24 horas, após o término da compactação, minimiza a ocorrência de fissuras por retração (Chodounsky e Viecili, 2007).

A degradação das camadas de base ou sub-base de CCR ocorre por fadiga, não havendo problemas relacionados com contaminação da base ou erosão, como ocorre para os materiais granulares. Trichês (1994) mostra a influencia de alguns

parâmetros como o consumo de cimento, a granulometria e a energia de compactação no comportamento do CCR à fadiga (Chodounsky e Viecili, 2007).

Outra observação importante, segundo Rodrigues e Cassaro (1999), consiste no fato de que embora o CCR seja um material excelente, a sua utilização como sub-base de pisos industriais acaba sendo limitada, pela necessidade do emprego de equipamentos pesados em locais onde há grandes quantidades de interferências.

A Figura 2.12 apresenta o detalhe da mistura de materiais de uma base ou sub-base de CCR.



Figura 2.12 – Detalhe da base de CCR (<http://www.cimentoitambe.com.br> - consulta realizada em julho de 2012)

3 TECNOLOGIA DO CONCRETO APLICADA À CONSTRUÇÃO DOS PISOS INDUSTRIAIS

3.1 Introdução

O piso industrial de concreto sujeito a tráfego de veículos requer uma superfície lisa, densa e resistente, além de um mínimo de fissuras em sua superfície e empenamento (*curling*) das bordas. A obtenção destas características depende de aspectos relacionados a toda tecnologia do concreto fresco e do concreto endurecido.

Ressalta-se que para pavimentos e pisos industriais, pode-se dizer que a resistência do concreto é uma característica que em grau de importância, situa-se em patamares similares à retração hidráulica e a resistência à abrasão.

De acordo com Rodrigues et al. (2006), a retração hidráulica lidera com aproximadamente 95% o *ranking* das patologias identificadas nos pisos industriais e, dentre estas é assustador o número de problemas relacionados à retração inicial do concreto, a qual ocorre nas primeiras horas de concretagem.

O fato é que essa propriedade acaba sendo influenciada por alguns paradigmas que contribuem fortemente para o seu incremento. Dentre eles, cita-se aquele que diz que, quanto maior for a resistência mecânica do concreto, melhor será a qualidade do pavimento (Rodrigues et al., 2006).

Além da resistência mecânica, outro paradigma bastante crítico e comum é a relação água/cimento (*a/c*) mínima. A adoção de baixas relações água/cimento (*a/c*) leva a um aumento da retração hidráulica pelo excesso de pasta de cimento na mistura, tornando o concreto susceptível à retração autógena (Holt, 2000 apud Rodrigues et al., 2006).

E finalmente, o consumo mínimo de cimento, sendo adotados valores elevados, acima de 350 kg/m³, como justificativa para implementar a resistência à abrasão do concreto, muito embora não haja trabalhos científicos demonstrando a direta correlação entre os dois fatores. Na realidade, como será apresentado mais adiante, a resistência mecânica, principalmente à tração, é que governa essa propriedade, sendo a mesma influenciada pela relação *a/c* e não pelo consumo de cimento (Rodrigues et al., 2006).

Quanto aos materiais básicos empregados na confecção dos concretos para pisos industriais, estes apresentam algumas peculiaridades que muitas vezes diferem daqueles empregados na construção convencional e é preciso conhecê-las para que se tenha um produto final de qualidade, de forma a atender as especificações de projeto (resistência e durabilidade) e, conseqüentemente, satisfazer as expectativas dos clientes.

Quanto à execução, pode-se dizer que a concretagem do piso industrial é extremamente relevante devido à sua influência no desempenho final da estrutura, pois a ela podem ser associadas diversas patologias como: baixas resistências à abrasão, fissuras de natureza plástica, delaminações, texturas incorretas, baixos níveis de planicidade e nivelamento, absorção elevada etc. Desse modo, conclui-se que a concretagem deve ser objeto de intenso controle executivo, precedido de treinamento dos operários que irão executá-la.

Finalmente, após análise detalhada das principais patologias em pisos industriais, alguns autores concluem que a maioria desses problemas está relacionada à escolha inadequada do concreto e a falhas na etapa de execução da estrutura.

O exposto evidencia a importância da escolha do concreto; quando não é possível contar com a assessoria de especialista, deve-se analisar principalmente os seguintes parâmetros: resistência à compressão e à tração na flexão (módulo de ruptura), resistência à abrasão, exsudação e retração hidráulica (Rodrigues e Cassaro, 1999).

3.2 Materiais básicos componentes do concreto

3.2.1 Cimento *Portland*

Neville (1997) resume que o processo de fabricação do cimento *Portland* consiste essencialmente em moer a matéria-prima (calcário e argila), misturá-la intimamente nas proporções adequadas e queimar essa mistura em um grande forno rotativo até uma temperatura a cerca de 1.450°C. Nessa temperatura o material sofre uma fusão incipiente formando pelotas, conhecidas como clínquer. O clínquer

é resfriado e moído até um pó bem fino com adição de um pouco de gesso, resultando o cimento *Portland* comercial largamente utilizado em todo mundo.

A mistura e moagem das matérias-primas podem ser realizadas pelo processo via úmida ou via seca. As fábricas modernas de cimento priorizam o processo via seca, o qual utiliza mais eficientemente a energia (Chodounsky e Viecili, 2007).

Na presença de água, os silicatos e aluminatos formam produtos de hidratação que, com o decorrer do tempo, dão origem a uma massa firme e resistente, a pasta de cimento hidratada. Os principais produtos de hidratação do cimento *Portland* são, os silicatos de cálcio hidratado (C-S-H), aluminato de tricálcico hidratado (C_3AH_6), o trissulfoaluminato de cálcio hidratado ($C_6A(F)S_3H_{32}$) e o hidróxido de cálcio ($Ca(OH)_2$) (Chodounsky e Viecili, 2007).

No Brasil, atualmente, encontram-se normalizados cinco tipos de cimento *Portland*, esses são designados de acordo com o tipo e teor de adição.

O CP – I corresponde ao antigo cimento *Portland* comum, hoje raramente produzido, que tem as suas adições limitadas praticamente ao gesso (Rodrigues et al., 2006).

O CP-II é cuja composição, além do clínquer *Portland* e do gesso, agrega adições ativas como a escória de alto-forno (CP – II E), a pozolana (CP – II Z) e o fíler calcário (CP – II F). A escória granulada de alto-forno é um subproduto da fabricação do aço e apresenta composição química similar ao clínquer, porém na forma vítrea, sendo considerados cimentos latentes, cuja ativação ocorre pela presença do hidróxido de cálcio liberado na hidratação do cimento *Portland* (Rodrigues et al., 2006). Já, os materiais pozolânicos são aqueles que por si só não possuem atividades cimentícias, mas que são capazes de se combinar com o hidróxido de cálcio, formando compostos similares ao do cimento *Portland* hidratado.

Os cimentos CP – III e CP – IV correspondem aos antigos cimentos *Portland* de alto-forno e pozolânico e diferem do CP – II E e do CP – II Z pelo teor das adições (Rodrigues et al., 2006).

Finalmente, o CP – V é um cimento que tem como principal característica a alta resistência inicial (ARI), podendo também ser encontrado na forma CP – V RS, que apresenta resistência aos sulfatos pela incorporação da escória de alto-forno (Rodrigues et al., 2006).

As classes – níveis de resistência podem ser: 25, 32 e 40, que correspondem ao mínimo da resistência característica à compressão do concreto (MPa) aos 28 dias de idade, exceto para o CP – V, sendo que a sua resistência final pode ultrapassar 40 MPa. Na prática, a classe 25 não é mais produzida e a tendência – com o aprimoramento do processo produtivo – será de existir apenas a classe 40.

A princípio, não há nenhuma restrição quanto ao tipo de cimento a ser empregado na confecção do concreto para construção de pavimentos industriais, embora alguns autores façam restrição ao cimento de alta resistência inicial (CP – V ARI), em função da possível ocorrência de uma maior retração hidráulica, causada por teores mais elevados de C₃A (aluminato tricálcico) e maiores finuras (Rodrigues e Cassaro, 1999).

Além da composição básica do cimento, as exigências químicas, físicas e mecânicas são normalizadas. As Tabelas 3.1 e 3.2 descrevem os parâmetros normalizados.

Tabela 3.1 – Exigências químicas do cimento (ABCP, 2002)

Tipo de cimento <i>Portland</i>	Resíduo insolúvel	Perda ao fogo	MgO	SO ₃	CO ₂	S
CP – I	≤ 1,0	≤ 2,0	≤ 6,5	≤ 4,0	≤ 1,0	-
CP – I S	≤ 5,0	≤ 4,5			≤ 3,0	-
CP – II E	≤ 2,5	≤ 6,5	≤ 6,5	≤ 4,0	≤ 5,0	-
CP – II Z	≤ 16,0					-
CP – II F	≤ 2,5					-
CP – III	≤ 1,5	≤ 4,5	-	≤ 4,0	≤ 3,0	≤ 1,0
CP – IV	(1)	≤ 4,5	≤ 6,5	≤ 4,0	≤ 3,0	-
CP – V ARI	≤ 1,0	≤ 4,5	≤ 6,5	≤ 3,5 (2) ≤ 4,5 (2)	≤ 3,0	-

Considerações:

(1) o teor de material pozzolânico no cimento pode ser avaliado pelo ensaio de resíduo insolúvel;

(2) o teor de SO₃ igual a 3,5 aplica-se quando C₃A ≤ 8,0%. O teor de 4,5% quando C₃A ≥ 8,0%.

Tabela 3.2 – Exigências físicas e mecânicas do cimento (ABCP, 2002)

Tipo de Cimento Portland	Classe de Resistência	Finura		Tempos de pega (h)		Expansibilidade (mm)		Resistência à compressão (MPa)					
		Resíduo na peneira 75 μ (%)	Área específica (m ² /kg)	Início	Fim	A frio	A quente	1 dia	3 dias	7 dias	28 dias	91 dias	
CP I	25	$\leq 12,0$	≥ 240		≤ 10								
	32	$\leq 12,0$	≥ 260	≥ 1	≤ 10	$\leq 5(1)$	≤ 5	-	$\geq 8,0$	$\geq 15,0$	$\geq 25,0$		
CPI-S	40	$\leq 10,0$	≥ 280		(1)				$\geq 10,0$	$\geq 20,0$	$\geq 32,0$	-	
									$\geq 15,0$	$\geq 25,0$	$\geq 40,0$		
CPII-E	25	$\leq 12,0$	≥ 240		≤ 10								
	32	$\leq 12,0$	≥ 260	≥ 1	≤ 10	$\leq 5(1)$	≤ 5	-	$\geq 8,0$	$\geq 15,0$	$\geq 25,0$		
CPII-Z					(1)				$\geq 10,0$	$\geq 20,0$	$\geq 32,0$	-	
CPII-F	40	$\leq 10,0$	≥ 280						$\geq 15,0$	$\geq 25,0$	$\geq 40,0$		
	25				≤ 12				$\geq 8,0$	$\geq 15,0$	$\geq 25,0$	$\geq 32,0$	
	32	$\leq 8,0$	-	≥ 1	(1)	$\leq 5(1)$	≤ 5	-	$\geq 10,0$	$\geq 20,0$	$\geq 32,0$	$\geq 40,0$	
	40								$\geq 12,0$	$\geq 23,0$	$\geq 40,0$	$\geq 48,0$	
	25				≤ 12				$\geq 8,0$	$\geq 15,0$	$\geq 25,0$	$\geq 32,0$	
	32	$\leq 8,0$	-	≥ 1	(1)	$\leq 5(1)$	≤ 5	-	$\geq 10,0$	$\geq 20,0$	$\geq 32,0$	$\geq 40,0$	
	CPV-ARI	$\leq 6,0$	≥ 300	≥ 1	≤ 10	$\leq 5(1)$	≤ 5	$\geq 14,0$	$\geq 24,0$	$\geq 34,0$	-	-	

(1) Ensaio facultativo.

Buscando o alinhamento com as tendências mundiais, a indústria de cimento nacional tem defendido o uso de cimentos compostos com altos teores de adições minerais. A incorporação de adições minerais aos cimentos permite a redução da produção de clínquer e, conseqüentemente, a redução do consumo de energia e da emissão de poluentes, diminuindo os custos de produção e os custos ambientais à sociedade.

Ainda, como ponto positivo a destacar, os cimentos com adições apresentam melhor desempenho em face aos ataques químicos (Frohsdorff, 1984 apud Rodrigues et al., 2006), notadamente os de escória de alto-forno, que também apresentam tendência a terem maior resistência à tração na flexão ($f_{ctM,k}$) para um mesmo nível de resistência à compressão (f_{ck}). Paradoxalmente, esses cimentos não apresentam comportamento de resistência à abrasão compatível com as características anteriormente citadas (Rodrigues et al., 2006).

Os cimentos com adições têm como ponto negativo o tempo de pega mais longo, sendo desfavoráveis quanto ao acabamento e ao maior intervalo em que a exsudação pode ocorrer, aumentando a probabilidade da ocorrência de fissuras plásticas, que acontecem na fase inicial do endurecimento do concreto, quando este

ainda se encontra no estado plástico. Para os cimentos de classe 40, observa-se uma reversão positiva nesse quadro (Rodrigues, 2006).

3.2.2 Adições minerais

A utilização de adições minerais sempre foi acompanhada de argumentos relacionados à economia de energia e à preservação dos recursos naturais. Atualmente, o apelo técnico através da demonstração da melhoria das propriedades do concreto vem ganhando força, contribuindo ainda mais para a disseminação do uso das adições minerais.

Os diversos materiais cimentícios têm influência sobre a evolução da hidratação do cimento, resistência e durabilidade do concreto em consequência de suas composições químicas, reatividade, distribuição de tamanho e forma das partículas (Neville, 1997).

A maioria dos materiais cimentícios suplementares, excetuando-se alguns fílers, como característica em comum o fato de conter alguma forma de sílica reativa que, na presença de água e à temperatura ambiente, pode combinar com a cal para formar o silicato de cálcio hidratado, do mesmo tipo formado durante a hidratação do cimento *Portland*. Esta reação é denominada reação pozolânica. A reação pozolânica pode ser escrita, de maneira simplificada, da seguinte forma (Aïtcin, 2000 apud Chodounsky e Viecili, 2007):



A seguir, lista-se as principais adições minerais adotadas atualmente, sendo que mais detalhes podem ser obtidos nas referências bibliográficas mencionadas no presente capítulo:

- Escória granulada de alto forno;
- Cinza volante;
- Sílica ativa;
- Metacaulim.

3.2.3 Agregados

Os agregados representam em média cerca de 70% da composição do concreto e isso é um indicativo da influência que eles exercem sobre as propriedades do concreto tanto no estado fresco quanto no estado endurecido.

A seleção dos agregados deve ser realizada de forma mais criteriosa à medida que a resistência à compressão do concreto aumenta, pois os agregados podem se tornar o elo fraco do compósito (Aïtcin, 2000 apud Choudounsky e Viecili, 2007).

A princípio, imaginava-se que os agregados eram inertes, mas atualmente, sabe-se que alguns podem reagir com o cimento, algumas vezes de maneira favorável, melhorando, por exemplo, a aderência com a matriz da pasta de cimento, outras de modo deletério, como as reações do tipo álcali-agregado ou álcali-carbonato, que produzem géis expansivos, capazes de destruir a estrutura do concreto (Rodrigues et al., 2006).

O emprego dos agregados na produção do concreto pode ser resumido em três motivos (Rodrigues et al., 2006):

1. reduzir os custos, visto que esses materiais são mais baratos que o cimento *Portland*;
2. contribuir para o aumento da capacidade estrutural e do módulo de elasticidade do concreto;
3. controlar as variações volumétricas, principalmente as advindas da retração hidráulica.

As imensas dimensões territoriais do Brasil favorece a grande diversidade dos agregados, logo, a avaliação de suas propriedades torna-se crucial sendo a mesma regida pela norma ABNT NBR 7.211/2009: Agregados para concreto – Especificação.

Como condições gerais, segundo a norma, os agregados devem ser compostos por grãos de minerais duros, compactos, duráveis e limpos e não devem conter substâncias de natureza e em quantidade que possa afetar a hidratação e o endurecimento do cimento, a proteção da armadura contra corrosão, a durabilidade ou, quando for requerido, o aspecto visual externo do concreto.

Os agregados podem ser classificados quanto a origem em naturais, ou seja, quando não precisam do processo de beneficiamento como, por exemplo, as areias e os seixos rolados e em artificiais como a pedra britada. Quanto a granulometria, os agregados podem ser subdivididos em miúdo e graúdo. Para os agregados miúdos, cuja dimensão máxima característica é de 4,80 milímetros; pode-se empregar areia natural de origem quartzosa ou ainda a areia artificial, oriunda da britagem de rochas, também denominada pó – de – pedra (Rodrigues e Cassaro, 1999). Já, para os agregados graúdos, cuja dimensão característica é superior a 4,80 milímetros; empregam-se as pedras britadas ou britas.

3.2.4 Água

A norma ABNT NBR 15.900 – Água para amassamento do concreto, publicada em novembro de 2009, trata, especificamente, da qualidade da água de amassamento. O texto é válido para qualquer região do país, como referência na análise de água utilizada para amassar o concreto. A norma serve como parâmetro para os laboratórios das empresas compararem a quantidade de elementos químicos presentes na água de determinado local, e se, no caso, essa fonte poderá ser aproveitada ou não (Bordin, 2010).

Normalmente, a água potável, não possuindo cheiro e odor fortes, pode ser utilizada no preparo do concreto. Algumas fontes de águas não potáveis podem ser próprias para o uso no concreto, mas só devem ser empregadas após realização de testes para verificação de seus efeitos no concreto fresco e endurecido (Chodounsky e Viecili, 2007).

Quando a água vem de fontes subterrâneas, ou quando é de captação pluvial ou ainda oriunda de processo residual industrial, pode ser boa para uso do concreto, mas deve ser ensaiada. No caso de água salobra (água com salinidade entre a da água do mar e as chamadas águas doces) também pode ser utilizada, mas somente no concreto não armado. Em ambos os casos, segundo a norma, a água deve passar por análise laboratorial. A água do mar não deve ser usada em concreto armado ou protendido devido à corrosão provocada pelo teor de sal. (Bordin, 2010).

O teor de água do concreto fresco é dado pelo fator água-cimento (a/c), isto é, pela relação em peso água-cimento (a/c). Esta relação varia geralmente entre 0,30 e

0,60. Quanto menor for o teor de água, maior é a resistência do concreto e menor é a trabalhabilidade.

3.2.5 Aditivos

A norma ABNT NBR 11.768:2011 - Aditivos químicos para concreto de cimento *Portland* – Requisitos, define aditivo como um produto que adicionado em pequena quantidade ao concreto de cimento *Portland* modifica algumas de suas propriedades, no sentido de melhor adequá-las a determinadas condições.

As finalidades para as quais os aditivos químicos são empregados no concreto, incluem entre outras (Chodounsky e Viecili, 2007):

- melhora da trabalhabilidade;
- redução da relação água-cimento (com conseqüente ganho de resistência e diminuição da permeabilidade);
- aceleração ou retardo no tempo de pega;
- melhora da resistência à ação do congelamento e degelo;
- minimização da reação álcali-agregado;
- redução da retração;
- redução do custo de fabricação do concreto.

