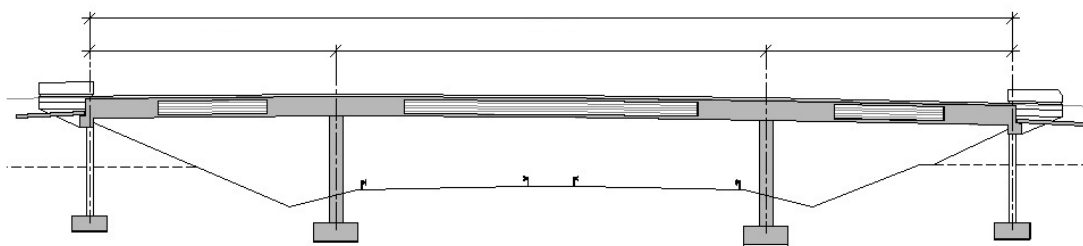


INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil



Pontes Integrais – Estado da Arte

Joana Ferreira do Nascimento Correia
Licenciada em Engenharia Civil

Dissertação para obtenção do grau de Mestre
em Engenharia Civil

Orientador:

Professor Doutor Luciano Alberto do Carmo Jacinto

Júri:

Presidente:

Mestre Cristina Ferreira Xavier Brito Machado

Vogais:

Professor Doutor Luciano Alberto do Carmo Jacinto

Professor Doutor Filipe Manuel Vaz Pinto Almeida Vasques

Dezembro de 2015

“Reach for the sky”

Woody, Toy Story

Agradecimentos

Aos meus pais, por todas as oportunidades que me têm dado, por acreditarem e confiarem em mim.

Aos meus irmãos por serem os melhores do mundo e me darem um apoio sem fim.

Aos meus amigos, que o são para todas as horas, por me ajudarem a ser uma melhor pessoa e acreditarem em mim. De forma especial à Inês, à Patrícia, ao Ivo, ao Ian e ao João.

A todos os colegas de curso que se cruzaram comigo ao longo destes anos.

Ao Professor Luciano Jacinto pela disponibilidade e muita paciência no apoio a este trabalho.

Resumo

Pontes integrais são obras que não utilizam juntas de dilatação ou aparelhos de apoio para acomodar os movimentos horizontais do tabuleiro e em que as cargas são transferidas a todos os elementos verticais com uma ligação monolítica aos encontros. Este conceito surgiu associado à motivação de eliminar os custos associados à manutenção destes mecanismos.

Sendo que os encontros e pilares são os responsáveis por acomodar todas as movimentações horizontais do tabuleiro, gera-se uma complexa interação entre a estrutura e o solo, sendo esta a grande dificuldade na concepção destas pontes. As movimentações provocadas pela ação da temperatura e os efeitos diferidos, retração e fluência, provocam deslocamentos da estrutura, que irão gerar forças e momentos fletores nas fundações, pelo que a sua ação não pode ser nunca desprezada quando se trata do dimensionamento de pontes integrais.

Nesta dissertação são discutidas e apresentadas as diferentes formas como nos vários países, que se têm utilizado e desenvolvido esta técnica, se vêm desenvolvendo esforços para a melhorar- estado da prática – e são também discutidos os vários métodos a que se recorre atualmente para simular, o mais coerentemente possível, esta relação do solo com a estrutura.

Palavras-chave: Pontes integrais; Ação térmica; Efeitos diferidos; Interação solo-estrutura;

Abstract

Integral abutment bridges do not use expansion joints or abutment bearings to accommodate the horizontal movements of the deck and the loads are transferred to the vertical elements through monolithic connections. This concept has been developed and adopted due to the concern with reductions of costs related with the maintenance of these mechanisms.

Being the abutments and piles responsible for accommodating all the horizontal movements that take place in the superstructure, a complex interaction between the soil and the structure occurs, being this the major difficulty in understanding the behaviour of this type of bridges. The movements originated by the temperature variations, creep and shrinkage generate displacements of the structure, that will generate forces and bending moments, so that these actions are really important to consider during the design of integral abutment bridges.

In this dissertation we shall discuss and present the different efforts that various countries have made to develop this technique, as well as the different methods currently used to coherently simulate the soil-structure interaction.