Apesar dos grandes benefícios proporcionados pelos aditivos, esses não devem ser vistos como elementos substitutos de uma dosagem adequada do concreto e da boa técnica de execução.

A norma ABNT NBR 11.768:2011 fixa condições exigíveis dos materiais a serem utilizados como aditivos para concreto de cimento *Portland*, de acordo com os tipos a seguir:

- tipo P: Aditivo Plastificante;
- tipo R: Aditivo Retardador;
- tipo A: Aditivo Acelerador;
- tipo PR: Aditivo Plastificante Retardador;
- tipo PA: Aditivo Plastificante Acelerador;
- tipo IAR: Incorporador de Ar;
- tipo SP: Aditivo Superplastificante;
- tipo SPR: Aditivo Superplastificante Retardador;

- tipo SPA: Aditivo Superplastificante Acelerador.

Quanto à composição, os aditivos podem ser orgânicos ou inorgânicos, sendo que a natureza química é a sua principal característica (Chodounsky e Viecili, 2007).

Os aditivos podem ser adicionados ao concreto na forma líquida (dispersos em água) ou no estado sólido (material em pó). A homogeneização do aditivo na mistura é facilitada com o uso do material já disperso em água (aditivo líquido) (Chodounsky e Viecili, 2007).

Os efeitos da incorporação dos aditivos químicos ao concreto não podem ser generalizados para todas as situações, visto que eles variam conforme a temperatura ambiente, a temperatura do próprio concreto e, principalmente, conforme o tipo de cimento e a presença de adições minerais (Chodounsky e Viecili, 2007).

Um tipo de aditivo que poderá ser muito útil para os pisos industriais são os que se propõe a combater a retração do concreto. Foram desenvolvidos no Japão a partir de 1980 e têm como base compostos orgânicos à base de éter glicol ou propileno glicol e são capazes de promover reduções de até 80% da retração final do concreto (Vieira e Benini, 2001 apud Rodrigues, 2006).

3.3 Propriedades do concreto

3.3.1 Concreto fresco

3.3.1.1 Trabalhabilidade

Entende-se por trabalhabilidade a resistência que a própria massa de concreto opõe ao seu movimento, por ação da gravidade; sendo esta propriedade constituída pela fluidez (facilidade de mobilidade) e coesão (dificuldade ou resistência à exsudação e segregação) da mistura.

A norma que preconiza o ensaio para determinação da consistência do concreto pelo abatimento do tronco de cone, muito conhecido no meio técnico como *slump test*, é a ABNT NBR NM 67:1998, ilustrado pela Figura 3.1.

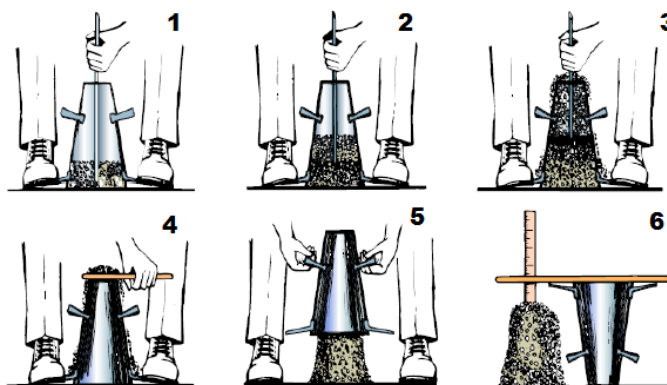


Figura 3.1 – Ensaio de abatimento (Cerqueira, 2010)

Existem outras formas de avaliação da consistência do concreto, como o fator de compactação (*FC*), que, para condições normalizadas, é a relação entre a massa autocompactada lançada dentro de um cilindro e a massa compactada no mesmo volume; e o ensaio *VeBe*, que vem sendo paulatinamente introduzido (Balbo, 2009).

Um concreto é dito seco se o abatimento for pequeno e fluido se o abatimento for grande. A Tabela 3.3 apresenta valores típicos de abatimento no tronco de cone para concretos.

Tabela 3.3 – Valores típicos para consideração de concretos secos ou fluidos (Balbo, 2009)

Tipo	Abatimento (mm)	<i>FC</i>
Seco	0 a 20	< 0,75
Normal	20 a 160	0,75 a 0,97
Fluido	>160	> 0,97

Em termos de pavimentação, dependendo do tipo e do processo de produção do pavimento de concreto, os valores de abatimento no tronco de cone podem ser bastante diferentes (Balbo, 2009).

A trabalhabilidade não é apenas uma característica inerente ao próprio concreto, além de depender de características particulares e da proporção relativa dos seus diversos constituintes (cimento, agregados, água, adições minerais e aditivos), envolve também considerações inerentes à natureza da obra e aos métodos de execução adotados.

3.3.1.2 Segregação e exsudação

Ao movimento de partículas grosseiras do concreto em sentido descendente denomina-se segregação, que evidentemente, causa a tendência de separação da fração mais grossa dos agregados daquela mais fina, o que resulta na perda de homogeneidade da massa de concreto fresco recém – misturado (Balbo, 2009).

As causas da segregação podem ser variadas: transporte do concreto sem mistura em caminhões basculantes, agravados por longas distâncias e caminhos de serviço ou vias com superfícies irregulares; presença excessiva de finos no concreto; lançamento em pilhas ou com impacto sobre a área de aplicação; vibração excessiva por agulhas manuais ou de pavimentadoras de fôrmas deslizantes; uso de ligante hidráulico de pega muito lenta, dando tempo de permanência da massa fresca sob a ação da gravidade sem travamento entre os agregados; utilização de concretos muito fluidos, entre outras (Balbo, 2009).

Deve-se ter em mente que a segregação, quando ocorre, acaba por definir duas regiões no concreto: uma superior, com mais finos, pasta e água e uma inferior, com mais agregados graúdos e menor quantidade de pasta de cimento. Isso tem consequências normalmente não consideradas do ponto de vista estrutural.

Uma dessas consequências é a exsudação, que consiste na segregação da água do concreto, que aflora à superfície (forma-se uma película de nata de cimento na superfície) após o adensamento e perdura por praticamente todo o período de dormência do concreto (Rodrigues, 2006).

Essa perda de água reduz a relação água-cimento (a/c), o que tenderia a elevar a resistência do concreto; entretanto, a sua saída acaba criando vazios na estrutura do concreto, anulando o primeiro efeito, isto é, a água que sobe traz a superfície uma quantidade considerável de partículas finas como cimento e, tendem a formar camadas porosas e fracas.

O controle desse fenômeno requer a adoção de alguns procedimentos específicos para pavimentos e pisos industriais de concreto, como: utilizar baixas relações água-cimento (a/c); incrementar o teor de finos ou empregar aditivos para esse fim; evitar o excesso de vibração; evitar o desempenamento excessivo da superfície; evitar gradientes ascensionais de umidade na massa fresca, por meio de cura adequada do concreto e não permitir a incidência de vento e sol sobre o

concreto, pois a quantidade de água exsudada é diretamente proporcional à evaporada.

A exsudação, na maioria das vezes desconsiderada nas estruturas, é particularmente importante nos pavimentos e pisos industriais de concreto em virtude da elevada área superficial e das propriedades nela requeridas, já que, além de afetar a resistência ao desgaste (à abrasão) pode prejudicar as operações de acabamento (Rodrigues, 2006).

3.3.1.3 Retração plástica

A retração do concreto é tanto um fenômeno muito simples nas suas manifestações – uma diminuição do volume aparente do concreto – quanto muito complexo quando as causas do fenômeno têm que ser entendidas (Aïtcin, 2000 apud Chodounsky e Viecili, 2007).

A evaporação da água do concreto inicia-se já nas fases de mistura, transporte, lançamento e adensamento. Todavia não sendo exagerada, não é prejudicial (Rodrigues, 1989 apud Rodrigues, 2006). Nas peças com elevada relação superfície exposta/volume, tais como lajes, pavimentos ou pisos de concreto, a secagem rápida do concreto ainda fresco provoca retração quando a taxa de perda de água da superfície, por evaporação, excede a taxa disponível de água de exsudação. Nesta fase, o concreto apresenta baixíssima resistência à tração e, as fissuras podem facilmente aparecer nestas situações. Por ocorrer no concreto ainda plástico, esta retração é denominada retração plástica (Figura 3.2) (Chodounsky e Viecili, 2007).

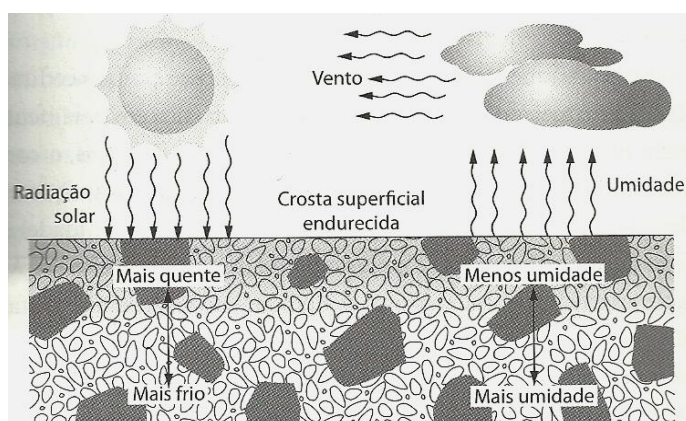


Figura 3.2 – Retração plástica (Holland, 2005 apud Balbo, 2009)

A retração plástica traz um tipo bem característico de fissuras, facilmente distinguíveis pela sua ocorrência em grupos com fissuras paralelas entre si, com abertura elevada e baixa profundidade, da ordem de milímetros, sendo bastante evidentes em pisos não submetidos ao desempenho após o início de pega e com deficiências no sistema de cura inicial. Nesses casos é conveniente o emprego de cura química, que são produtos que criam um filme na superfície e impedem a perda de água nas primeiras idades (Rodrigues, 2006).

Outro caso particular e bastante peculiar aos pisos é o das fissuras do tipo craqueladas, também denominadas *pé-de-galinha*, ou *crazy cracking*. Embora não sejam de origem plástica, é importante abordá-las neste item, já que a causa dessas fissuras reside também na exsudação (Rodrigues, 2006).

As fissuras *craqueladas* são uma manifestação da retração hidráulica que ocorre somente na superfície do concreto, formando uma malha de fissuras interligadas em rede, similares às observadas em poças de lama seca e com baixa profundidade. Estão quase sempre associadas à exsudação elevada, desempenho do concreto fresco exagerado ou supervibração. Podem também ser consequência da condenável técnica de espargir cimento seco (*salgamento*) sobre a água exsudada, a fim de “secá-la”, prática muito comum por facilitar ou antecipar os trabalhos de acabamento (Rodrigues, 2006).

As formas de minimizar as fissuras plásticas são na realidade uma combinação de diversos aspectos executivos que consistem, basicamente, no controle da evaporação. O controle da taxa de evaporação da água do concreto (diminuição da temperatura do concreto com adição de água gelada, gelo ou resfriamento dos agregados; colocação de anteparos para bloqueio do vento; alteração do horário das concretagens para períodos de menor temperatura, incidência de sol e vento; borrifamento ou aspersão de neblina de água), a adição de fibras sintéticas (polipropileno, *nylon* ou vidro) e a aplicação de agentes redutores de evaporação (*evaporation reducers*), são medidas que podem ser tomadas isoladamente ou em conjunto e tem grande eficácia na redução da fissuração por retração plástica (Chodounsky e Viecili, 2007).

Outra medida consiste na redução da janela de acabamento, definido como o tempo entre o lançamento e o início das operações de acabamento, pode auxiliar na redução da fissuração por retração plástica. Durante a janela de acabamento, o concreto (fresco) recém-lançado fica mais susceptível a perda de água por

evaporação, logo a diminuição do tempo de início de pega, com ajuste dos teores ou a incorporação ou eliminação dos aditivos, são medidas benéficas para a redução da fissuração (Chodounsky e Viecili, 2007).

O emprego da tela eletrossoldada pouco pode contribuir no combate as fissuras decorrentes da retração plástica, pois elas ocorrem em uma fase onde a aderência dela com a pasta de cimento ainda não é plena. Sua contribuição será em manter posteriormente essas fissuras fechadas, evitando a sua degradação. Experiências conduzidas com fibras plásticas denotam que estas contribuem significativamente para a redução dessa patologia (Rodrigues e Motardo, 2002 apud Rodrigues, 2006), embora não apresentem, para as dosagens usuais, contribuição estrutural em idades avançadas (Trottier et al., 2002 apud Rodrigues, 2006).

3.3.2 Concreto endurecido

3.3.2.1 Retração hidráulica ou retração por secagem

A retração hidráulica, também conhecida como retração por secagem, resulta da secagem do concreto, o que acaba abrangendo a retração autógena e a volumétrica por contração. Esse fenômeno está associado ao uso de água na mistura durante a fase inicial de hidratação dos ligantes hidráulicos, e é caracterizado pela perda de água da massa para o ambiente, o que se relaciona com as condições climáticas (Balbo, 2009).

A retração hidráulica trata-se de um fenômeno a ser considerado no caso de pavimentos de concreto com elevado consumo de cimento e o uso de ligantes hidráulicos de elevado calor de hidratação como, por exemplo, os pavimentos de concreto de alto desempenho (CAD) (Graça, Bittencourt e Santos, 2005 apud Balbo, 2009).

A água de amassamento do concreto é dividida em três partes, conforme suas funções: (a) a água de cristalização, responsável pelas reações que formam a parte sólida da pasta de cimento; (b) a água de gel, que é aquela adsorvida pelos cristais hidratados e que serve de veículo para os compostos que dão continuidade às reações de hidratação, formando o gel de cimento hidratado; (c) a água livre ou água capilar, que, somada ao gel de cimento, forma a pasta de cimento (Hasparyk et al., 2005 apud Balbo, 2009).

A perda de água do concreto para o ambiente inicia-se assim que a umidade relativa do ar cai abaixo de 100%, sendo que a perda começa pela água livre retida nas grandes cavidades. Como a água livre não está presa à estrutura dos produtos hidratados por ligações físico-químicas fortes, a sua perda não seria acompanhada de retração significativa. Quando a maior parte da água livre é perdida, prosseguindo a secagem, observa-se que uma perda adicional de água passa a resultar em retração considerável. Este fenômeno é atribuído principalmente à perda de água adsorvida e de água retida em pequenos capilares (Metha e Monteiro, 1994 apud Chodounsky e Viecili, 2007). Ou seja, a água adsorvida, ao ser eliminada por secagem do material em interação com o ambiente, é a principal responsável pela retração hidráulica e por secagem da pasta de cimento (Hasparyk et al., 2005 apud Balbo, 2009). Em resumo, a retração hidráulica é função direta do teor de água do concreto.

Quanto à retração por secagem do concreto, esta pode ser influenciada por diversos fatores, direta e indiretamente, tais como: módulo de deformação do agregado; granulometria e dimensão máxima do agregado; relação água-cimento (a/c); emprego de adições minerais e aditivos químicos e geometria da peça a ser concretada (Chodounsky e Viecili, 2007).

O controle do fenômeno – uma vez que sua completa eliminação é impossível – requer a construção de juntas de retração ou contração, induzindo-se a fissura em determinada posição, por meio da redução da espessura na massa de concreto, conforme ilustra a Figura 3.3, geralmente feita com a técnica de serragem com disco diamantado. Essa redução da seção transversal do concreto obriga a concentração de deformações de retração em seção estrangulada, aumentando expressivamente as tensões de tração no local, o que induz a fissura em continuidade ao corte executado (Balbo, 2009).

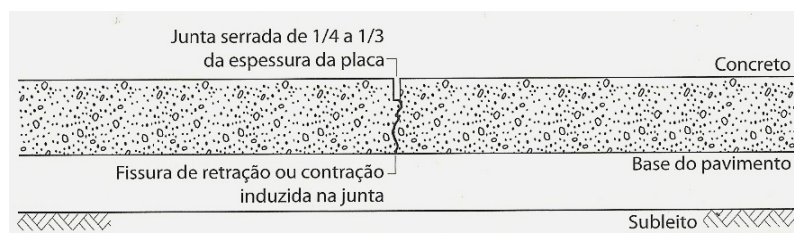


Figura 3.3 – Posicionamento da fissura de retração induzida (Balbo, 2009) (continua)

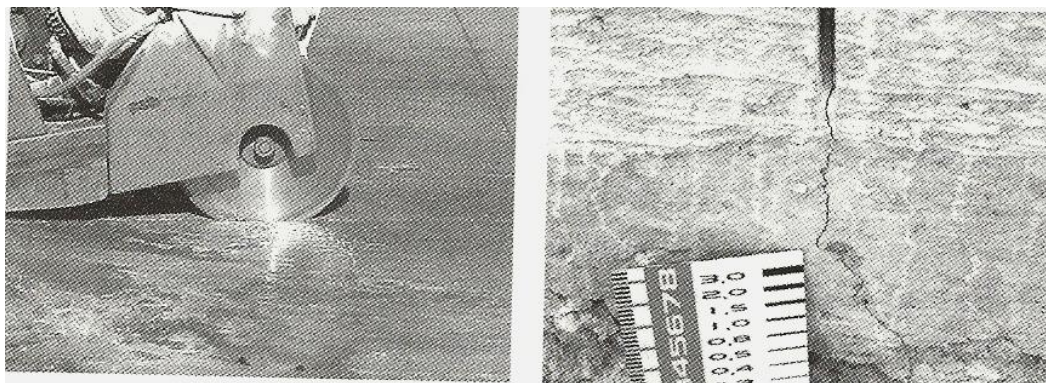


Figura 3.3 – Posicionamento da fissura de retração induzida (Balbo, 2009) (conclusão)

É importante ressaltar que a cura úmida ou química não elimina a retração e tem como principal objetivo apenas retardar a ocorrência da retração, de modo que no momento de sua ocorrência o concreto já apresenta resistência adequada para resistir às tensões geradas.

3.3.2.2 Retração térmica de hidratação ou climática

O fenômeno da retração térmica de hidratação ocorre pela lentidão do concreto em transferir calor, o que torna a temperatura em seu núcleo mais elevada em comparação à da superfície, causando sua expansão, que é absorvida pela fluência da massa fresca. Contudo, à medida que as reações prosseguem e o concreto ganha resistência e aumenta seu módulo de elasticidade, o fenômeno poderá se manifestar sob forma de fissuras profundas e lineares, uma vez que há tensões de tração internas que podem ser muito elevadas. Ao se evitar a perda de calor pela superfície, evita-se um diferencial de temperatura entre esta e o núcleo de concreto, o que é favorável ao controle da retração térmica. Em razão disso, a cura adequada é também um agente de controle desse fenômeno (Balbo, 2009).

A retração térmica resultante de mudança climática refere-se à contração que a massa endurecida de concreto sofre por bruscas variações de temperatura ao longo do ano. Durante a sua execução, o concreto faria uma espécie de registro, isto é, memória de sua condição média de temperatura durante a cura, o que lhe confere também suas propriedades térmicas específicas. Uma brusca queda de temperatura – de 40°C, por exemplo – poderá causar uma contração que impõe deformações superiores à deformação de ruptura do concreto, causando sua fissuração. Esse problema é objeto de discussão em regiões de clima temperado (Balbo, 2009).

3.3.2.3 Resistência mecânica

A resistência mecânica do concreto é largamente empregada para avaliar e/ou definir o seu desempenho. Frequentemente, usa-se a resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}), cujo ensaio para obtenção dos valores é mais simples e menos dispendioso. A norma nacional que descreve os procedimentos do ensaio para determinar a resistência característica à compressão do concreto é a ABNT NBR 5.739:2008 (Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos).

No dimensionamento dos pisos industriais de concreto, emprega-se a resistência característica à tração na flexão ($f_{ctM,k}$), sendo denominada por alguns autores como módulo de ruptura do concreto, pois é o parâmetro mais representativo das solicitações a que essas estruturas serão submetidas. A norma nacional que descreve os procedimentos do ensaio para determinar a resistência à tração na flexão do concreto é a ABNT NBR 12.142:2010 (Concreto — Determinação da resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos).

A correlação estatística entre a resistência à compressão e a resistência à tração na flexão é possível teoricamente, tendo sido perseguida por diversos pesquisadores, no intuito de facilitar o controle de obras onde o requisito é à resistência à tração na flexão. A prática tem demonstrado que o emprego dessas correlações deve ser tomado como referência para efeitos de dosagem.

Podem perfeitamente ser empregadas para os estudos de dosagem:

- NBR 6118:2007

$$f_{ct,m} = 0,30 \times \sqrt[3]{(f_{ck})^2} \quad [MPa] \quad (4.1)$$

$$f_{ctM,k} = \frac{f_{ct,m}}{0,70} \quad [MPa] \quad (4.2)$$

- Bucher e Rodrigues (1983)

$$f_{ctM,k} = 0,56 \times (f_{cj})^{0,60} \quad [MPa] \quad (4.3)$$

- Packard (1976)

$$f_{ctM,k} = 0,76 \times (f_{cj})^{0,50} \quad [MPa] \quad (4.4)$$

onde:

$f_{ct,m}$ – resistência à tração na flexão média;

$f_{ctM,k}$ – resistência à tração na flexão (módulo de ruptura) do concreto;

f_{cj} – resistência à compressão do concreto da amostra j .

Assim como nas estruturas convencionais, a resistência do concreto empregado na construção de pavimentos e pisos industriais deve ser dosada, pois quando excessivamente elevada, acaba conduzindo a maiores módulos de elasticidade e menor fluência na tração. A placa de concreto precisa acomodar uma série de deformações, seja de origem térmica ou hidráulica e, quando essa estrutura é muito rígida acaba tendo baixa relaxação, diminuindo a capacidade do concreto em absorver movimentações e dissipar tensões.

O primeiro fator a ser analisado é a relação água/cimento (a/c), que representa seguramente o principal parâmetro da resistência do concreto (Neville, 1997) e é universalmente conhecida por *Lei de Abrams*. Trabalhos experimentais indicam que a relação a/c explica, em média, 95% das variações da resistência à compressão. Ao se tratar da resistência à tração na flexão, tem-se observado que a *Lei de Abrams*, quando considerada isoladamente, é insuficiente para explicar as parcelas mais expressivas dessa resistência (Bücher e Rodrigues, 1993); devendo-se lançar mão de outros fatores, principalmente da aderência pasta-agregado, que é fruto não só da resistência da pasta, mas também da textura e forma do agregado graúdo (Rodrigues et al., 2006 apud Rodrigues e Cassaro, 1999).

Então, pode-se dizer que a resistência do concreto está intimamente relacionada à resistência da pasta de cimento, do agregado e da interface pasta-agregado, sendo esta bastante crítica no caso de esforços à tração na flexão (Rodrigues, et al., 2006).

Quanto à forma, agregados com partículas que se afastam da forma esférica conferem ao concreto maior módulo de ruptura, pelo simples fato de apresentarem maior área de contato com a argamassa e um melhor engaste. Esse afastamento

deve ocorrer dentro de certos limites, sendo que a forma ideal é a cúbica. Concretos com agregados disformes (forma de disco) ou aciculares (forma de agulha) apresentam baixa resistência à tração na flexão, além de facilitarem a formação de bolsões, por dificultarem a saída da água exsudada, diminuindo a aderência matriz-agregado (Rodrigues, 2006 apud Bucher e Rodrigues, 1983).

3.3.2.4 Resistência à abrasão

Defini-se como resistência à abrasão ou ao desgaste a capacidade do concreto resistir a esforços abrasivos, de caráter superficial, a que ele estará submetido ao longo de sua vida útil (Rodrigues et al., 2006).

A resistência à abrasão é um dos principais parâmetros a serem considerados no dimensionamento de pavimentos e pisos industriais de concreto, visto que estes sempre estarão sujeitos a algum tipo de ação abrasiva. No caso dos pisos industriais, estas solicitações podem ser de diversas magnitudes, desde as mais brandas, como tráfego de veículos leves, até solicitações mais severas, como o tráfego intenso de pedestres, empilhadeiras industriais de rodas rígidas, veículos com rodas metálicas, arraste de cargas ou peças metálicas, que podem ser ainda mais incrementadas dependendo da quantidade de partículas abrasivas depositadas sobre o piso.

Segundo Farny (2001), a resistência à abrasão está diretamente relacionada à resistência à compressão, ou seja, a relação água-cimento (a/c) e, mais intensamente, a resistência à tração do concreto. Recomenda-se que a resistência à compressão mínima para assegurar um bom desempenho com relação ao desgaste seja de 30 MPa.

No estudo dessa propriedade, normalmente esbarra-se em uma dificuldade operacional, que é a falta de métodos de ensaio que permitam a avaliação precisa tanto do concreto como dos produtos de endurecimento frequentemente empregados nos pisos industriais. O método de ensaio disponível hoje no Brasil foi concebido para argamassas de alta resistência, que eram polidas, deixando os agregados aparentes, conferindo a elas valores abrasivos elevados (Rodrigues et al., 2006).

Ainda de acordo com Rodrigues et al., atualmente, com emprego de pisos monolíticos onde é feita apenas uma aspersão superficial de agregados de alta

resistência (sistema *dry-shake*), ou, aplica-se sobre o concreto líquidos endurecedores; o atual método da ABNT costuma destruir a camada superficial endurecida, não permitindo uma boa avaliação desses produtos. Além disso, há enorme dispersão entre os resultados dos poucos laboratórios que disponibilizam esse ensaio. Portanto, destaca-se a necessidade de adoção de outro método de ensaio que permita a avaliação mais precisa da resistência à abrasão, pois é difícil executar uma especificação apenas com base qualitativa.

3.4 Concretagem dos pisos industriais

3.4.1 Assentamento de fôrmas

A função básica das fôrmas é de contenção lateral do concreto lançado ou delimitação do término de jornada de trabalho. Também podem servir de suporte para o equipamento utilizado para adensamento e nivelamento do concreto (régua vibratórias) (Chodounsky e Viecili, 2007).

As fôrmas podem ser de madeira ou aço de acordo com a sua finalidade, devem ser estanques e estar estruturalmente dimensionadas para suportar os esforços advindos dos equipamentos sobre as mesmas apoiados.

As fôrmas de madeira, compostas por vigas de perobas ou outra madeira similar, são facilmente manuseadas, trabalhadas e retificáveis. Por essas características, são bastante empregadas para pisos com elevado grau de qualidade superficial (Rodrigues, 2006).

Outro tipo de fôrma que pode ser empregada com bastante sucesso, principalmente em pisos que exijam alta precisão, são as de perfis pré-fabricados de concreto, similares a trilhos ou com outra seção simétrica, que ficam incorporadas ao piso. Entretanto, seu custo acaba limitando a sua utilização (Rodrigues, 2006).

As fôrmas devem ser uniformemente apoiadas sobre a camada adjacente (sub-base) de forma a garantir o nivelamento do piso e o alinhamento da junta. Preferencialmente, devem ser fixadas com ponteiros de aço ou concreto em distâncias regulares não maiores que 1,50 metro; de modo a suportar, sem deslocamentos ou deformações apreciáveis, os esforços inerentes ao trabalho (Chodounsky e Viecili, 2007).

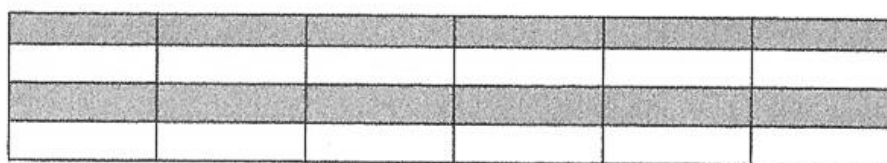
O topo da fôrmas deve coincidir com a superfície do piso, verificando-se alinhamento e nivelamento em cada peça assentada. As tolerâncias são determinadas em função dos requisitos de planicidade e nivelamento da obra em questão e devem ser especificados no projeto geométrico. Caso esses valores não estejam especificados, não se deve admitir erros superiores a 3 milímetros, no sentido vertical e 5 milímetros no alinhamento longitudinal (Chodounsky e Viecili, 2007).

As formas devem possuir aberturas que permitam o posicionamento adequado das barras de transferência, cuja tolerância de colocação é ± 25 mm no plano horizontal e $\pm 12,5$ mm no vertical e o diâmetro desses furos deve ser tal que permita a retirada das formas sem que haja interferência com as barras de transferência (Rodrigues, 2006).

Atualmente, o assentamento das fôrmas tem sido feito com auxílio de nível laser para os pisos convencionais ou nível óptico no caso de pisos com elevada exigência de nivelamento. Depois de assentadas e fixadas às fôrmas, deve-se realizar a conferência das cotas da sub-base, devendo-se corrigi-la em todos os pontos que não estejam em conformidade com as tolerâncias descritas em projeto (Chodounsky e Viecili, 2007).

As fôrmas devem ser untadas com material desmoldante apropriado de modo a facilitar a sua remoção. A remoção das fôrmas deve ocorrer após 24 horas do final da concretagem, evitando-se danos às bordas dos pisos de concreto. Pela mesma razão, deve-se evitar a concretagem de faixas adjacentes em dias seguidos.

Recomenda-se que o piso industrial de concreto seja concretado em faixas, conforme ilustra a Figura 3.4 (Rodrigues et al., 2006).



Concretagem em Faixas

Figura 3.4 – Plano de concretagem (Rodrigues, 2006)

Se durante o trabalho de concretagem e acabamento se verificar qualquer movimentação da fôrma, o processo deve ser interrompido até a efetiva correção.

Ressalta-se que mesmo pequenos desvios podem acarretar em grande queda do índice de nivelamento do piso (Chodounsky e Viecili, 2007).

3.4.2 Posicionamento das armaduras

De acordo com Chodounsky e Viecili (2007), a colocação das armaduras durante a concretagem está muito susceptível a erros. Por esse motivo, recomenda-se que as armaduras sejam posicionadas com antecedência em relação à concretagem, de modo a permitir uma conferência rigorosa e a correção em tempo hábil. Outro aspecto importante se refere à aquisição das telas de aço soldadas empregadas como armaduras, preferencialmente estas devem ser adquiridas em painéis e nunca em rolos.

Para o posicionamento das armaduras devem ser utilizados espaçadores plásticos, de argamassa ou metálicos (caranguejos ou treliças), conforme ilustra a Figura 3.5. Deve-se garantir os cobrimentos estipulados em projeto. Ao definir a altura de um espaçador, deve-se levar sempre em consideração o diâmetro das barras de transferência e dos fios das telas soldadas a serem posicionados (Rodrigues et al., 2007).

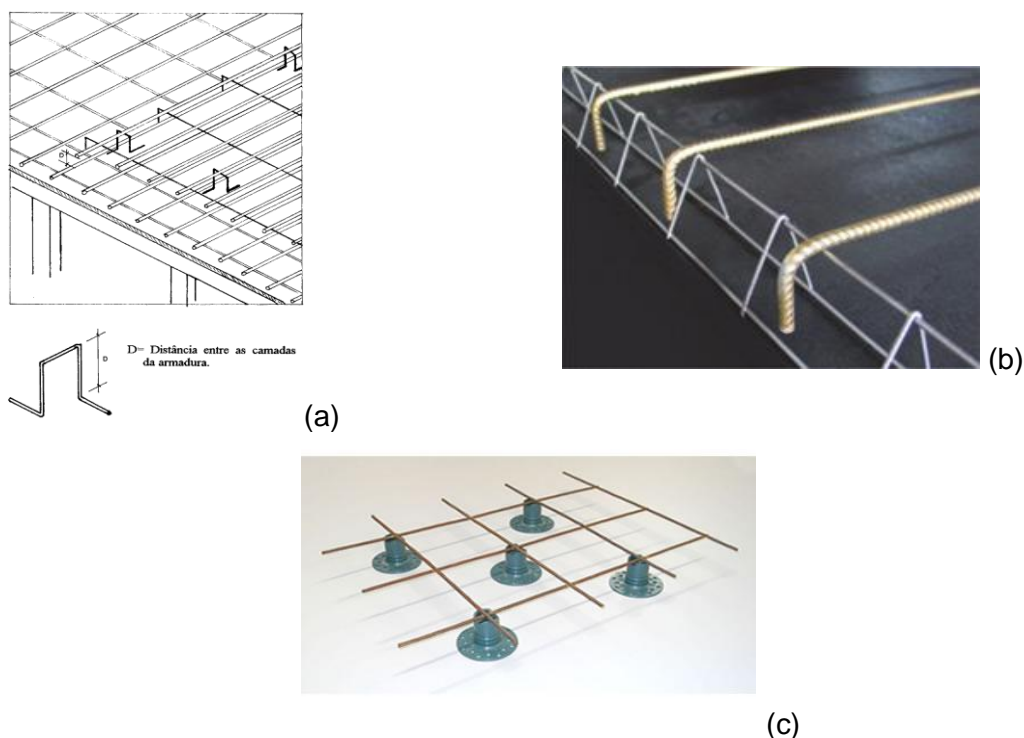


Figura 3.5 – Espaçadores: Metálico – caranguejo (a); Metálico – treliça (b) e Plástico (c)

(<http://www.masterbuild.com.br> - consultas realizadas em dezembro de 2012)

A armadura superior (armadura de retração) deve estar sobre espaçadores, sendo a distância entre eles definida de acordo com a rigidez da armação utilizada. E, para os pisos industriais estruturalmente armados (armadura dupla), não poderia ser diferente, tanto no caso do emprego da armadura para combater a retração (armadura superior) ou para reforço estrutural (armadura inferior) a eficiência está diretamente relacionada à qualidade do posicionamento.

Na Tabela 3.4, Chodounsky e Viecili (2007) recomendam o afastamento entre os elementos de suporte das armaduras no caso das telas soldadas.

Tabela 3.4 – Distância máxima entre espaçadores (Chodounsky e Viecili, 2007)

Tela soldada	Distância máxima entre os espaçadores (cm)
Q 138	60
Q 159	70
Q 196	80
>Q 246	100

3.4.3 Mistura do concreto

No Brasil, o uso do concreto pré-misturado ou usinado está bastante disseminado, principalmente quando se trata de obras de porte considerável como, por exemplo, as obras industriais.

Independente se é produzido na obra ou fora dela, o recebimento do concreto pré-misturado requer alguns cuidados, visando basicamente à garantia da sua homogeneidade, que são (Rodrigues, 2006):

- o misturador deve ser examinado quanto à limpeza e desgaste das facas, que interferem diretamente na qualidade da mistura;
- o tempo mínimo de mistura, da ordem de 90 s/m³ de concreto, deve ser respeitado. No caso de centrais dentro do canteiro ou mesmo localizadas muito próximas dele, deve-se estabelecer um tempo mínimo próximo a 120 s/m³.

3.4.4 Lançamento do concreto

O lançamento e o espalhamento do concreto precedem as operações de adensamento e acabamento e são da mesma forma importantes para obtenção de uma massa homogênea.

O lançamento do concreto tem sua importância por conta da textura e acabamento superficial do piso industrial, devendo ser feito sempre em camada única, sendo lançado de forma contínua e com velocidade constante.

O lançamento do concreto pode ser realizado diretamente do caminhão betoneira ou com auxílio de bomba (concreto bombeado), dependendo das condições de acesso e do tipo de armadura empregada no piso industrial.

A velocidade do lançamento deve ser compatível com a condição de adensamento (vibração) e acabamento do concreto, não sendo recomendável que, após o lançamento, haja demora em iniciar os serviços complementares.

O período máximo entre a mistura do concreto, a partir da adição da água, e o lançamento deverá ser de 90 minutos. A experiência tem mostrado que quando o tempo de lançamento supera em muito os 90 minutos, há um registro maior de problemas durante o acabamento superficial (Chodounsky e Viecili, 2007).

Deve-se exigir o fornecimento contínuo do concreto, a fim de evitar problemas de juntas frias ou emendas de acabamento, garantindo-se uma superfície final homogênea. Mas, caso ocorra um intervalo demasiadamente longo no lançamento, recomenda-se a interrupção da concretagem e a execução de uma junta de construção, cuja posição deve coincidir com uma junta transversal (junta de retração) indicada no projeto executivo do piso industrial.

Embora simples, as operações de lançamento podem alterar substancialmente o desempenho do piso, visto que frequentemente são observados defeitos advindos da alteração da posição original da armadura. Logo, recomenda-se ter cuidado nessa fase, não permitindo o trânsito de operários por sobre a(s) tela(s) durante os trabalhos, manuseando-as com ferramentas adequadas para que possam espalhar o concreto externamente à região (Rodrigues, 2006).

O espalhamento deve ser uniforme e em quantidade tal que, após o adensamento, sobre pouco material para ser removido, facilitando os trabalhos com a régua vibratória. O espalhamento pode ser feito com o auxílio de ferramentas manuais (enxadas) ou através de máquinas (*Laser Screed*).

3.4.5 Adensamento do concreto

A finalidade básica do adensamento é obter a máxima densidade do concreto e garantir uma elevada resistência mecânica.

O adensamento dos pisos industriais de concreto deve ser realizado preferencialmente por vibração superficial (régua vibratória manual ou treliçada), exigindo-se, entretanto, o emprego de vibradores de imersão sempre que a vibração superficial se mostrar insuficiente como, por exemplo, nas regiões próximas às fôrmas ou quando a espessura do piso for maior que 15 centímetros.

Em relação às régua vibratórias, as mais adequadas são as produzidas com ligas leves, o que torna fácil o manuseio do equipamento. Sua vibração deverá ser ajustada em função da consistência do concreto, sendo reduzida com o aumento do abatimento. Este procedimento evita o acúmulo do excesso de argamassa na superfície pela vibração excessiva o que, futuramente, resulta patologias.

Já, os vibradores de imersão devem ter o diâmetro externo de, no máximo 40 milímetros e frequência igual ou superior a 60 Hz (3.600 rpm). Devem ser empregados na vertical, mas nunca usados para espalhamento do concreto. Cuidados especiais devem ser tomados na vibração do concreto ao redor das ancoragens nos pisos de concreto protendido e na vibração de pisos com elevadas taxas de armadura (Chodounsky e Viecili, 2007).

Para as operações de espalhamento, adensamento e nivelamento do concreto, pode-se empregar um equipamento denominado *Laser Screed* (Figura 3.6) que realiza todas essas etapas simultaneamente. Similar a uma régua vibratória, permite grande produtividade, variando de 1.500 m² a 3.000 m² por dia de trabalho.