KEY-WORDS: Integral abutment bridges; Thermal action; Creep; Shrinkage; Soil-Structure interaction;

Índice

1. Introdução.....	1
1.1. Enquadramento geral.....	1
1.2. Objetivos	3
1.3. Organização da dissertação	3
2. Breve caracterização das pontes integrais	5
2.1. História.....	5
2.3. Problemas e Limitações	9
3. Estado da Prática em diferentes países	13
3.1. América do Norte	13
3.1.1. Estados Unidos da América	13
3.1.2. Canadá.....	18
3.2. Europa	19
3.2.1. Reino Unido	19
3.2.2. Suécia	20
3.2.3.Outros países	21
3.3. Ásia Oriental	22
3.3.1. China	22
3.3.2. Japão.....	23
3.4. Oceânia.....	23
3.4.1. Austrália	23
3.4.2. Nova Zelândia	24
4. Comportamento das pontes integrais às ações da temperatura e efeitos diferidos.....	25
4.1. Ação térmica	25
4.2. Efeitos diferidos internos	26
4.2.1. Retração.....	26
4.2.2. Fluência	28
4.3. Efeito global das ações.....	29
4.4. Comprimentos máximos de pontes integrais	30
5. Análise estrutural e interação estrutura-solo	32
5.1. Análise global.....	33
5.2. Ações verticais	35
5.3. Ações horizontais	35

5.3.1. Tipos de modelos	36
5.3.1.1. Modelo de Winkler.....	38
5.3.1.2. Curvas empíricas p-y.....	41
5.4. Interação solo-estrutura: Pressão de terras	51
5.4.1. Regulamentos existentes para a determinação das pressões em obras integrais	53
5.4.1.1. Estados Unidos da América	53
5.4.1.2. Reino Unido e Irlanda	54
5.4.1.3. Suécia	55
5.4.1.4. Finlândia.....	56
6. Conclusões e desenvolvimentos futuros.....	57
6.1. Conclusões	57
6.2. Trabalhos futuros.....	59
Bibliografia.....	60

Índice de figuras

Figura 1- Ponte com juntas de dilatação e aparelhos de apoio.....	1
Figura 2- a) Junta de dilatação degradada [13]; b) Substituição de uma junta de dilatação [13]	1
Figura 3- Ponte integral	2
Figura 4- Ponte de Trajano em Chaves, Portugal [60]	5
Figura 5- Rainbow Bridge em Utah, USA [61].....	5
Figura 6 - Ponte em Isola della Scala, Itália [59]	7
Figura 7- a) Rotação de uma ponte integral no plano; b) Componentes vetoriais do impulso passivo [42].....	10
Figura 8 - Happy Hollow Creek Bridge em Tennessee, USA [62]	12
Figura 9 - Percentagem de Estados Norte-Americanos e o número de pontes integrais dimensionadas e construídas [20].....	15
Figura 10- Percentagem de Estados Norte-Americanos e as ações consideradas no dimensionamento [20]	16
Figura 11- Percentagem de Estados Norte-Americanos e problemas relatados em encontros integrais [20]	17
Figura 12- Percentagem de Estados Norte-Americanos e as pressões do solo adotadas no dimensionamento [20]	17
Figura 13- Evolução da construção de pontes integrais no Reino Unido nos anos 2000 [33]	19
Figura 14- Tipos de encontros integrais recomendados pela norma B42/96 [54].....	20
Figura 15 - Ponte integral na cidade de Fjällån, Suécia [13].....	21
Figura 16- Qing Yuan Sijiu Bridge na China [63]	22
Figura 17- Modelo de referência do QMRD [66].....	23
Figura 18 - Efeito de expansão devido à ação térmica de uma ponte integral [3]	26
Figura 19 - Deslocamentos devidos à retração numa ponte integral [13]	27
Figura 20 - Representação das forças e momentos fletores criados devidos à retração [13]	27
Figura 21- Deslocamentos devidos à fluência numa ponte integral [13]	28
Figura 22- Representação das forças e momentos fletores criados devidos à fluência [13]	28
Figura 23 - Movimentos longitudinais de contração e expansão [46].....	29