Figura 3.6 – Equipamento: *Laser Screed* (Rodrigues, 2006)

3.4.6 Acabamento superficial

A superfície do piso industrial deve garantir facilidade de limpeza, escoamento de líquidos, movimentação de cargas, deslocamento de equipamentos, resistência à abrasão e durabilidade.

As operações de acabamento do concreto têm por finalidade proporcionar uma superfície densa, com resistência mecânica e textura superficial adequadas à futura utilização (Chodounsky e Viecili, 2007).

As operações de acabamento devem ser executadas sequencialmente, em tempo adequado, dentro do período de endurecimento do concreto e podem ser divididas em dois grupos distintos:

- camada única: o próprio concreto da laje funciona como revestimento;
- camada dupla (revestimentos de alta resistência): podem ser executados por dois procedimentos distintos, denominados *úmido sobre úmido* e *úmido sobre seco*.

O fato de o piso ser executado em camada única não significa necessariamente que vá apresentar menor resistência ao desgaste que o outro tipo. Na realidade, são largamente empregados e dependendo do tipo do concreto e do tratamento a que foram submetidos, podem dar origem a pisos com alta resistência ao desgaste, com uma série de vantagens adicionais sobre o sistema de camada dupla (Rodrigues, 2006).

Da mesma forma, os pisos com revestimento não possuem necessariamente alta resistência e, embora sejam cada vez menos empregados; são úteis quando a solicitação preponderante é abrasiva e as cargas baixas. No sistema *úmido sobre úmido*, ou simplesmente *úmido*, a camada de acabamento é lançada quando o concreto ainda se encontra no estado fresco, enquanto no *úmido sobre seco*, ou simplesmente *seco*, o concreto se encontra em fase de endurecimento adiantada (Rodrigues e Ligório, 1985 apud Rodrigues, 2006).

Na opção pelo sistema duplo, recomenda-se a adoção do *úmido*, uma vez que é mais garantida a aderência das duas camadas: concreto e revestimento. No sistema *seco*, é necessária a adoção de uma camada de ligação, confeccionada com argamassa de consistência seca, fonte frequente de problemas, como o descolamento entre as camadas (Rodrigues, 2006).

O bom desempenho da camada superficial do piso industrial de concreto irá depender fundamentalmente dos materiais empregados e, principalmente, da qualidade da mão de obra. Nos últimos anos, as técnicas de acabamento evoluíram bastante, com o surgimento de diversos equipamentos, alguns deles com os preços mais elevados, como as acabadoras mecânicas duplas, mas a maior parte ainda é constituída por equipamentos simples e de baixo custo, como o rodo de corte e o *bull float*, que nada mais é que uma desempenadeira metálica ou de madeira, adaptada para o uso em pisos (Rodrigues et al., 2006).

As principais operações envolvidas na fase de acabamento superficial são destacadas a seguir:

3.4.6.1 Regularização da superfície de concreto

O nivelamento ou regularização da superfície do piso industrial consiste na retirada do excesso de concreto, de modo a deixar a superfície com o nível desejado (Chodounsky e Viecili, 2007).

A regularização da superfície do concreto é fundamental para a obtenção de um piso com bom desempenho em termos de planicidade. Essa operação, embora aparentemente simples, precisa ser executada com esmero e habilidade (Rodrigues, 2006).

Geralmente, a ferramenta empregada é o chamado "rodo de corte", (Figura 3.7) constituído por uma régua de alumínio ou magnésio, de três metros de comprimento, fixada a um cabo com dispositivo que permita a sua mudança de ângulo, fazendo com que o "rodo" possa cortar o concreto quando vai e volta, ou apenas alisá-lo, quando a régua está plana (Rodrigues, 2006).

O "rodo de corte" deve ser aplicado no sentido transversal da concretagem, algum tempo após a concretagem, quando o material está um pouco mais rígido. Seu uso irá reduzir consideravelmente as ondas que a régua vibratória e o sarrafeamento deixaram (Rodrigues, 2006).



Figura 3.7 – Equipamento: Rodo de corte (Rodrigues, 2006)

Além do “rodo de corte”, pode-se também empregar as régua vibratórias ou a *Laser Screed* (Figura 3.6).

São comuns os problemas de perda de nivelamento do piso nas áreas próximas às paredes quando retiradas as fôrmas logo após a passagem da régua vibratória.

Nas concretagens das placas de borda (próximas às paredes) pode-se adotar o procedimento de utilização de guia fixa (fôrma não sacada) assentada no alinhamento dos pilares ou a uma distância de cerca de 90 a 130 centímetros da face do fechamento lateral. Outra sugestão consiste em concretar primeiramente as faixas de borda. Além de facilitar o lançamento pela concretagem prévia, a faixa de borda já serve como placa teste onde eventuais problemas de acabamento acabam gerando menores transtornos para o cliente (Chodounsky e Viecili, 2007).

A verificação da regularidade altimétrica longitudinal e transversal da superfície podem ser feitas enquanto o concreto estiver ainda no estado plástico, com auxílio de régua de alumínio ou com o “rodo de corte” (Chodounsky e Viecili, 2007).

Qualquer depressão encontrada deverá ser imediatamente preenchida com concreto fresco, rasada, compactada e devidamente acabada, e qualquer saliência cortada e igualmente acabada (Chodounsky e Viecili, 2007).

3.4.6.2 Desempeno da superfície de concreto

O desempenho mecânico do concreto (*floating*) é executado com as seguintes finalidades: embeber as partículas dos agregados na pasta de cimento, remover

protuberâncias e vales e, por fim, promover o adensamento superficial do concreto (Peterson, 1986 apud Rodrigues, 2006).

Para a sua execução, a superfície deverá estar suficientemente rígida e livre da água superficial de exsudação. A operação mecânica pode ser executada quando o concreto suportar o peso de uma pessoa, deixando uma marca entre 2 a 4 milímetros de profundidade (Rodrigues, 2006).

Geralmente, empregam-se grandes discos acoplados às desempenadeiras mecânicas, tendo a função de compactar a superfície, “puxando” a argamassa para cima (Rodrigues et al., 2006).

O desempenho deve ser sempre ortogonal à direção da régua vibratória ou do sarrafeamento e deve obedecer sempre à mesma direção. Cada passada deve sobrepor-se em 50% à anterior (Peterson, 1986 apud Rodrigues, 2006).

3.4.6.3 Alisamento superficial

O alisamento superficial ou desempenho fino (*troweling*) é executado após o desempenho, para produzir uma superfície densa, lisa e dura. Normalmente, são necessárias duas ou mais operações para garantir o resultado final, dando tempo para que o concreto possa gradativamente enrijecer-se (Rodrigues et al., 2006).

O equipamento é o mesmo empregado no desempenho mecânico, com a diferença de que as lâminas são mais finas – acabadora superficial (Figura 3.8). O alisamento deve iniciar-se na mesma direção do desempenho, mas a segunda passada deve ser transversal a esta, alternando-se nas operações seguintes (Rodrigues et al., 2006).

Na primeira passada, a lâmina deve estar absolutamente plana e de preferência já usada, que possui os bordos arredondados; nas seguintes, deve-se aumentar gradativamente o ângulo de inclinação, de modo que aumente a pressão de contato à medida que o concreto vai ganhando resistência (Peterson, 1986 apud Rodrigues, 2006).



Figura 3.8 – Equipamento: Acabadora superficial (Rodrigues, 2006)

3.4.7 Cura

Denomina-se cura do concreto todas as medidas tomadas para manter as condições de hidratação do cimento, isto é, umidade e temperatura.

A cura do concreto, além da resistência, está intimamente relacionada também à qualidade da superfície do piso industrial de concreto. Ela pode ser dividida em duas etapas no período de hidratação do cimento: inicial e complementar, ambas apresentadas sucintamente a seguir.

3.4.7.1 Cura inicial

A cura inicial é executada imediatamente às operações de acabamento do concreto, podendo até mesmo iniciar-se de modo indireto após o adensamento. É no seu período que há maior influência dos fenômenos de superfície e, diferentemente das estruturas, assume papel fundamental nos pisos (Rodrigues et al., 2006).

Após o acabamento final, quando a superfície já não é tão frágil, isto é, já se encontra a meio caminho do fim de pega, emprega-se meios diretos, como a aplicação de membranas de cura, filmes plásticos e outros meios (Yeager, 1986 apud Rodrigues, 2006).

As membranas de cura são bastante empregadas, principalmente em áreas externas, devido à facilidade de aplicação, aliada às baixas probabilidades de danos à superfície. São emulsões à base de polímeros, notadamente o PVA, aliadas ou não a um corante, que, com a secagem da água, formam na superfície um filme impermeável (Rodrigues et al., 2006).

Os filmes plásticos, transparentes ou opacos, que são popularmente conhecidos por “lona preta”, são instrumentos eficientes de cura, mas que exigem

maior cuidado com a superfície, visto que podem danificá-la durante a sua colocação; além disso, por não ficarem firmemente aderidos ao concreto, formam uma câmara de vapor que, condensando, pode provocar manchas, principalmente se o concreto for colorido (Rodrigues, 2006).

As membranas de cura são menos eficientes do que os filmes plásticos, mas em compensação podem ser aplicadas mais precocemente (Rodrigues, 2006).

3.4.7.2 Cura complementar

A cura complementar deve iniciar-se após o fim de pega do concreto, independentemente de terem ou não sido aplicadas membranas de cura. Nesta fase, a cura do concreto não se restringe apenas ao impedimento da evaporação, mas sim pela saturação com água da superfície concretada.

A sua execução é feita simplesmente com a colocação de materiais absorventes na superfície, que já deve ter resistência suficiente para permitir o caminhar de pessoas. Periodicamente, procede-se à sua saturação (Rodrigues, 2006).

Os materiais mais empregados são as sacarias de aniagem, camadas de areia ou qualquer outro material inerte, com boa capacidade de retenção de água e que não cause manchas de nenhuma espécie (Rodrigues, 2006).

A cura complementar deve prolongar-se até que o concreto tenha alcançado pelo menos 75% da sua resistência final, quando então a sua baixa permeabilidade garantirá por si própria à manutenção da umidade para a completa hidratação do cimento (Rodrigues, 2006).

Da mesma forma que a cura inicial, a cura complementar está condicionada às condições atmosféricas, como o calor, ventos e principalmente a umidade relativa do ar. Vale observar que em dias frios a evaporação da água pode dar-se com mais facilidade por causa de ventos fortes e baixos valores de umidade relativa; por esse motivo, os três parâmetros devem ser sempre analisados conjuntamente (Rodrigues, 2006).

3.4.8 Corte das juntas

O corte das juntas deve iniciar-se o mais breve possível, assim que o concreto tiver resistência suficiente para ser cortado sem que haja quebra nas juntas, pois o concreto pode retrair-se mesmo com a aplicação de uma eficiente cura, devido à retração autógena, e, neste período, o concreto tem baixa resistência, fissurando com facilidade (Rodrigues et al., 2006).

O tempo em que isso ocorre é bastante variável, dependendo do tipo do concreto, velocidade de hidratação do cimento e da temperatura ambiente, mas normalmente se dá entre 10 a 15 horas (Rodrigues, 2006).

Já existem disponíveis no mercado, mas ainda a custos elevados, equipamentos que permitem o corte do concreto ainda muito novo, chamados de *soft cut*, que eliminam bastante a possibilidade de fissuração inicial (Rodrigues et al., 2006).

A programação de corte das juntas é importante, pois as juntas que são cortadas inicialmente tendem a apresentar maior abertura. Portanto, a prática de cortar uma longa faixa ao meio e posteriormente subdividi-las pode no futuro apresentar juntas com excessiva movimentação (Rodrigues et al., 2006).

4 MODELOS ANALÍTICOS E MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO

4.1 Considerações gerais

No Brasil, a partir da década de 1990, observou-se um aumento expressivo nas exigências de qualidade dos pavimentos e pisos industriais de concreto, inclusive no tocante a projeto.

Usualmente, os projetistas dimensionavam esses tipos de pavimentos com base somente nos critérios da PCA (*Portland Cement Association*). A popularidade desse método deve-se aos trabalhos divulgados e aos cursos promovidos pela ABCP (Associação Brasileira de Cimento *Portland*). Segundo Rodrigues (2006), a partir de 1995 começaram a surgir novas tendências de dimensionamento, vindas da Europa (*The Concrete Society*, 1994), com o ressurgimento dos trabalhos de Lösberg e Meyerhof, em contraponto aos preceitos dos americanos Westergaard (1926), Pickett e Ray (1950) e Packard (1976), o último com contribuições mais afeitas ao projeto de pisos industriais de concreto.

Os fatores que diferem as duas escolas - a europeia e a norte-americana - residem fundamentalmente no fato da primeira focar pavimentos reforçados, cujos métodos consideram o comportamento plástico dos materiais na ruptura, como os que empregam telas soldadas, fibras de alto módulo ou protensão; enquanto a americana trabalha essencialmente com concreto simples. A diferença entre as estruturas dos dois pavimentos é acentuada: os critérios americanos produzem placas de elevada rigidez e de pequenas dimensões já os procedimentos europeus, conduzem a placas esbeltas e de grandes dimensões, sendo deles a concepção do pavimento tipo *jointless*, que emprega placas com mais de 500 m².

Nos últimos anos, o Brasil vem trilhando o caminho inequívoco da escola europeia e o grande avanço das técnicas de dimensionamento dos pisos industriais estruturalmente armados contribuíram para selar essa tendência (Rodrigues, 2006).

A ideia central deste capítulo é a abordagem sucinta dos modelos analíticos aplicáveis para resolução de problemas referentes a placas apoiadas em bases elásticas e os principais métodos de dimensionamento para execução dos projetos de pisos industriais de concreto simples, com armadura distribuída e estruturalmente armado. Ressalta-se a importância do conhecimento dos fundamentos teóricos aqui

apresentados e a sua relação direta com a correta compreensão dos métodos de projeto e técnicas construtivas atuais de pavimentos e pisos industriais de concreto.

4.2 Sistema elástico de suporte para placas – Modelo de Winkler (1867)

4.2.1 Definições

Placas são estruturas superficiais planas em que duas dimensões planas são predominantes em relação à sua profundidade, de maneira que nelas possam ser minimizadas situações de esforços de cisalhamento vertical, eliminando-se assim o comportamento de chapa (estado plano de deformações) ou de cascas. Para as placas nestas condições, admite-se como método possível de análise estrutural a Teoria Clássica de Placas Isótropas, em estado plano de tensões e demais teorias afins (Balbo, 2009).

Quanto aos principais sistemas elásticos de suporte para placas, os modelos mais tradicionais na engenharia de pavimentação são: Winkler (1867); Pasternak (1954); Kerr (1994) e Totsky (segunda metade do século XX). O modelo de Winkler, devido a sua simplicidade é bastante difundido no meio técnico e apresenta respostas razoáveis para fundações correntes.

No presente trabalho, aplicou-se o modelo de Winkler, o qual considera que as pressões de contato são proporcionais aos recalques (deslocamentos) e o solo é representado por meio de elementos elásticos com resposta linear.

4.2.2 Modelo de Winkler (1867)

Em 1867, Winkler publicou um artigo que propunha um modelo simplificado para o cálculo dos esforços de reação dos subleitos diretamente abaixo de fundações rasas, o qual, futuramente, teria um impacto muito importante nos procedimentos analíticos de cálculo de tensões em placas totalmente apoiadas em solos.

O método de cálculo proposto por Winkler consistia na simplificação do sistema de apoio (terreno de fundação ou subleito) por um conjunto de molas de Hooke com constantes elásticas idênticas, formando um colchão de molas e, essas

molhas trabalhariam independentemente uma das outras dentro do conjunto, ou seja, não haveria transmissão de esforços de cisalhamento entre esses elementos. A reação em cada mola seria idêntica às demais. Assim, a pressão de reação (p) seria medida pelo produto entre o deslocamento vertical sofrido, que em pavimentação designa-se deflexão (ω), e a constante elástica dessas molhas (k). Assim:

$$p = k \times \omega \quad (4.1)$$

onde:

p – pressão de reação do terreno de fundação (subleito);

k – módulo de reação do terreno de fundação (subleito);

ω – deslocamento (deflexão) verificado sobre o terreno de fundação (subleito).

Em 1884, Hertz foi o primeiro a procurar uma solução para equação diferencial de quarta ordem, empregando séries polinomiais, ao estudar a ruptura de placas de gelo consolidadas sobre lagos, com base na hipótese simplificadora de Winkler, em que a água em baixa temperatura sob as placas de gelo poderiam ser consideradas como um líquido muito denso, representado pelas molhas de Winkler. Daí o fato do modelo de Winkler também ser denominado por alguns autores como modelo de líquido denso.

Posteriormente, Westergaard (1926) retomou a análise de Hertz (1884) a fim de buscar soluções analíticas para a Teoria Clássica de Placas Isótropas, com relação a placas de dimensões semi-infinitas, o que revolucionou a maneira de se analisar um pavimento de concreto simples.

Segundo Balbo (2009), Westergaard adotou o modelo de Winkler, dada a facilidade analítica que oferece nas soluções de cargas situadas no interior das placas de concreto, embora a falta de interação entre as regiões do solo nesse modelo levasse a grande dificuldade para o tratamento de cargas situadas sobre bordas e cantos das placas. Ao se admitir o valor de q como o somatório de forças agindo perpendicularmente sobre a placa, esta poderia ser decomposta em dois vetores, q' e p , sendo o primeiro a carga externa atuante sobre a superfície e o segundo, a reação do sistema de apoio da placa ($q = q' + p$).

A seguir, a Figura 4.1 representa graficamente o modelo de Winkler aplicado nos sistemas fundação rasa - subleito e placa – subleito, respectivamente.

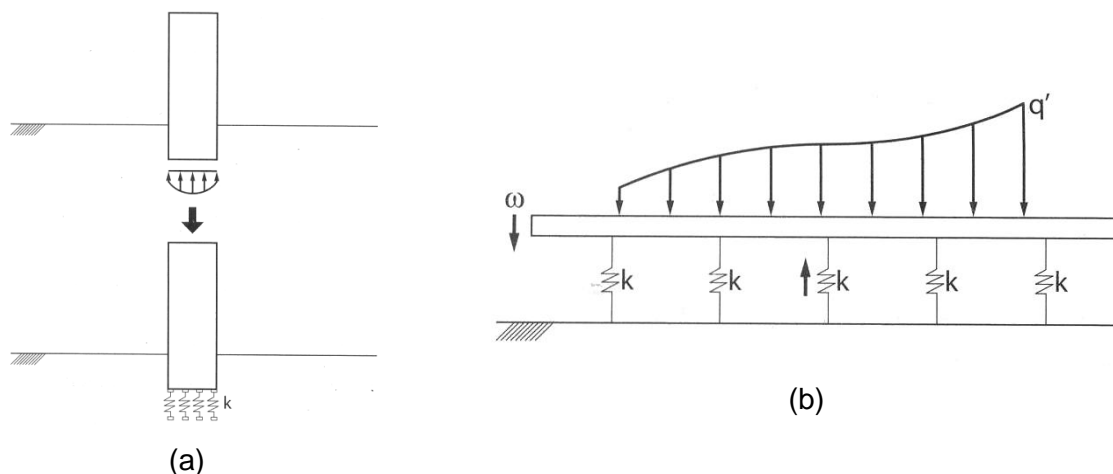


Figura 4.1 – Modelos de Winkler: Fundação rasa + subleito (a) e Placa + subleito (b)
(Balbo, 2009)

Evidentemente, esse modelo foge bastante da realidade, uma vez que o comportamento de um solo de fundação (subleito) não poderia transigir com a questão de esforços de cisalhamento entre suas partes, gerando reações de apoio distintas daquela prevista no modelo de Winkler. Pelos modelos gráficos apresentados na Figura 4.2 pode-se intuir que, junto às bordas, as reações do subleito seriam maiores, bem como haveria continuidade nos deslocamentos da borda para o entorno da placa (região externa). De acordo com Hall e Darter (1994) apud Balbo (2009), o modelo de Winkler retrata um aspecto da reação da fundação, enquanto o modelo de sólido elástico retrataria outras condições, e o comportamento real do solo estaria entre tais extremos.

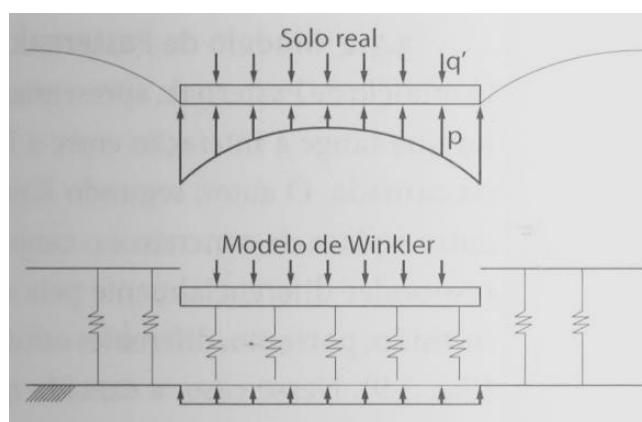


Figura 4.2 – Reação do terreno de fundação: Modelo de Winkler x Modelo solo real
(Balbo, 2009)

Outros modelos para representação do terreno de fundação (subleito), sob os quais são assentadas as placas de concreto, foram desenvolvidos ao longo do século XX. No entanto, atualmente, o modelo de Winkler ainda é o mais utilizado em estudos e análises numéricas referentes à interação solo-estrutura.

4.3 Modelos Analíticos

4.3.1 Considerações iniciais

A partir de 1925, Westergaard, professor da Universidade de *Illinois* e, posteriormente, de *Harvard*, inicia uma série de publicações, em língua inglesa, dedicadas à análise estrutural de placas de concreto para pavimentação de vias, encontradas nos anais dos encontros do *Highway Reserch Board*, da *American Society for Civil Engineers*, e em revistas do *Bureau of Public Roads*.

Desde então, os modelos analíticos de Westergaard passaram por diversas modificações, feitas pelo próprio autor, levando em consideração modelos estruturais mais adequados e complexos, e até mesmo visando a ajustes de natureza empírica diante, especialmente, dos experimentos realizados durante a *Arlington Experimental Farm*. O último desses artigos foi publicado em 1948, três anos antes do falecimento de Westergaard. Alguns dos modelos apresentados naquele ano, ajustando análises anteriores, foram empregados por Pickett e Ray para confecção dos famosos ábacos (casos para subleito tratado como líquido muito denso).

No presente texto, não se fará uma apresentação formal dedutiva, conforme realizada por Westergaard, o objetivo maior é apresentar os principais métodos analíticos existentes e aplicáveis no estudo dos pavimentos e pisos industriais de concreto.

4.3.2 Modelo analítico de Westergaard - Cargas de veículos

Em 1926, Westergaard, a partir da teoria clássica de placas isótropas, chega à dedução de modelos simplificados para o cálculo de deslocamentos (deflexões) e momentos fletores em placas de concreto. No entanto, não se tratou da primeira

formulação analítica do problema, que desde finais do século XIX já era motivo de especulações por outros teóricos famosos como Hertz, Maxwell e Nadai; embora muitos ainda se refiram aos trabalhos de Westergaard como os pioneiros.

Westergaard (1926), utilizando o método de Ritz das aproximações sucessivas, baseado no princípio de mínima energia, investigou os deslocamentos em placas de concreto de cimento *Portland* considerando as seguintes hipóteses:

- a placa é constituída de material homogêneo, isotrópico e elástico;
- as reações do subleito são verticais e proporcionais aos deslocamentos verticais da placa;
- a placa possui espessura constante;
- as forças no interior e no canto da placa são distribuídas uniformemente sobre áreas circulares (ver Figura 4.5);
- a força na borda da placa é distribuída uniformemente sobre área semicircular (ver Figura 4.5).

A princípio, recorre-se a teoria clássica de placas isotrópicas e, chega-se a equação de Lagrange, que descreve a deformada da placa em flexão (estado plano de tensões) em função das cargas externas aplicadas (q') e do módulo de rigidez da placa (D):

$$\frac{\partial^4 \omega}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4} = \frac{q'}{D} \quad (4.2)$$

Ou, simplifcadamente:

$$\nabla^4 \omega = \frac{q'}{D} \quad (4.3)$$

Sabe-se que em suas hipóteses, Westergaard admitiu que o subleito, sistema de apoio para a placa, é homogêneo e responde apenas as ações verticais externas, de acordo com o modelo proposto por Winkler (Ver equação 4.1).

Com base no exposto, a equação de partida para o trabalho analítico de Westergaard (1925) é:

$$\frac{\partial^4 \omega}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4} = \frac{q' - k\omega}{D} \quad (4.4)$$

Ou, simplificadamente:

$$D\nabla^4 \omega = q' - k\omega \quad (4.5)$$

onde:

D – módulo de rigidez da placa de concreto;

∇ – operador bidimensional de Laplace;

ω – deslocamento (deflexão);

q' - carga externa atuante na superfície da placa de concreto;

k – módulo de reação do terreno de fundação (subleito).

Define-se por módulo de rigidez da placa em flexão (D) a relação:

$$D = \frac{Eh^3}{12(1 - \nu^2)} \quad (4.6)$$

onde:

D – módulo de rigidez da placa de concreto;

E – módulo de elasticidade longitudinal do concreto (Módulo de Young);

h – espessura da placa de concreto;

ν - coeficiente de Poisson do concreto.

Ressalta-se que Westergaard reconhece o fato do módulo de reação do subleito (k) não ser valor constante. Outro aspecto que norteia as deduções de Westergaard é o conceito de “raio de rigidez relativa” do sistema estrutural, isto é, placa + sistema de apoio (bases e subleitos), que surge a partir de uma conveniência analítica. Dessa forma e, ainda de acordo com o eixo de coordenadas apresentado na Figura 4.3:

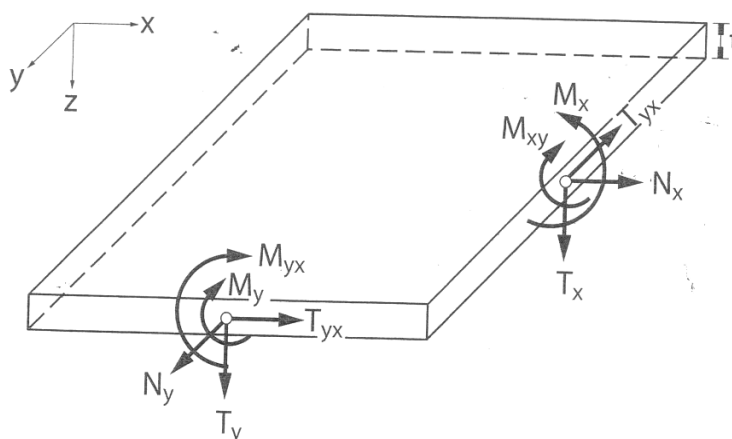


Figura 4.3 – Esforços solicitantes por unidade de comprimento de placa quando em flexão, Balbo (2009)

Define-se, conforme a teoria clássica de placas isótropas, os esforços (por unidade de comprimento de placa) representados pela Figura 4.3:

N_x – esforço normal na direção x ;

N_y – esforço normal na direção y ;

T_x – esforço cortante na direção vertical, plano yz ;

T_y – esforço cortante na direção vertical, plano xz ;

T_{xy} – esforço cortante na direção horizontal, plano xz ;

T_{yx} – esforço cortante na direção horizontal, plano yz ;

M_x – momento fletor na direção x ;

M_y – momento fletor na direção y ;

M_{xy} – momento torsor em torno de x ;

M_{yz} – momento torsor em torno de y .

Ainda, da teoria clássica de placas isótropas, tem-se:

$$M_y = -D \left(\frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} \right) \quad (4.7)$$

Substitui-se a equação (4.6) na equação (4.7) e, chega-se a:

$$M_y = -\frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} \right) \quad (4.8)$$

onde:

M_y – momento fletor na direção y ;

E – módulo de elasticidade longitudinal do concreto (Módulo de Young);

h – espessura da placa de concreto;

ν - coeficiente de Poisson do concreto;

ω – deslocamento (deflexão).

Eliminando-se o efeito da curvatura (deformação) que ocorre na direção x , o que reduz o problema a uma dimensão principal, e desconsiderando-se efeitos de deformações causadas por diferenciais térmicos ao longo da profundidade do elemento estrutural, a equação (4.8) pode ser reescrita na forma:

$$M_y = -\frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} \right) \quad (4.9)$$

A reação do subleito ($k \times \omega$) é a única força externa atuante quando o deslocamento é negativo, sendo mantido o contato entre a placa e o subleito (Westergaard, 1926 apud Oliveira, 2000). De acordo com a teoria clássica de placas isotrópicas, o equilíbrio no elemento de placa requer a condição:

$$\frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2} = -k\omega \quad (4.10)$$

A segunda derivada do momento fletor com relação à direção de interesse resulta em:

$$\frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2} = -\frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4} \right) \quad (4.11)$$

Substituindo-se a equação (4.11) na equação (4.10), obtém-se:

$$k\omega - \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4} \right) = 0 \quad (4.12)$$

Dividindo-se todos os termos da equação (4.12) por k , tem-se:

$$\omega - \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)k} \left(\frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4} \right) = 0 \quad (4.13)$$

A solução da equação diferencial (4.13), para determinação do deslocamento (ω) na realidade ocorre para a condição na qual o momento fletor na direção considerada se anula. Note que o valor da rigidez da placa (D) encontra-se dividido pela rigidez do apoio (k), o que é chamado de “rigidez relativa”, expressa pela quarta potência de unidade de comprimento (E é dado em MPa, h em m e k em MPa/m, por exemplo). Westergaard definiu o “raio de rigidez relativa” como a raiz quarta da relação entre rigidez da placa e a rigidez do subleito:

$$l = \sqrt[4]{\frac{D}{k}} = \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)k}} \quad (4.14)$$

onde:

l – raio de rigidez relativa;

D - módulo de rigidez da placa de concreto;

k – módulo de reação do terreno de fundação (subleito);

E – módulo de elasticidade longitudinal do concreto (Módulo de Young);

h – espessura da placa de concreto;

ν – coeficiente de Poisson do concreto.

Dessa definição infere-se que, quanto maior a rigidez da placa (D) e menor o módulo de reação do subleito (k), maior será o raio de rigidez relativa da placa e, portanto, mais distante da carga encontrar-se-á o ponto de inflexão da deformada (inversão do momento fletor). Observe que, nos procedimentos dedutivos empregados por Westergaard, a noção de uma placa semi-infinita sempre prevaleceu.

O raio de rigidez relativo da placa (Figura 4.4) é um indicador estrutural em que se relacionam comprimento e espessura de uma placa, sendo possível, por meio desse parâmetro, verificar quais relações entre comprimento e espessura conduzem a incrementos apreciáveis nas deflexões, aproximando-se das placas finas. Esse limite foi tomado em termos teóricos como a relação entre o comprimento da placa e seu raio de rigidez relativo (adimensional), e para um valor de tal relação inferior a cinco, a magnitude das tensões de tração na flexão decairia, com acréscimo nas deflexões. Em situações dessa natureza, as tensões de cisalhamento também deveriam ser verificadas, como no caso de placas longas e delgadas (Balbo, 2009).

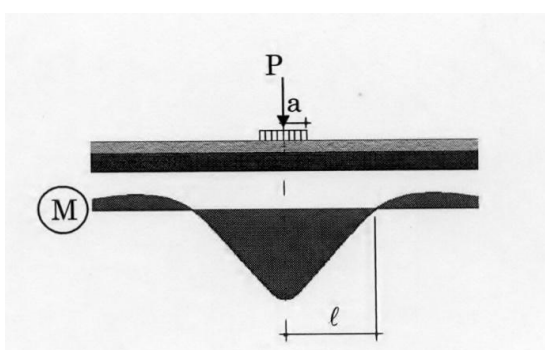


Figura 4.4 – Representação do raio de rigidez relativa (Oliveira, 2000)

Westergaard (1926) analisa três situações possíveis de carregamento sobre uma placa, com cargas aplicadas sobre uma área circular (cargas distribuídas) e pressões uniformes sob a roda: carga no canto da placa (*I*), carga no interior da placa (*II*) e carga na borda da placa (*III*) (Figura 4.5). Para a carga ser dita de interior ou de borda de placa, deve estar localizada a uma distância razoável do canto da placa. Para as deduções analíticas, Westergaard estabeleceu a hipótese de que a placa teria dimensões semi-infinitas.

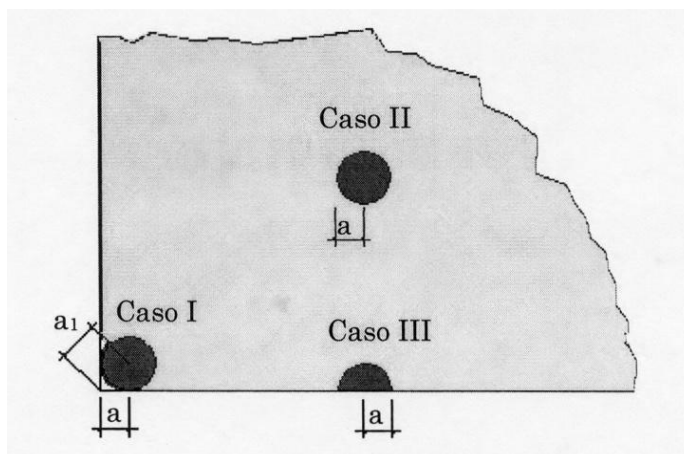


Figura 4.5 – Posições de configurações de carregamentos analisadas por Westergaard (1926) (Oliveira, 2000)

- Caso I - Carga no canto da placa:

Segundo Balbo (2009), a partir das aproximações estabelecidas por Goldbeck (1919) e Older (1924), aplicando o Método de Ritz, Westergaard chega a seguinte expressão para o cálculo de deflexões na vizinhança do canto:

$$\omega_c = \frac{P}{kl^2} \left(1,10e^{-\frac{x}{l}} - \frac{a_1}{l} 0,88e^{-\frac{2x}{l}} \right) \quad (4.15)$$

onde:

ω_c – deflexão máxima para carga no canto da placa;

P – carga aplicada;

k – módulo de reação do terreno de fundação (subleito);

l – raio de rigidez relativa, dada pela equação (4.14);

x – distância do ponto de aplicação da carga P ao canto da placa;

a_1 – distância indicada na Figura 4.5.

Para $x = 0$, a deflexão no canto resultaria, então:

$$\omega_c = \frac{P}{kl^2} \left(1,10 - 0,88 \frac{a_1}{l} \right) \quad (4.16)$$

onde:

ω_c – deflexão máxima para carga no canto da placa;

P – carga aplicada;

k – módulo de reação do terreno de fundação (subleito);

l – raio de rigidez relativa, dada pela equação (4.14);

a_1 – distância indicada na Figura 4.5.

O momento máximo ocorrerá aproximadamente à distância:

$$x_1 = 2\sqrt{a_1 l} \quad (4.17)$$

onde:

x_1 – distância na qual ocorrerá o momento fletor máximo;

a_1 – distância indicada na Figura 4.5;

l – raio de rigidez relativa, dada pela equação (4.14).

E será dado por:

$$M_c = -\frac{P}{2} \left[1 - \left(\frac{a_1}{l} \right)^{0,60} \right] \quad (4.18)$$

onde:

M_c – momento fletor máximo para carga no canto da placa;

P – carga aplicada;

a_1 – distância indicada na Figura 4.5;

l – raio de rigidez relativa, dada pela equação (4.14).

Como o módulo de inércia por unidade de comprimento na seção transversal – para L.N. (linha neutra) no centro – é $\frac{h^2}{6}$, a tensão de tração na flexão máxima na face superior, devida a força no canto é dada por:

$$\sigma_c = -\frac{3P}{h^2} \left[1 - \left(\frac{a_1}{l} \right)^{0,60} \right] \quad (4.19)$$

onde:

σ_c – tensão de tração na flexão máxima para carga no canto da placa;

P – carga aplicada;

h – espessura da placa de concreto;

a_1 – distância indicada na Figura 4.5;

l – raio de rigidez relativa, dada pela equação (4.14).

- Caso II - Carga no interior da placa:

Como a teoria clássica de placas isotrópicas não trata desse problema, Westergaard tomou por analogia as análises de Nadai (1909) para situações desse tipo sobre vigas e chegou a uma solução simplificada: correção do raio da área circular carregada para quando o raio da roda (a) fosse inferior a 1,724 vezes a espessura da placa (h). Então, o raio corrigido (b) para tais situações deve ser calculado pela expressão:

$$b = \sqrt{1,60a^2 + h^2} - 0,675h \quad (4.20)$$

onde:

b – raio corrigido da área carregada;

a – raio da área carregada;

h – espessura da placa de concreto.

Para uma carga uniformemente distribuída sobre uma pequena área de raio a , a deflexão no centro da placa resulta em:

$$\omega_i = \frac{P}{8kl^2} \left\{ 1 + \left(\frac{1}{2\pi} \right) \left[\ln \left(\frac{a}{2l} \right) + \gamma - \frac{5}{4} \right] \left(\frac{a}{l^2} \right) \right\} \quad (4.21)$$

onde:

ω_i – deflexão máxima para carga no interior da placa;

P – carga aplicada;

k – módulo de reação do terreno de fundação (subleito);

l – raio de rigidez relativa, dada pela equação (4.14);

a – raio da área carregada;

$\gamma = 0,5772156449$ – constante de Euler.

A tensão de tração na flexão na fibra inferior da placa para carga no interior encontrada por Westergaard é dada pela equação:

$$\sigma_i = \frac{3P(1 + \nu)}{2\pi h^2} \left[\ln\left(\frac{2l}{a}\right) + \frac{1}{2} - \gamma \right] \quad (4.22)$$

onde:

σ_i – tensão de tração na flexão máxima para carga no interior da placa;

P – carga aplicada;

ν – coeficiente de Poisson do concreto;

h – espessura da placa de concreto;

l – raio de rigidez relativa, dada pela equação (4.14);

a – raio da área carregada;

$\gamma = 0,5772156449$ – Constante de Euler.

Quando $a < 1,724 h$, substitui-se simplesmente a por b na equação (4.21), o que compensaria, segundo Balbo (2009), a negligência da teoria clássica de placas isotrópicas com relação às tensões de cisalhamento. Ainda, quando a carga for quadrada, sendo c o lado do quadrilátero, substitui-se em (4.21) o valor do raio a pelo valor do raio corrigido c' , dado pela equação:

$$c' = \frac{e^{\frac{\pi}{4}-1}}{\sqrt{2}} c \quad (4.23)$$

Conclui-se que:

- a dimensão da roda afeta a tensão resultante na placa;
- o valor de k pouco afeta, proporcionalmente, a tensão na placa;
- a resposta tensão em função da carga não é linear, pois depende de a (raio da roda);
- à medida que o raio da carga aumenta, diminui a tensão de tração na flexão.