Figura 24- Modelo estrutural em pórtico para análise de fundações de pontes integrais [38]	32
Figura 25- Modelo estrutural de análise de uma ponte integral, sem considerar a interação do solo [36].....	33
Figura 26 -Modelo estrutural de análise de uma ponte integral, considerando a interação do solo [36].....	34
Figura 27- Modelo tridimensional de análise de uma ponte integral, gerado com o software GT-STR [23].....	34
Figura 28- Esboço da deformação do tabuleiro durante a expansão de uma ponte integral [46]	35
Figura 29- Modelos para o estudo do comportamento de fundações em estaca [9].....	36
Figura 30- a) Modelo de Winkler - viga [9]; b) Modelo de Winkler - estaca [9];	38
Figura 31- Variação do módulo de reação ao solo em profundidade [9]	39
Figura 32- Curva p-y genérica, resistência do solo (p) em função do deslocamento da estaca (y) [4]	42
Figura 33- Curva p-y areias [4]	43
Figura 34- Modelo do comportamento do solo para grandes profundidades [4]	44
Figura 35- Ábacos para determinação dos coeficientes empíricos A e B [50].....	45
Figura 36- a)Curva p-y de argilas moles- ensaio estático b) curvas p-y de argilas moles - ensaio dinâmico [4]	47
Figura 37- a) Curva p-y de argilas rijas- ensaio estático b) curvas p-y de argilas rijas - ensaio dinâmico [4]	49
Figura 38- Relação entre o movimento dos encontros e as pressões das terras [52].....	52
Figura 39- Diagramas de pressões de acordo a norma B42/96 [54].....	55
Figura 40- Pressões de terras de acordo com o regulamento Sueco [64]	55

Índice de tabelas

Tabela 1- Comprimentos máximos e ângulos de viés admitidos nos Estados dos EUA [18]	13
Tabela 2- Valores recomendados para o Coeficiente de reação do solo e Módulo de reação do solo	40
Tabela 3- Valores propostos para ϵ_{50}	47
Tabela 4 - Deslocamento necessário para mobilizar o impulso passivo de acordo com o regulamento Finlandês.....	56

1. Introdução

1.1. Enquadramento geral

Em pontes com uma certa dimensão o uso de aparelhos de apoio e juntas de dilatação, com o objetivo de libertar esforços e acomodar deslocamentos, é muitas vezes inevitável. De outra forma os esforços nos diferentes elementos estruturais seriam incontroláveis.



Figura 1- Ponte com juntas de dilatação e aparelhos de apoio

As juntas de dilatação e os aparelhos de apoio não têm porém o mesmo tempo de vida útil que a obra e é assim frequente que estes tenham de ser substituídos durante a vida da ponte. A entrada de água e detritos nas juntas de dilatação é uma das principais razões por que estas perdem a sua funcionalidade, sendo este problema agravado em países em que neva, uma vez que a neve, o sal e os produtos anticongelantes que são espalhados nas estradas aceleram ainda mais a degradação destes equipamentos (ver figura 2a)).



Figura 2- a) Junta de dilatação degradada [13]; b) Substituição de uma junta de dilatação [13]

A manutenção, reparação e substituição destes aparelhos mecânicos acaba por ser inevitável, qualquer que seja o tipo de junta utilizada, e em muitos casos é mais dispendiosa que o custo original dos dispositivos. A necessidade de intervenção na vida destes equipamentos causa também transtorno aos usuários das pontes uma vez que terá que se proceder a corte de vias ou mesmo encerramento destas (ver figura 2b)).

Com o objetivo de minimizar custos, alguns países, principalmente na América do Norte e Europa, começaram adotar a construção de pontes integrais (ver figura 3). Estas são pontes que transmitem as cargas aos elementos verticais, através de uma ligação monoliticamente do tabuleiro aos encontros, isto é, sem recurso a aparelhos de apoio ou juntas de dilatação.



Figura 3- Ponte integral

As principais vantagens da concepção deste tipo de pontes, além da económica, prendem-se com a maior durabilidade da construção, a maior regularidade da superfície do tabuleiro e a estética.

Existe ainda uma variante das pontes integrais, denominadas pontes semi-integrais: nestes casos a ligação à superestrutura é realizada com o tabuleiro assente num aparelho de apoio, acomodando todos os movimentos do tabuleiro.