Fundamentando-se na formulação de Westergaard, informa-se que o resultado de tensões, do ponto de vista da geometria do problema, não é linear. Assim, embora a teoria de fundo seja linear, não é possível assumir como absolutamente realista a hipótese de que as tensões aumentam na mesma proporção em que as cargas são incrementadas, o que resulta em superestimativa das tensões calculadas (Balbo, 2009).

De acordo com a solicitação da PCA, em 1939, Westergaard reanalisou a equação (4.22) para valores superiores ao raio de aplicação da carga (a), mantida a hipótese de que seu valor não fosse superior ao valor do raio de rigidez relativa (l). Nesse trabalho, onde a equação de placa em flexão é satisfeita, em suas condições de contorno, por uma função de Bessel de ordem zero (Hankel), a tensão suplementar a ser adicionada à equação (4.22) é:

$$\sigma_i = \frac{3P(1 + \nu)}{2\pi h^2} \left(\frac{a}{l}\right)^2 \frac{\pi}{32} \quad (4.24)$$

No resumo do referido artigo, o autor já relatava que essa reanálise não traria fatos novos, uma vez que tal tensão suplementar, na maioria dos casos, poderia ser simplesmente negligenciada, por ser muito pequena. Por sua vez, a deflexão no centro da placa deveria, nessa instância, ser calculada pela função:

$$\omega_i = \frac{P}{8kl^2} \left\{ 1 + \left[0,3665 \log_{10} \left(\frac{a}{l}\right) - 0,2174 \right] \left(\frac{a}{l}\right)^2 \right\} \quad (4.25)$$

- Caso III - Carga na borda da placa:

Para as cargas de borda, Westergaard (1926) analisou a situação da carga posicionada com seu centro sobre a junta, resultando na área de um semicírculo, suficientemente afastado do canto da placa. As equações para a deflexão máxima e a tensão de tração na flexão máxima na face inferior da placa sob a área carregada são, respectivamente:

$$\omega_b = \frac{P}{kl^2} (1 + 0,40\nu) \frac{1}{\sqrt{6}} \quad (4.26)$$

onde:

ω_b – deflexão máxima para carga na borda da placa;

P – carga aplicada;

k – módulo de reação do terreno de fundação (subleito);

l – raio de rigidez relativa, dada pela equação (4.14);

ν – coeficiente de Poisson do concreto.

$$\sigma_b = \frac{0,529P(1 + 0,54\nu)}{h^2} \left[\log_{10} \left(\frac{Eh^3}{ka^4} \right) - 0,710 \right] \quad (4.27)$$

onde:

σ_b – tensão de tração na flexão máxima para carga na borda da placa;

P – carga aplicada;

ν – coeficiente de Poisson do concreto;

h – espessura da placa de concreto;

E – módulo de elasticidade longitudinal do concreto (Módulo de Young);

k – módulo de reação do terreno de fundação (subleito);

a – raio da área carregada.

As seguintes condições e restrições aplicam-se às equações (4.26) e (4.27):

- i. na equação da deflexão ignorou-se a distribuição de carga;
- ii. para o caso de $a < 1,724 h$ (ocorrência de cisalhamento vertical), o valor do raio a deve ser substituído pelo valor do raio corrigido b (equação 4.20).

No entanto, de acordo com Ioannides et al. (1985) apud Balbo (2009) a equação original para o cálculo da tensão de tração na flexão para carga de borda apresentava fundamentação teórica errônea, o que levou Westergaard a considerar a necessidade de um estudo mais profundo e, posteriormente, a publicar um novo trabalho no ano de 1948, com rigorosa dedução teórica, resultando nas equações (4.28) e (4.29), aplicáveis para tensões resultantes de cargas uniformemente distribuídas em pequenas áreas circular e semicircular, respectivamente:

$$\sigma_{bc} = \frac{3P(1+\nu)}{\pi(3+\nu)h^2} \left[\ln \frac{Eh^3}{100ka^4} + 1,84 - \frac{4\nu}{3} + \frac{(1-\nu)}{2} + 1,18(1+2\nu) \left(\frac{a}{l} \right) \right] \quad (4.28)$$

$$\sigma_{b_{sc}} = \frac{3P(1+\nu)}{\pi(3+\nu)h^2} \left[\ln \frac{Eh^3}{100ka^4} + 3,84 - \frac{4\nu}{3} + \frac{1}{2}(1+2\nu) \left(\frac{a}{l} \right) \right] \quad (4.29)$$

onde:

σ_{bc} – tensão de tração na flexão máxima para carga uniformemente distribuída em área circular na borda da placa;

$\sigma_{b_{sc}}$ – tensão de tração na flexão máxima para carga uniformemente distribuída em área semicircular na borda da placa;

P – carga aplicada;

ν – coeficiente de Poisson do concreto;

h – espessura da placa de concreto;

E – módulo de elasticidade longitudinal do concreto (Módulo de Young);

k – módulo de reação do terreno de fundação (subleito);

a – raio da área carregada;

l – raio de rigidez relativa, dada pela equação (4.14).

As correspondentes equações (4.30) e (4.31) para o cômputo das deflexões para carga de borda propostas por Westergaard (1948) para carga uniformemente distribuída em área circular e semicircular são, respectivamente:

$$\omega_{bc} = \frac{P\sqrt{2+1,20\nu}}{\sqrt{Eh^3k}} \left[1 - (0,760 + 0,40\nu) \left(\frac{a}{l} \right) \right] \quad (4.30)$$

$$\omega_{b_{sc}} = \frac{P\sqrt{2+1,20\nu}}{\sqrt{Eh^3k}} \left[1 - (0,323 + 0,170\nu) \left(\frac{a}{l} \right) \right] \quad (4.31)$$

onde:

ω_{bc} – deflexão máxima para carga uniformemente distribuída em área circular na borda da placa;

$\omega_{b_{sc}}$ – deflexão máxima para carga uniformemente distribuída em área semicircular na borda da placa;

P – carga aplicada;

ν – coeficiente de Poisson do concreto;

E – módulo de elasticidade longitudinal do concreto (Módulo de Young);

h – espessura da placa de concreto;

k – módulo de reação do terreno de fundação (subleito);

a – raio da área carregada;

l – raio de rigidez relativa, dada pela equação (4.14).

4.3.3 Modelo analítico de Bradbury – Determinação de tensões de empenamento

O empenamento é uma alteração que tende a ocorrer na forma das placas do pavimento, devida ao gradiente de temperatura na sua espessura. Durante o dia, o sol aquece a face superior do pavimento numa velocidade maior que as camadas inferiores, portanto as fibras externas tendem a se dilatarem mais que as fibras internas, buscando a configuração da Figura 4.6 (a). Durante a noite, a placa vai perdendo o calor absorvido. A fibra superior alcança a temperatura mais baixa, antes das demais e tenta se retrair, provocando a tendência de configuração ilustrada na Figura 4.6 (b) (Oliveira, 2000).

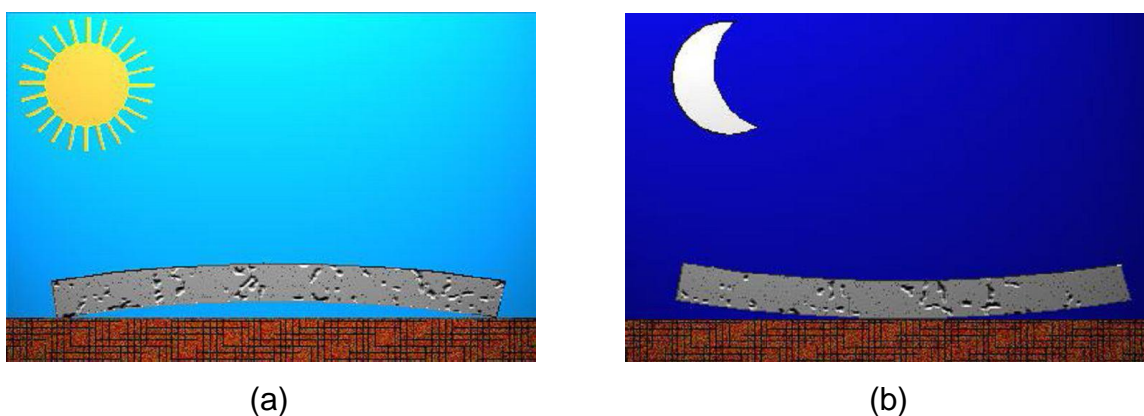


Figura 4.6 – Empenamento da placa de concreto: Variação dia/noite (Oliveira, 2000)

O impedimento de que essas deformações ocorram, devido ao peso próprio, provoca, durante o dia, tensões de tração na fibra inferior e de compressão na superior. No período da noite, ocorre o inverso, isto é, compressão na fibra inferior e tração na fibra superior. Desta maneira, durante o dia há uma soma dos esforços

introduzidos pelo tráfego com as tensões induzidas pelo empenamento da placa. Durante a noite, os dois efeitos se subtraem (Oliveira, 2000).

Segundo Oliveira (2000), Bradbury (1938) considerou uma laje retangular, de lados l_x e l_y e espessura h , e apresentou equações para o cálculo das tensões de empenamento, durante o dia (situação mais desfavorável). A rigor as tensões de empenamento deveriam ser combinadas às tensões devidas ao tráfego, no dimensionamento de pavimentos.

Embora a modelagem de tensões motivadas por empenamento seja comumente atribuída a Bradbury (1938), convém ressaltar que esse autor simplesmente reescreveu a equação proposta por Westergaard, empregando coeficientes (“de Bradbury”) para a solução do modelo de Westergaard de forma gráfica (Bradbury simulou diversas larguras de fatias de placa, espessuras e módulos de reação do subleito) (Balbo, 2009).

Assim, as equações apresentadas por Bradbury são:

- Tensão na borda da placa:

$$\sigma_{x,b} = \frac{C_x E \alpha \Delta T}{2} \quad (4.32)$$

- Tensão no interior da placa:

$$\sigma_{x,i} = \frac{E \alpha \Delta T}{2(1 - \nu^2)} (C_x + \nu C_y) \quad (4.33)$$

$$\sigma_{y,i} = \frac{E \alpha \Delta T}{2(1 - \nu^2)} (C_y + \nu C_x) \quad (4.34)$$

onde:

$\sigma_{x,b}$ – tensão de tração na borda da placa, devida ao empenamento;

$\sigma_{x,i}$ – tensão de tração no interior da placa, na direção do comprimento;

$\sigma_{y,i}$ – tensão de tração no interior da placa, na direção da largura;

C_x e C_y – coeficientes de tensão de Bradbury (determinados através do gráfico da Figura 4.7);

α – coeficiente de dilatação térmica do concreto;

ΔT – gradiente de temperatura.

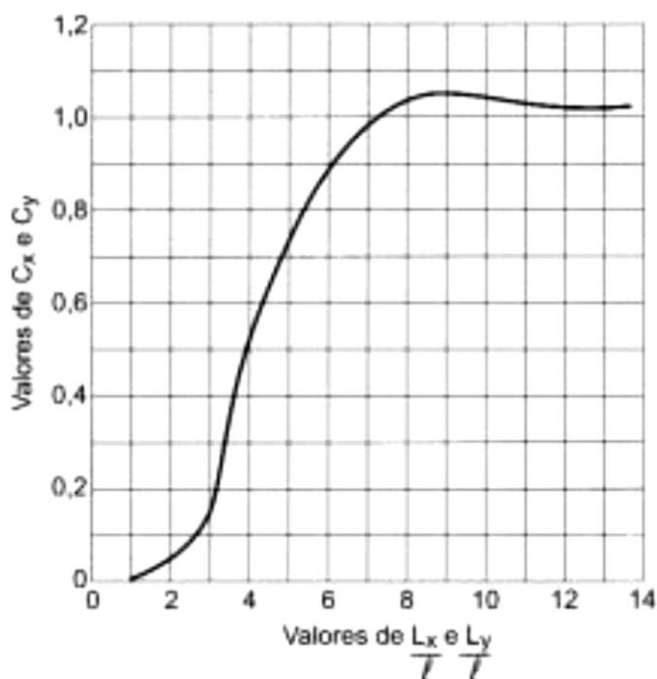


Figura 4.7 – Valores dos coeficientes de tensão C_x e C_y de Bradbury (Rodrigues et al., 2006)

4.4 Métodos de dimensionamento para pisos industriais de concreto

4.4.1 Método de dimensionamento para pisos industriais de concreto simples e com armadura distribuída

4.4.1.1 Método da PCA (Portland Cement Association) – Packard (1976)

De acordo com Oliveira (2000), o método da PCA (*Portland Cement Association*), apresentado por Packard em 1976, é derivado de métodos utilizados para dimensionar pavimentos rodoviários e aeroportuários. Apesar disto, vale ressaltar que, a configuração das forças que solicitam os pisos industriais é muito diferente dos carregamentos rodoviários e aeroportuários.

O método da PCA – Packard (1976) é, constantemente, aplicado até os dias atuais no dimensionamento de pisos industriais de concreto simples e com armadura distribuída (sem função estrutural), devido à facilidade de emprego, simplicidade das

tabelas e gráficos e eficácia, largamente comprovada por diversos autores ao longo dos anos (Rodrigues e Cassaro, 1999).

O método da PCA (*Packard, 1976*) fornece ábacos para o dimensionamento da espessura das placas, onde as tensões foram determinadas com auxílio de um *software* – *Computer Program for Airport Pavement Design (Packard, 1967)*, cujas especificações de projeto consistiam em módulo de elasticidade do concreto igual a 28.000 MPa e o coeficiente de Poisson igual a 0,15 (Oliveira, 2000). Porém, de acordo com Oliveira (2000) apud Packard (1976), a influência do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson nos valores das tensões é muito pequena.

Neste método, adotou-se a hipótese de que as cargas atuam no interior da placa de concreto, isto é, não são consideradas bordas livres. Na prática, isto significa que é obrigatório o emprego de mecanismos de transferência nas juntas, tanto nas de construção quanto nas serradas (Rodrigues e Cassaro, 1999). Caso haja carregamento nas bordas da placa, deve-se aumentar a espessura calculada de 20 a 25% (Oliveira, 2000).

As tensões devidas às variações térmicas e retrações foram desprezadas. Vale ressaltar que, exceto em pavimentos estruturalmente armados, as tensões devidas à retração equivalem a um terço ou metade da tensão calculada (Packard, 1976 apud Oliveira, 2000).

Destaca-se, segundo Oliveira (2000), que os ábacos apresentados pelo método da PCA (*Packard, 1976*) são limitados, pois não abrangem forças muito elevadas.

- Cargas Móveis - Empilhadeiras

O tipo mais comum de veículo a trafegar em um piso industrial é a empilhadeira, que, pela sua frequência de solicitação e cargas de eixo, acaba por superar as solicitações de eventual trânsito de caminhões (Rodrigues e Cassaro, 1999).

A empilhadeira é um veículo que possui dois eixos – dianteiro e traseiro. Para efeitos de dimensionamento, o eixo traseiro é considerado apenas como direcional, já que no momento de solicitação máxima de carga, praticamente, toda ela se concentrará no eixo dianteiro do veículo (Rodrigues e Cassaro, 1999).

As empilhadeiras podem ser dotadas de rodames pneumáticos, pneus preenchidos com espuma ou rodas rígidas de aço revestidas com poliuretano ou outro plástico de dureza elevada; este mesmo tipo de rodame equipa as paleteiras elétricas (Rodrigues et al., 2006).

A identificação do tipo de rodagem, além de importante no dimensionamento, é fundamental para orientação do projeto geométrico, isto é, posicionamento das juntas (Chodounsky e Viecili, 2007).

Para o dimensionamento dos pisos industriais deste trabalho serão adotadas as empilhadeiras de rodagem simples com rodames pneumáticos. Essas podem ter eixo com rodagem simples (Figura 4.8 e 4.9 (a)) ou eixo com rodagem dupla (Figuras 4.8 e 4.9 (b)).

As empilhadeiras enquadram-se dentro das cargas concentradas, visto que sua carga é transferida ao piso através de apoios discretos representados pelas rodas, cuja área de contato com o piso pode ser bastante reduzida (Chodounsky e Viecili, 2007).

Outro fator que agrega esforço ao piso industrial é, em geral, a pequena distância entre as rodas do eixo mais carregado, aproximadamente 1,00 (um) metro, podendo haver superposição das cargas individuais dos pontos de apoio (Rodrigues e Cassaro, 1999).

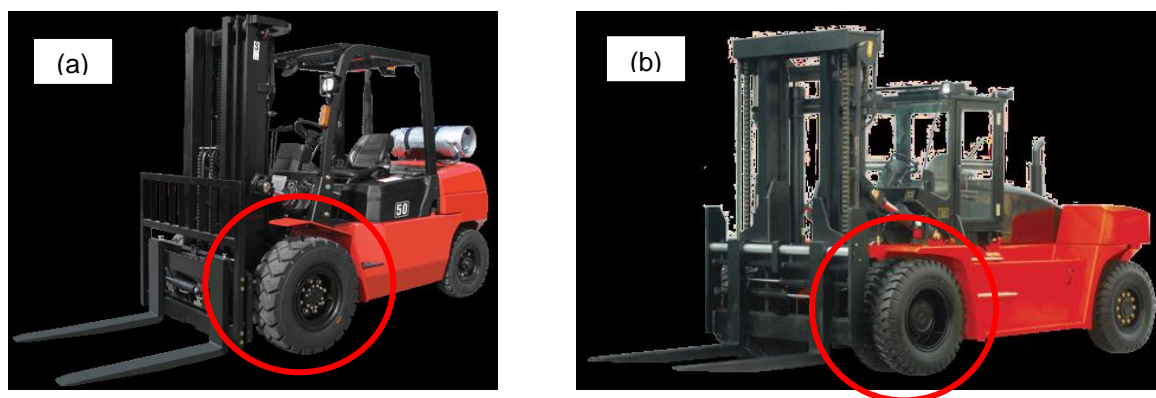


Figura 4.8 – Empilhadeiras dotadas de rodames pneumáticos: Eixo de rodagem simples (a); Eixo de rodagem dupla (b)

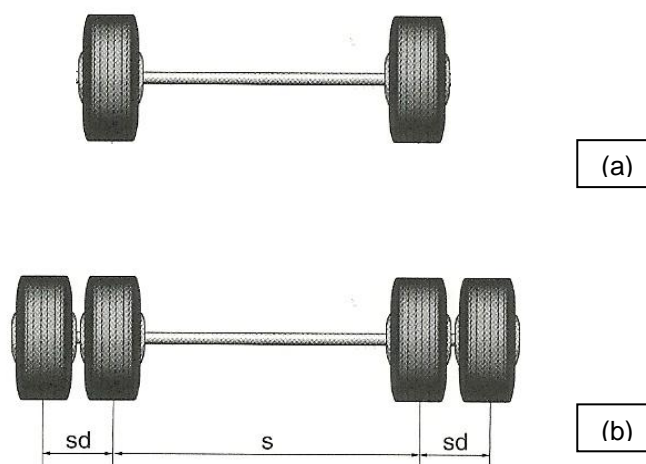


Figura 4.9 – Eixo de rodagem simples (a) e Eixo de rodagem dupla (b) (Rodrigues *et al.*, 2006)

Conforme mencionado anteriormente, o dimensionamento dos pisos industriais de concreto simples e com armadura distribuída pelo método da PCA – *Packard* (1976) é conduzido por meio de ábacos que para serem empregados requerem o conhecimento dos seguintes parâmetros:

- P - carga do eixo mais carregado (consiste na soma do peso próprio da empilhadeira mais a sua carga útil) [kN];
- $F.S.$ - fator de segurança (deve-se estimar o número de solicitações);
- Tipo de rodagem (simples ou dupla);
- s e/ou s_d - distância entre rodas [m];
- q - pressão de enchimento dos pneus [MPa];
- $f_{ctM,k}$ - resistência à tração na flexão (módulo de ruptura) do concreto [kPa];
- k - módulo de reação do terreno de fundação (subleito) [MPa/m].

A carga no eixo crítico e o tipo de rodagem são fáceis de obter, normalmente, encontra-se nos catálogos de especificações das empilhadeiras. Já a pressão de enchimento dos pneus ou a área de contato das rodas com o piso são mais difíceis, sendo os seus valores frequentemente estimados pelos projetistas.

O método de dimensionamento da PCA apresentado por *Packard* (1976) é efetuado conforme o roteiro apresentado a seguir.

Primeiramente, calcula-se a área de contato efetiva dos pneus (A).

$$A = 10 \times \frac{P_r}{q} \quad (4.35)$$

onde:

A – área de contato efetiva dos pneus [cm^2];

P_r - carga atuante em uma roda [N];

q - pressão de enchimento dos pneus [kPa].

Observação: Quando a pressão de enchimento dos pneus for desconhecida, Rodrigues e Cassaro (1999) recomendam adotar 0,70 MPa. No caso de empilhadeiras com rodas rígidas, pode-se empregar pressões de enchimento iguais ou superiores a 1,75 MPa.

Sendo:

$$P_r = \frac{P}{\text{número de rodas}} \quad (4.36)$$

onde:

P_r – carga atuante em uma roda [N];

P – carga do eixo mais carregado [N].

Observação: Quando a área de contato efetiva dos pneus (A) calculada é inferior a 600 cm^2 , deve-se fazer uma correção utilizando o ábaco - *Área de contato da carga concentrada*, Figura A.5 (Anexo A) - de modo a obter um novo valor (A'). Inicialmente, deve-se arbitrar uma espessura (h) a ser verificada posteriormente. Segundo Packard (1976) apud Oliveira (2000), verifica-se que a correção é mais significativa para as maiores espessuras de placas. Ainda, de acordo com Packard (1976) apud Oliveira (2000) a razão para essa correção é que as tensões em placas para áreas de contato muito pequenas são superestimadas, quando determinadas pela teoria convencional.

A seguir, calcula-se a tensão de trabalho (Q).

O método de dimensionamento da PCA apresentado por *Packard* (1976) prevê uma redução na resistência característica à tração na flexão do concreto ($f_{ctM,k}$) devido ao efeito da fadiga. A Tabela 4.1 fornece os valores dos fatores de segurança ($F.S.$) em função da frequência dos carregamentos móveis (número de repetições).

Quando não for possível definir a frequência dos carregamentos móveis ao longo da vida útil do piso industrial, usualmente, adota-se um fator de segurança entre 1,70 e 2,00; sendo que esta escala de valores deve ser empregada quando se tem frequência elevada de utilização ou cargas elevadas (Rodrigues e Cassaro, 1999).

Tabela 4.1 – Fadiga do concreto x Fator de segurança (Rodrigues e Cassaro, 1999)

N.º de solicitações	F.S.	N.º de solicitações	F.S.
Ilimitadas	2,00	130.000	1,81
400.000	1,96	100.000	1,78
300.000	1,92	75.000	1,75
240.000	1,89	57.000	1,72
180.000	1,85	42.000	1,70

O critério de fadiga adotado é equivalente ao critério adotado pelo método da PCA (1966), para dimensionamento dos pavimentos rodoviários de concreto e, consiste no cálculo da tensão de tração admissível do concreto (σ_{adm}):

$$\sigma_{adm} = \frac{f_{ctM,k}}{F.S.} \quad (4.37)$$

onde:

σ_{adm} - tensão de tração admissível do concreto [kPa];

$f_{ctM,k}$ - resistência à tração na flexão (módulo de ruptura) do concreto [kPa].

$F.S.$ - fator de segurança devido à fadiga.

Por fim, *Packard* (1976) define tensão de trabalho:

$$Q = \frac{\sigma_{adm}}{P} \quad (4.38)$$

onde:

Q – tensão de trabalho [Pa/N];

σ_{adm} - tensão de tração admissível do concreto [kPa];

P - carga do eixo mais carregado [kN].

Para o dimensionamento da espessura (h) de pisos industriais de concreto simples e com armadura distribuída, quando submetidos às ações de empilhadeiras com eixo de rodagem simples, utiliza-se o ábaco – *Dimensionamento da espessura (h) para o tráfego de empilhadeiras de rodagem simples*, apresentado na Figura A.6 (Anexo A), sendo os parâmetros de entrada:

- Q - tensão de trabalho [Pa/N];
- s - espaçamento entre as rodas [cm];
- A ou A' – área de contato efetiva dos pneus [cm²];
- k – módulo de reação do terreno de fundação (subleito) [MPa/m].

Já, o eixo de rodagem dupla provoca tensões inferiores se comparado com um eixo de rodagem simples com a mesma carga (Oliveira, 2000). Logo, ao adotar empilhadeiras com eixo de rodagem dupla, deve-se utilizar os ábacos - *Fator de redução de carga* (Figura A.7) e *Dimensionamento da espessura (h) para o tráfego de empilhadeiras de rodagem simples* (Figura A.6), ambas apresentadas no Anexo A. O ábaco apresentado pela Figura A.7 permite determinar o fator de redução de carga ($F.R.$), minorando a carga do eixo (P_{cor}) que, posteriormente, será utilizada no cálculo da tensão de trabalho (Q_{cor}). Neste caso, inicialmente, deve-se arbitrar uma espessura (h) para a placa de concreto. Caso a espessura obtida seja diferente da arbitrada, uma nova tentativa deverá ser feita.

$$P_{cor} = F.R. \times P \quad (4.39)$$

Daí, tem-se:

$$Q_{cor} = \frac{\sigma_{adm}}{P_{cor}} \quad (4.40)$$

onde:

Q_{cor} – tensão de trabalho minorada [Pa/N];

σ_{adm} - tensão de tração admissível do concreto [kPa];

P_{cor} - carga do eixo mais carregado minorada [kN].

- Cargas Estáticas

a) Carregamento de montantes de prateleiras (Cargas concentradas)

Atualmente, nos setores industriais, a tendência é o uso de sistemas de armazenagem vertical, aproveitando-se ao máximo o volume da área de estocagem e o emprego dos sistemas denominados porta paletes, que nada mais são do que estantes onde os produtos paletizados são posicionados.

Dentre os sistemas de estanterias disponíveis, tem-se desde o mais simples, que é o porta paletes convencional, formado por duas estanterias posicionadas uma de costa para outra e alimentadas por corredores frontais; sistema *drive-in*, no qual a empilhadeira trafega no interior da estanteria, cujos montantes estão afastados entre si cerca de 1,20 m; sistema *push-back*, no qual a alimentação é frontal, sendo possíveis diversas profundidades de estocagem e o transelevador, cuja estrutura da estanteria suporta tanto a cobertura como o fechamento lateral (Rodrigues et al., 2006).



Figura 4.10 – Estoque de paletes em estanterias (Revista *Logweb*, 2010)

Segundo Chodounsky e Viecili (2007), as cargas concentradas, também denominadas por alguns autores como cargas de montantes de prateleiras,

produzem esforços mais críticos na face inferior da placa de concreto (momento positivo). O piso pode ser dimensionado considerando a seção não fissurada, com o concreto resistindo aos esforços provenientes do carregamento (concreto simples), ou considerando a seção fissurada, dispondo-se de armadura inferior para resistir aos esforços solicitantes (concreto estruturalmente armado).

Embora os esforços de carga pontual sejam determinantes no dimensionamento de pisos industriais, é sempre importante verificar, no caso de estanterias, a ação do carregamento em camadas abaixo do subleito, onde podemos considerar a deformação do terreno de fundação e que irá se refletir nas placas de concreto (Rodrigues et al., 2006).

Para o dimensionamento do piso industrial são necessários os seguintes dados:

- x - menor espaçamento entre os montantes [cm];
- y - maior espaçamento entre os montantes [cm];
- A_{mont} ou A_{mont}' - área de contato da carga concentrada ou área de contato efetiva da carga concentrada corrigida da placa de apoio dos montantes [cm²];
- P_{mont} - peso do montante [N];
- $f_{ctM,k}$ - resistência à tração na flexão (módulo de ruptura) do concreto [kPa].
- k - módulo de reação do terreno de fundação (subleito) [MPa/m];
- $F.S.$ - fator de segurança.

De posse dos elementos apresentados, segue-se o dimensionamento da espessura (h) das placas de concreto.

Primeiramente, calcula-se a tensão de tração admissível do concreto.

Quanto ao fator de segurança ($F.S.$) a ser adotado, segundo Oliveira (2000) apud *Packard* (1976), devido à deformação lenta do concreto e o desconhecimento do *layout* de utilização das áreas de estocagem, recomenda-se a adoção de valores que variam entre 2,00 e 5,00. Os montantes podem ser apoiados próximos às juntas (bordas das placas), produzindo esforços superiores em até 50% aos produzidos no interior das placas, dependendo do grau de transferência de carga.

$$\sigma_{adm} = \frac{f_{ctM,k}}{F.S.} \quad (4.40)$$

onde:

σ_{adm} - tensão de tração admissível do concreto [kPa];

$f_{ctM,k}$ - resistência à tração na flexão (módulo de ruptura) do concreto [kPa];

$F.S.$ – fator de segurança devido à fadiga.

E, a seguir, a tensão de trabalho, segundo *Packard* (1976).

$$Q_{mont} = \frac{\sigma_{adm}}{P_{mont}} \quad (4.41)$$

onde:

Q_{mont} – tensão de trabalho [Pa/N];

σ_{adm} - tensão de tração admissível do concreto [kPa];

P_{mont} - peso do montante [kN].

Por fim, com os valores: x , y , A_{mont} ou A_{mont}' , Q_{mont} e k ; obtêm-se a espessura da placa (h) ao consultar os ábacos – *Dimensionamento da espessura (h) para cargas de montantes de prateleiras*, Figura A.8 a A.10 (Anexo A), em função do módulo de reação (k) ou, ainda, CBR (%) da fundação.

Após o dimensionamento da espessura da placa de concreto, deve-se fazer as verificações da tensão de apoio e da punção.

Packard (1976) apud Oliveira (2000) recomenda que a verificação da tensão de apoio siga o roteiro apresentado abaixo.

- Cálculo da tensão de apoio:

$$\sigma_{apoio} = \frac{P_{mont}}{A_{mont}} \quad (4.42)$$

onde:

σ_{apoio} – tensão normal de apoio [MPa];

P_{mont} – peso do montante [kN];

A_{mont} - área dos apoios [cm²].

- Verificação da tensão normal de apoio para forças no interior da placa:

$$\sigma_{\text{apoio,adm,i}} \leq 4,20 \times f_{ctM,k} \quad (4.43)$$

onde:

$\sigma_{\text{apoio,adm,i}}$ – tensão normal admissível de apoio para forças no interior da placa [MPa];

$f_{ctM,k}$ - resistência à tração na flexão (módulo de ruptura) do concreto [kPa].

Isto é, *Packard* (1976) recomenda que a tensão de contato entre a área de apoio e a placa seja inferior a 4,20 vezes a resistência à tração na flexão ou módulo de ruptura do concreto ($f_{ctM,k}$) para forças atuantes no interior da placa (Oliveira, 2000).

- Verificação da tensão normal de apoio para forças de borda ou de canto:

$$\sigma_{\text{apoio,adm,b}} \leq 2,10 \times f_{ctM,k} \quad (4.44)$$

onde:

$\sigma_{\text{apoio,adm,b}}$ – tensão normal admissível de apoio para forças de borda ou de canto da placa [MPa];

$f_{ctM,k}$ - resistência à tração na flexão (módulo de ruptura) do concreto [kPa].

Isto é, *Packard* (1976) recomenda que a tensão de contato entre a área de apoio e a placa seja inferior a 2,10 vezes a resistência à tração na flexão ou módulo de ruptura do concreto ($f_{ctM,k}$) para forças atuantes na borda ou no canto da placa (Oliveira, 2000).

Segundo Melges (1995) apud Oliveira (2000), o fenômeno da punção de uma placa é basicamente a sua perfuração devida às altas tensões de cisalhamento, provocadas por forças concentradas ou agindo em pequenas áreas, sendo sua ruína do tipo frágil. No caso dos pisos industriais de concreto, há duas formas de evitar a ruptura por puncionamento:

- Aumentar a área de apoio (A_{mont});

- Aumentar a espessura do piso (h_{mont}).

De acordo com Packard (1973) apud Oliveira (2000), a tensão de cisalhamento, devida aos esforços de puncionamento, não devem ser superiores a 0,270 vezes a resistência à tração na flexão ou módulo de ruptura do concreto ($f_{ctM,k}$) que consiste na tensão cisalhante admissível. Logo:

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u \times d} \quad (4.45)$$

onde:

τ_{sd} - tensão cisalhante atuante de cálculo [kPa];

F_{sd} - força atuante de cálculo [kN];

u - perímetro crítico [m];

d - altura útil da seção transversal de concreto [m].

$$\tau_{adm} \leq 0,270 \times f_{ctM,k} \quad (4.46)$$

b) Carregamento uniformemente distribuído

No setor industrial, a disposição direta sobre o piso é a forma mais simples de estocar mercadorias, trata-se do carregamento uniformemente distribuído. Geralmente, distribui-se o estoque em grandes áreas, intercaladas com áreas descarregadas que são denominadas corredores de acesso e servem para a movimentação das mercadorias, conforme ilustra a Figura 4.11.

Segundo Rodrigues et al. (2006), sob o ponto de vista exclusivamente técnico, uma carga uniformemente distribuída, refere-se a um tipo de carregamento no qual não existem cargas pontuais, lineares e/ou outras configurações.

Na prática, exemplifica-se os carregamentos uniformemente distribuídos através do estoque de paletes dispostos diretamente sobre os pisos, materiais a granel (grãos, madeira, etc.), bobinas de papel (quando colocadas em pé), materiais em *big bags* entre outros (Chodounsky e Viecili, 2007).



Figura 4.11 – Estoque de paletes diretamente sobre o piso (Revista *Logweb*, 2010)

A carga sobre o piso é determinada pela altura da pilha de estocagem. Para que haja estabilidade, dificilmente, a altura atinge 9,00 metros ficando, na maioria dos casos, muito abaixo disso. Pode-se ter cargas uniformemente distribuídas da ordem de 10,00 a 20,00 tf/m², mas nas situações usuais, essas cargas não ultrapassam 3,00 ou 4,00 tf/m² (Chodounsky e Viecili, 2007).

Normalmente, ao se dimensionar os pisos industriais de concreto para carregamentos uniformemente distribuídos, considera-se a configuração que conduz a condição mais desfavorável, uma vez que neste tipo de carregamento existe grande facilidade de modificação do *layout*, pois não há transtornos ao desmontar e montar a estrutura de porta paletes.

O cálculo da espessura do piso para cargas uniformemente distribuídas é realizado com base na resistência à tração na flexão do concreto ($f_{ctk,M}$) ou, quando as tensões superam a tensão admissível do concreto (σ_{adm}), no emprego de armadura posicionada próximo à face superior da placa Chodounsky e Viecili (2007).

Desse modo, de acordo com Chodounsky e Viecili (2007) é possível que a armadura superior tenha função estrutural, desde que seja devidamente dimensionada. O conhecimento deste detalhe é particularmente importante, pois as fissuras resultantes deste tipo de carregamento ocorrem no centro da faixa descarregada, isto é, no corredor e, podem ter aberturas significativas e, quando expostas ao tráfego constante das empilhadeiras, acelera-se o processo de degradação conhecido como esborcinamento.

Conforme mencionado anteriormente, a carga distribuída gera um momento negativo nos corredores que suplanta os momentos positivos que ocorrem sob a

placa, os quais são muito inferiores aos produzidos por cargas móveis ou pontuais e, por este motivo, são desprezados.

O momento negativo não é função apenas do carregamento e das características elásticas do terreno de fundação, mas também da largura do corredor (Rodrigues et al., 2006). Quando o carregamento ocorre, o terreno de fundação experimenta uma deformação, fazendo com que haja uma mudança da curvatura da linha elástica da placa na área descarregada, gerando o momento negativo no corredor, situado a uma distância próxima a 1,10 vezes o raio de rigidez (l) do término da área carregada (Farny, 2001 apud Rodrigues et al., 2006).

A Figura 4.12 apresenta as fissuras decorrentes do momento negativo no corredor de um piso industrial.



Figura 4.12 – Carga uniformemente distribuída: Momento negativo no corredor (Rodrigues, s.d.)

Portanto, à medida que o corredor vai se estreitando, ocorre à superposição dos momentos negativos e esta será máxima para $L = 2,20 l$; nesta condição, a capacidade do piso será, segundo Packard (1976) apud Rodrigues et al. (2006):

$$C_{adm} = 1,03 \times \sigma_{adm} \times \sqrt{h \times k} \quad (4.46)$$

onde:

C_{adm} – carga uniformemente distribuída admissível [kN/m²];

σ_{adm} – tensão de tração admissível do concreto [kPa];

h – espessura da placa de concreto [cm];

k – módulo de reação do terreno de fundação (subleito) [MPa/m].

Corredores com largura de $L = 2,20$ l são raros, pois impõem faixas muito estreitas, já que nossos pisos apresentam raios de rigidez variando entre 0,50 m a 0,80 m. Para corredores mais largos, pode-se empregar os valores fornecidos pela Tabela A.3 (Anexo A) (Farny, 2001 apud Rodrigues et al., 2006).

Outra ação que deve ser considerada é a deformação do terreno de fundação sob ação de cargas permanentes ou de elevada duração, caso típico do carregamento aqui tratado, mas que foge do escopo deste trabalho. Cargas elevadas, por exemplo, acima de 6,00 tf/m², deveriam ser analisadas sob este ângulo, sendo recomendada a consultoria de um engenheiro geotécnico, mas lembrando de que as deformações admissíveis para fundação (da ordem de milímetros) normalmente provocam momentos fletores muito elevados nos corredores (Rodrigues et al., 2006).

Por este motivo, pode ser útil à execução de provas de carga com placas circulares a fim de determinar as deformações plásticas e elásticas que irão ocorrer sob a ação do carregamento previsto (Rodrigues et al., 2006).