A experiência nesta área não é igual em todos os países, e muito menos uniformizada. Existem muitas incertezas quanto aos resultados esperados e, tirando o caso dos Estados Unidos da América (EUA) em que a sua experiência é muito mais alargada do que no resto do mundo, ainda não passaram anos suficientes para que se possa tirar conclusões definitivas sobre este tipo de estruturas, principalmente sobre a interação solo-estrutura, que é o que levanta mais incertezas.

Em Portugal, existem obras deste género, no entanto são ainda em número bastante reduzido e muito limitadas, sendo que se observa uma extensão máxima na ordem dos 60 metros destas pontes. O facto de não haver qualquer investigação relacionada com este assunto não adivinha grandes evoluções nesta área nos próximos anos.

1.2. Objetivos

A presente dissertação tem como principal objetivo apresentar o estado da prática e da arte do projeto de pontes integrais.

Embora estas sejam já uma referência em alguns países e até existirem regulamentos para a sua aplicabilidade e dimensionamento, ainda são relativamente desconhecidas e a sua divulgação pouco corrente no nosso país.

Para a sua conceção, análise, projeto e construção é necessária a identificação das suas principais características, a clarificação do seu comportamento estrutural e as suas ações mais condicionantes.

A interação solo-estrutura é também bastante complexa, sendo um dos aspetos mais limitadores do estudo deste tipo de estruturas quanto à sua possível extensão.

Serão também apresentadas as várias normas e regras a aplicar na adoção destas pontes existentes nos diversos países onde já se utiliza este tipo de pontes correntemente e, em alguns casos, até de forma obrigatória.

1.3. Organização da dissertação

A presente dissertação está dividida em sete capítulos.

Neste primeiro capítulo, Introdução, é feita uma apresentação do que engloba o conceito de ponte integral e são apresentadas as principais motivações que levaram à necessidade dos investimentos realizados na difusão das pontes integrais.

O Capítulo 2 - Breve caracterização das pontes integrais - inclui uma perspetiva histórica das pontes integrais até ao que é a prática nos dias de hoje, sendo apresentados os exemplos mais marcantes desta evolução. Também são descritas as principais vantagens e limitações na aplicabilidade deste método construtivo.

No Capítulo 3 - Estado da prática em diferentes países - descrevem-se as principais medidas adotadas por vários países, no mundo inteiro, na construção de pontes integrais.

No Capítulo 4 - Comportamento das pontes integrais às ações da temperatura e efeitos diferidos - é descrita a influência destas ações sobre pontes integrais e o comportamento da ponte quando lhes é sujeita. São também apresentados os métodos de cálculo mais utilizados na determinação do efeito destas ações.

O Capítulo 5 - Comprimento máximo de pontes integrais – referir-se-á à importância da limitação do comprimento das pontes integrais.

Já no Capítulo 6 - Análise estrutural e interação solo-estrutura - é apresentado o estado da arte das pontes integrais. Não havendo um regulamento vinculativo para a análise destas pontes, são descritos os métodos mais utilizados no tratamento deste fenómeno, sendo o mais desconhecido e condicionante à existência de um regulamento, a interação solo-estrutura.

Finalmente, o Capítulo 7 - Considerações finais - apresenta uma síntese de conclusões da autora deste trabalho e elencam-se os aspetos que se considera poderem ser desenvolvidos no futuro.

2. Breve caracterização das pontes integrais

2.1. História

Ponte integral não é por si só um conceito novo na construção. Este era já amplamente utilizado no Império Romano na construção de pontes em arco (ver figura 4). Se não considerarmos o trabalho do Homem, podemos ainda incluir as pontes que se formam devido à erosão, pela ação do vento e da água (ver figura 5); também estas, sujeitas a ações térmicas e à interação com o solo envolvente, são capazes de acomodar estes movimentos.



Figura 4- Ponte de Trajano em Chaves, Portugal [60]



Figura 5- Rainbow Bridge em Utah, USA [61]

Na era moderna, o primeiro registo da construção de uma ponte integral é de 1938 em Ohio, nos EUA, e refere-se à Teens Run Bridge com um comprimento de aproximadamente 43m, dividida em 5 vãos e suportada por pilares e encontros fundados em estacas. Serviu principalmente como experiência inicial, sendo que a utilização desta conceção cresceu amplamente nos anos seguintes, sempre apoiada no conhecimento adquirido de práticas anteriores - daí estar sujeita a algumas limitações, como a extensão do tabuleiro. Na verdade, toda a prática se realiza com grandes incertezas e numa base empírica [3].

Em 1999, foi realizado um estudo por Kunin e Alampalli [7], tendo como um dos objetivos a contabilização do número de estruturas, e as dimensões destas, existentes naquele momento no território dos EUA e Canadá. Concluiu-se assim que já existiam mais de 9500 pontes construídas de forma integral e que estariam a ser adotadas soluções, quer em tabuleiros de betão armado pré-esforçado, quer em tabuleiros mistos, com

comprimentos máximas de 358m e 318m, respetivamente. Num estudo mais recente, de 2004 [1], realizado pela *Federal Highway Administration* (FHWA) em conjunto com os departamentos de transportes dos vários estados, este valor já era de 13000 pontes integrais em toda a América do Norte, existindo uma discrepância entre os estados no número de pontes construídas, sendo que havia estados em que o conceito não estava sequer a ser aplicado e outros em que este era amplamente utilizado com resultados bastante satisfatórios.

Observando esta distribuição geograficamente pouco homogênea, transparece que é nos estados onde as condições climáticas são mais adversas e propícias à queda de neve, Tennessee e Missouri (costa este), que a concentração e conseqüente evolução do conceito foi superior, não sendo tão explorado nos estados do sul, sendo a motivação económica a explicação razoável para este fenómeno.

No entanto, esta explicação não justifica por si só a não utilização de pontes integrais por parte de alguns estados, uma vez que, dada a experiência positiva na grande maioria dos casos, o esperado seria uma evolução conjunta em todo o país. Como já foi referido anteriormente, esta técnica baseia-se em métodos empíricos, sendo a interação solo-estrutura de completa imprevisibilidade e grande influência no comportamento estrutural da estrutura, como será explorado mais à frente. Daí que cada estado, através dos vários departamentos de transportes, acabou por desenvolver os seus próprios métodos e limitações relativas aos diversos parâmetros de dimensionamento, não deixando grande margem à permuta de regras de dimensionamento entre estados norte-americanos e muito menos para o resto do mundo, especialmente para o continente europeu, onde o dimensionamento empírico é proibido na maioria dos países e o projeto de estruturas tem que ser verificado por meio de cálculo [8].

Na Europa, a aplicação deste método iniciou-se no Reino Unido, pelo Engenheiro Edmund Hambly no início da década de 80, após ter tido contacto com as enormes vantagens económicas que advinham da não utilização de juntas de dilatação e de aparelhos de apoio. O crescimento do conceito foi enorme durante a década de 90, surgindo assim a necessidade da elaboração de recomendações para este tipo de estruturas. São destas exemplo a BA 42/96 – *Integral Abutment Bridges* (*Highway Agency*, 1996), onde é recomendado o uso preferencial de pontes com encontros integrais

e tabuleiros com continuidade sempre que possível, limitando a extensão do tabuleiro a 60 metros e, no caso da existência de obliquidade, a um ângulo máximo de 30 graus.

Em 2007 foi conduzindo um inquérito na Europa [8] com o objetivo de obter o máximo de informações acerca da implementação de pontes integrais nos vários países europeus. Foram apresentadas respostas de todos os países onde havia registo da existência de pontes integrais à época, em número suficiente para análise: Finlândia, Suécia, Alemanha, Irlanda e Reino Unido. Tal como no caso dos inquéritos realizados nos EUA, a apreciação dos países que têm tido iniciativas neste tipo de estruturas é bastante positiva e com a intenção de expandir a sua utilização, o que seria facilitado com a existência de referências nos Eurocódigos a este tipo de estruturas, o que ainda não acontece.

Contrariamente ao que seria esperado, uma vez que a experiência na Europa é muito mais reduzida quando comparada com os EUA, a ponte com maior extensão encontra-se na Europa, em Itália, mais precisamente em Isola della Scala. É uma ponte em betão armado e pré-esforçado, com um comprimento de 400,8 metros (ver figura 6). O seu tabuleiro é composto por vigas pré-fabricadas que foram pré-esforçadas dois anos antes de serem colocadas em obra, já tendo assim ocorrido grande parte da contração devido à retração e à fluência, reduzindo bastante os efeitos sentidos na estrutura.