4.4.1.2 Dimensionamento da armadura de retração ($A_{s,ret}$)

Segundo Rodrigues et al. (2006), o cálculo da área de aço da armadura de retração pode ser feito por meio de diversos procedimentos como, por exemplo, a *drag equation* - que leva em consideração o atrito gerado entre a placa de concreto e a sub-base; o do *momento equivalente* - que estabelece uma taxa de armadura tal que o momento negativo resistente seja igual ao da seção íntegra do concreto (sendo este conceito importante quando há cargas uniformemente distribuídas elevadas, fazendo com que eventuais fissuras possam apresentar aberturas indesejáveis) e o *critério da não ocorrência de fissuras visíveis* – que impõe com base em critérios experimentais taxas elevadas de armadura, da ordem de 1,00%. Há ainda outros critérios que acabam conduzindo a taxas de armadura variando de

0,80% até o limite superior citado (Rodrigues et al., 2006 apud WRI, 1996). De fato, nenhum deles impede a ocorrência de fissuras, mas simplesmente as tornam tão fechadas e, conseqüentemente, pouco visíveis.

No Brasil, a *drag equation* acabou ganhando muita popularidade em função da sua forma simples, bastante conceitual e com ótimos resultados na prática, podendo ser expressa como (Rodrigues et al., 2006):

$$A_{s,ret} = \frac{f \times \gamma_{concreto} \times L \times W \times h}{2\sigma_s} \quad (4.47)$$

onde:

$A_{s,ret}$ – área de aço da armadura de retração;

$\gamma_{concreto}$ – peso específico do concreto;

σ_s – tensão admissível do aço, igual a 2/3 da tensão de escoamento do aço;

f – coeficiente de atrito entre a sub-base e a placa de concreto, que pode assumir os valores apresentados a seguir na Figura 4.13 (no Brasil, geralmente, os projetistas adotam valores entre 1,50 e 2,00);

L – comprimento da placa de concreto;

W – largura da placa de concreto;

h – espessura da placa de concreto.

Considerando que o peso específico do concreto armado seja 25,00 kN/m³, a fórmula para as telas soldadas (CA – 60), para largura de um metro, pode ser escrita simplificadaamente:

$$CA - 60: A_{s,ret} = \frac{f \times L \times h}{333} \quad (4.48)$$

Observação: No caso, basta empregar o comprimento da placa em metros e a espessura em centímetros para obter a seção de aço em cm²/m.

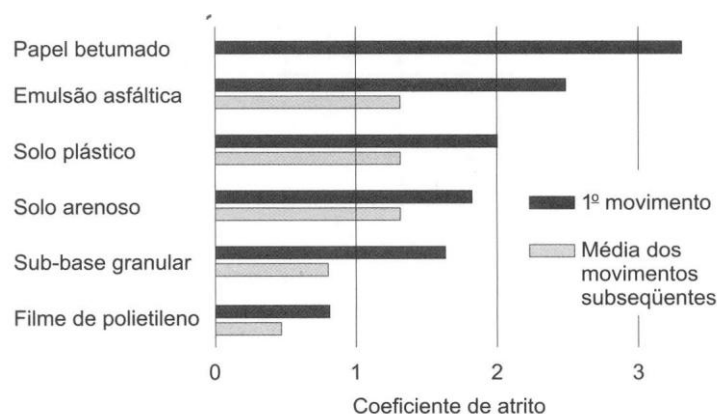


Figura 4.13 – Coeficientes de atrito para diversas condições de apoio
(Rodrigues et al., 2006)

Entretanto, segundo Rodrigues et al. (2006), a *drag equation* pode apresentar algumas limitações como, por exemplo, taxas de armadura muito baixa e que tornariam difícil o correto posicionamento da armadura em função do baixo diâmetro dos fios. Por isso, algumas medidas complementares poderiam ser estabelecidas, como o emprego de taxas superiores a 0,10% da seção de concreto e a utilização somente de telas fornecidas em painéis (Rodrigues et al., 2006).

Outro procedimento usual é o cálculo da área de aço da armadura de retração através da equação apresentada por Packard (1973) (Oliveira, 2000):

$$A_{s,ret} = \frac{f \times \gamma_{concreto} \times h \times L}{2 \times 0,75 \times f_{yk}} \quad (4.49)$$

onde:

$A_{s,ret}$ – área de aço da armadura de retração;

$\gamma_{concreto}$ – peso específico do concreto;

f_{yk} – resistência característica do aço;

f – coeficiente de atrito entre a sub-base e a placa de concreto, que pode assumir os valores apresentados na Figura 4.13 (no Brasil, geralmente, os projetistas adotam valores entre 1,50 e 2,00);

L – comprimento da placa de concreto;

h – espessura da placa de concreto.

Já Rodrigues e Cassaro (1999), de acordo com Oliveira (2000), adotam a resistência de cálculo do aço (f_{yd}) igual a 2/3 da tensão de escoamento. Dessa forma, a área de aço da armadura de retração é dada por:

$$A_{s,ret} = \frac{f \times \gamma_{concreto} \times h \times L}{2 \times \frac{2}{3} \times f_{yk}} \quad (4.50)$$

onde:

$A_{s,ret}$ – área de aço da armadura de retração;

$\gamma_{concreto}$ – peso específico do concreto;

f_{yk} – resistência característica do aço;

f – coeficiente de atrito entre a sub-base e a placa de concreto, que pode assumir os valores apresentados na Figura 4.13 (no Brasil, geralmente, os projetistas adotam valores entre 1,50 e 2,00);

L – comprimento da placa de concreto;

h – espessura da placa de concreto.

Segundo a ABNT NBR 6118:2007, a área de aço da armadura de retração é determinada por:

$$A_{s,ret} = \frac{1,20 \times f \times \gamma_{concreto} \times h \times L}{2 \times \frac{f_{yk}}{1,15}} \quad (4.51)$$

onde:

$A_{s,ret}$ – área de aço da armadura de retração;

1,20 – coeficiente de majoração do fenômeno da retração;

$\gamma_{concreto}$ – peso específico do concreto;

f_{yk} – resistência característica do aço;

f – coeficiente de atrito entre a sub-base e a placa de concreto, que pode assumir os valores apresentados na Figura 4.13 (no Brasil, geralmente, os projetistas adotam valores entre 1,50 e 2,00);

L – comprimento da placa de concreto;

h – espessura da placa de concreto.

Ainda de acordo com a ABNT NBR 6118:2007, quando a peça de concreto armado é dimensionada no Estado Limite Último (ELU), a resistência de cálculo do aço é determinada por:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (4.52)$$

onde:

f_{yd} – resistência de cálculo do aço [MPa];

f_{yk} – resistência característica do aço [MPa];

γ_s – coeficiente de segurança do aço (geralmente, adota-se: 1,15).

4.4.1.3 Método de dimensionamento para pisos industriais de concreto estruturalmente armado

De acordo com Rodrigues et al. (2006), os pisos industriais de concreto estruturalmente armado devem ser adotados sempre que as tensões de tração na flexão observadas no concreto forem superiores à admissível de modo a garantir um desempenho adequado e durabilidade compatível com a estrutura do piso.

Em função da sua elevada capacidade resistente, os pisos industriais estruturalmente armado são usualmente empregados na presença de cargas elevadas, como hangares de aeronaves, pátio de contêineres, áreas de depósito com cargas pontuais elevadas, etc.

O dimensionamento dos pisos industriais de concreto estruturalmente armado pode ser feito com base nas fórmulas clássicas de Westergaard, nas cartas de influência (Rodrigues e Pitta, 1997), nos diagramas de Lösberg, nas fórmulas de Meyerhof ou, ainda, nos programas de elementos finitos (Rodrigues et al., 2006).

Esses procedimentos permitem o conhecimento do momento fletor atuante e, a partir daí, a determinação das armaduras passa a ser elementar. Por exemplo, os mesmos calculados efetuados no pavimento com armadura distribuída, com a determinação do momento atuante, podem ser empregados no piso armado (Rodrigues et al., 2006).

No presente item, o dimensionamento do pavimento estruturalmente armado (PEA) será efetuado com base na determinação dos momentos fletores de acordo

com a *Portland Cement Association* (PCA) através do emprego das cartas de influência, notadamente para os momentos no interior da placa e para os momentos na borda livre; ambas assumem que a fundação é um líquido denso – Modelo de Winkler (Rodrigues e Pitta, 1997).

Uma vez conhecidos os momentos atuantes, a determinação das armaduras necessárias para resisti-los, posicionadas na parte inferior da placa, passa a ser relativamente simples, seguindo os critérios usuais do cálculo do concreto armado. Os momentos negativos, isto é, que tracionam a zona superior da placa, são pequenos o suficiente para serem resistidos pelo próprio concreto (Rodrigues e Pitta, 1997).

A determinação dos momentos atuantes pode ser feita, com bom grau de precisão, através da carta de influência número 02 (momentos no interior da placa) e da carta de influência número 06 (momentos na borda livre da placa), ambas apresentadas, respectivamente pelas Figuras A.11 e A.13 (Anexo A). O roteiro de cálculo para ambos os casos é apresentado a seguir.

- 1º Caso – Carga no interior da placa.

i) Determinação do momento atuante (M_i):

i.1) Cálculo da área efetiva de contato do pneu A (equação 4.35) e as suas dimensões básicas:

$$\text{Comprimento: } L = \sqrt{\frac{A}{0,523}} \quad (4.53)$$

$$\text{Largura: } W = 0,60 \times L \quad (4.54)$$

i.2) Cálculo do raio de rigidez relativa da placa l (equação 4.14).

i.3) Cálculo do momento atuante interno (M_i):

$$M_i = \frac{N \times q \times l^2}{10.000} \quad (4.55)$$

onde:

N – número de blocos determinados pela carta de influência número 02 (Figura A.11 – Anexo A);

q – pressão de enchimento do pneu [Pa];

l – raio de rigidez relativo da placa [m].

i.4) Cálculo da armadura - Com o emprego dos coeficientes adimensionais k_6 e k_3 .

$$k_6 = \frac{b \times d^2}{M_k} \quad (4.56)$$

$$A_s = k_3 \times \frac{M_k}{d} \quad (4.57)$$

onde:

b – largura considerada (geralmente igual a 1,00 m);

d – altura útil da placa de concreto ($h - 0,30$ m);

M_k – momento atuante [tf x cm/m];

A_s – área da armadura [cm²/m].

Os valores de k_3 , em função de k_6 e da resistência característica do concreto (f_{ck}), são fornecidos na Tabela A.4 (Anexo A). Nestes, já estão embutidos os coeficientes de segurança, de minoração para materiais e de majoração para as ações, previstos na norma ABNT NBR 6.118:2007.

- 2º Caso – Carga na borda da placa.

i.1) Cálculo do momento atuante na borda (M_b).

O momento na borda pode ser determinado com a carta de influência número 6. Simplificadamente, pode-se considerar que, para as pressões de contato normalmente presentes, o momento na borda é o dobro do momento no interior da placa. Portanto:

$$M_b = 2,00 \times M_i \quad (4.58)$$

No caso do emprego da carta de influência (número 06), o valor de N pode ser determinado com o auxílio da Figura A.13 – Anexo A, seguindo uma rotina de cálculo, similar à empregada para o 1º caso.

A armadura assim determinada é denominada armadura de borda, devendo ser empregada sempre que houver a possibilidade do carregamento em uma borda livre da placa; entende-se como borda livre a desprotegida, isto é, não há placa adjacente com dispositivos de transferência de carga, nem acostamento de concreto (Rodrigues e Pitta, 1997).

Quanto à armadura de retração, essa é dimensionada conforme apresentado no item anterior (4.4.1.2).

4.5 Verificações e detalhamento das armaduras – Segundo a ABNT NBR 6.118:2007

4.5.1 Cálculo das taxas mínima e máxima de armadura

O cálculo da taxa mínima de armadura ($\rho_{s,min}$), faz-se através da equação:

$$\rho_{s,min} = \frac{A_{s,min}}{b_w \times h} \quad (4.59)$$

onde:

$\rho_{s,min}$ – taxa mínima de armadura;

$A_{s,min}$ – armadura longitudinal de flexão mínima;

b_w – largura da seção transversal de concreto;

h – altura da seção transversal de concreto.

Reescrevendo-se a equação (4.59), tira-se, de forma direta, a armadura mínima ($A_{s,min}$):

$$A_{s,min} = \rho_{s,min} \times (b_w \times h) \quad (4.60)$$

Seja a forma da seção de concreto retangular e a resistência característica do concreto (f_{ck}) igual a 30,00 MPa, segundo a norma ABNT NBR 6.118:2007, toma-se:

$$\rho_{s,mín} = 0,173\% \quad (4.61)$$

Substitui-se (4.61) em (4.60):

$$A_{s,mín} = 0,173\% \times (b_w \times h) \quad (4.62)$$

Já, o cálculo da armadura máxima ($A_{s,máx}$), faz-se da seguinte forma:

Seja a taxa máxima de armadura:

$$\rho_{s,máx} = \frac{(A_s + A'_s)_{máx}}{b_w \times h} \quad (4.63)$$

onde:

$\rho_{s,máx}$ – taxa máxima de armadura;

$A_{s,máx}$ – armadura longitudinal de flexão inferior máxima;

$A'_{s,máx}$ – armadura longitudinal de flexão superior máxima;

b_w – largura da seção transversal de concreto;

h – altura da seção transversal de concreto.

Reescreve-se (4.63):

$$(A_s + A'_s)_{máx} = \rho_{s,máx} \times b_w \times h \quad (4.64)$$

Toma-se, conforme a norma ABNT NBR 6.118:2007:

$$\rho_{s,máx} = 4,00\% \quad (4.65)$$

Substitui-se (4.65) em (4.64), de forma, que de posse da área de aço calculada (A_s), obtenha-se a área de aço máxima permitida para seção dimensionada:

$$(A_s + A'_s)_{m\acute{a}x} = 4,00\% \times b_w \times h \quad (4.67)$$

4.5.2 Verificação da punção em placas de concreto

Segundo a norma ABNT NBR 6.118:2007, para a verificação da punção deve se respeitar a seguinte relação:

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd} \quad (4.68)$$

onde:

τ_{Sd} – tensão atuante de cálculo;

τ_{Rd} – tensão resistente de cálculo.

A tensão atuante de cálculo é dada por:

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{Sd}}{u \times d} \quad (4.69)$$

onde:

F_{Sd} – força atuante de cálculo;

u – perímetro crítico para área retangular (fornecido pelas equações (4.72) ou (4.75));

d – altura útil da seção transversal da placa de concreto, logo:

$$d = h - c \quad (4.70)$$

sendo:

h – espessura da placa de concreto;

c – espessura de cobrimento.

Na face da área de aplicação da força, determina-se a tensão resistente de cálculo (τ_{Rd}) através da equação:

$$\tau_{Rd} = 0,270 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \times f_{cd} \quad (4.71)$$

onde:

τ_{Rd} – tensão resistente de cálculo [MPa];

f_{ck} – resistência característica do concreto à compressão [MPa].

f_{cd} – resistência de cálculo do concreto à compressão [MPa].

E, o cálculo do perímetro crítico (u):

$$u = 2 \times (c_1 + c_2) \quad (4.72)$$

onde:

u – perímetro crítico para área retangular [m];

c_1 e c_2 - lados da área retangular de aplicação da força [m].

A uma distância igual a $2d$ da face da área de aplicação da força.

Faz-se os cálculos da tensão cisalhante resistente de cálculo (τ_{Rd}) e do perímetro crítico (u), conforme demonstrado pelas equações 4.73 e 4,74, respectivamente, a seguir:

$$\tau_{Rd} = 0,130 \times \left(1 - \sqrt{\frac{20}{d}}\right) \times \sqrt[3]{100 \times \rho \times f_{ck}} \quad (4.73)$$

onde:

τ_{Rd} – tensão resistente de cálculo [MPa];

d – altura útil da seção transversal da placa de concreto [m];

ρ – taxa de armadura de flexão, equação (4.78);

f_{ck} – resistência característica do concreto à compressão [MPa].

$$u = 2 \times (c_1 + c_2) + 2 \times \pi \times (2 \times m) \quad (4.75)$$

onde:

u – perímetro crítico para área retangular [m];

c_1 e c_2 - lados da área retangular de aplicação da força [m];

m - média entre os lados da área de aplicação da força [m].

Daí, o cálculo da taxa de armadura (ρ):

Ressalta-se que, neste caso específico, toma-se:

$$\rho = \rho_x = \rho_y \quad (4.76)$$

$$\rho_x = \rho_y = \frac{A_s}{b_w \times d} \quad (4.77)$$

Sendo, por fim:

$$\rho = \sqrt{\rho_x \times \rho_y} \quad (4.79)$$

onde:

ρ_x – taxa de armadura de flexão na direção x;

ρ_y – taxa de armadura de flexão na direção y.

No entanto, essa verificação somente é possível para os casos em que houver armadura de flexão, ou seja, quando o piso industrial de concreto for estruturalmente armado.

4.5.3 Detalhamento das armaduras – Cálculo do comprimento de ancoragem

A norma ABNT NBR 6.118:2007 não apresenta critérios específicos para detalhamento de pavimentos e pisos de concreto armado. Portanto serão utilizados os critérios apresentados para lajes e vigas.

Para a determinação do comprimento de traspasse das telas soldadas tipo Q, cuja distância entre os fios é de 10,00 centímetros, será adotado o critério para o caso de espaçamentos superiores a 4Φ . Dessa, forma:

Primeiramente, obtêm-se a resistência de aderência de cálculo.

$$f_{bd} = \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times f_{ctd} \quad (4.80)$$

onde:

f_{bd} – resistência máxima de aderência [MPa];

η_1 – igual a 2,25 para barras nervuradas;

η_2 – igual a 1,00 para situações de boa aderência, como no caso de barras de ligação;

η_3 – igual a 1,00 para diâmetros inferiores a 32,00 milímetros; para diâmetros maiores que 32,00 milímetros, o valor é dado pela equação a seguir (4.81);

f_{ctd} – resistência de cálculo do concreto à tração.

$$\eta_3 = \frac{132 - \phi}{100} \quad (4.81)$$

onde:

ϕ – diâmetro da barra [mm].

Cálculo do comprimento de ancoragem básico:

$$l_b = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \quad (4.82)$$

onde:

l_b – comprimento de ancoragem básico [mm];

ϕ – diâmetro da barra [mm];

f_{yd} – resistência de cálculo do aço [MPa];

f_{bd} – resistência máxima de aderência [MPa].

Cálculo do comprimento de ancoragem necessário:

$$l_{b,nec} = \frac{1}{4} \times \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \times \frac{A_{s,c}}{A_{s,e}} \quad (4.83)$$

onde:

$l_{b,nec}$ – comprimento de ancoragem necessário [mm];

f_{yd} – resistência de cálculo do aço [MPa];

f_{bd} – resistência máxima de aderência [MPa].

$A_{s,c}$ – área de aço calculada [cm²/m];

$A_{s,e}$ – área de aço efetiva [cm²/m].

Cálculo do comprimento de traspasse mínimo:

$$l_{t,min} = 0,30 \times \alpha_1 \times \alpha_2 \times l_b \quad (4.84)$$

onde:

α_1 – igual a 0,70;

α_2 – igual a 2,00;

l_b – comprimento de ancoragem básico [mm].

Cálculo do comprimento de traspasse:

$$l_t = \alpha_1 \times \alpha_2 \times l_{b,nec} + d_1 \quad (4.85)$$

onde:

l_t – comprimento de traspasse [mm].

α_1 – igual a 0,70;

α_2 – igual a 2,00;

$l_{b,nec}$ – comprimento de ancoragem necessário [mm];

d_1 – distância livre entre as barras emendadas [mm].