Figura 6 - Ponte em Isola della Scala, Itália [59]

2.2. Vantagens

Como referido anteriormente, estas pontes caracterizam-se pela inexistência de juntas de dilatação e aparelhos de apoio. O fator económico é o grande motivador da evolução deste método, no entanto, identificam-se outras vantagens que promovem uma eficiência significativa no comportamento geral da estrutura.

Rapidez de construção

Uma vez que o sistema estrutural destas pontes é mais simples, está implícita uma construção mais rápida e o não recurso a aparelhos mecânicos, não sendo assim necessária sua instalação. Também o tipo de encontros utilizado favorece o fator tempo, evitando grandes movimentações de terras e trabalhos de construção.

Um sistema estrutural mais simples apresenta ainda a possibilidade de se proceder mais facilmente a mudanças estruturais - por exemplo, um alargamento da superestrutura.

Resistência estrutural

A continuidade estrutural, um único vão, apresenta a grande vantagens de as cargas, horizontais e verticais, se distribuírem por um maior número de apoios e ainda pelo solo. Sendo que é estimado que poderá reduzir-se até 67% as cargas longitudinais aquando da utilização de apoios integrais [1].

Resistência à ação sísmica

O dano mais comum em pontes devido à ação sísmica é a perda de suporte do tabuleiro nos apoios. Danos nos aparelhos de apoios são também muito frequentes em sismos ligeiros. Porém, estes problemas são completamente eliminados quando se recorre a uma solução integral.

A inexistência de juntas diminui bastante a possibilidade de ser formarem mecanismos de colapso.

Durabilidade

A durabilidade das pontes tradicionais é principalmente afetada pelo funcionamento das juntas de dilatação. A infiltração de água, neve ou anticongelantes através das juntas afeta não só o próprio mecanismo como também os aparelhos de apoio e as vigas de suporte do tabuleiro, ficando estas sujeitas aos efeitos provocados pela corrosão e diminuindo significativamente o seu tempo de vida útil.

Para a solução deste problema poderia recorrer-se à impermeabilização das juntas ou à construção de canais de drenagem de águas infiltradas, no entanto estas medidas levariam

a custos bastantes elevados. Logo, a remoção de juntas, quer entre vãos quer nos apoios é uma solução muito mais apelativa.

Conforto rodoviário

Aumenta a qualidade da circulação dos veículos na entrada e saída das pontes ou viadutos, diminuindo a vibração sentida e o ruído. Esteticamente também é bastante mais agradável.

2.3. Problemas e Limitações

As pontes integrais apresentam inúmeras vantagens, portanto seria de esperar que a sua utilização fosse muito frequente, o que não se verifica. Este facto pode ser justificado com a existência de algumas limitações, principalmente geométricas, mas também relacionadas com as incertezas na interação solo-estrutura que tornam as soluções tradicionais mais adequadas a alguns casos.

Comprimento do tabuleiro

O comprimento total da ponte é uma condicionante significativa para a utilização do conceito de ponte integral. Os deslocamentos horizontais devidos à ação térmica, que nas pontes convencionais são absorvidos pelas juntas de dilatação e aparelhos de apoio, nestes casos são acomodados pelo movimento do encontro no solo, da fundação e dos pilares. Daí que, quanto maior for o comprimento da estrutura, maior será o deslocamento longitudinal desta.

O carácter cíclico da temperatura levanta ainda outras duas hipóteses que levam a que não se consiga garantir a segurança nestas pontes: os constantes deslocamentos horizontais a longo prazo e, dependendo do tipo de solo, o aparecimento de um vazio no solo junto ao encontro. Este vazio também poderá provocar elevadas tensões nas estacas que suportam o encontro, levando ao aparecimento de rótulas plásticas e a uma redução do valor da carga axial resistente [3].

Pontes enviesadas

A construção de pontes enviesadas traz dificuldades acrescidas na garantia de segurança. No entanto, a sua construção não é evitada, sendo geralmente preferidas quando se

pretende um comprimento mínimo dos vãos, um melhor enquadramento e integração na paisagem e tendo em conta que facilitam a orientação dos pilares paralela à direção do escoamento.

Nas pontes enviesadas, a expansão do tabuleiro devido à temperatura faz com que ocorra um aumento do impulso do solo sobre este. Estas pressões, cujas componentes transversais constituem um binário, no plano horizontal, provocarão a rotação do tabuleiro, caso este não seja equilibrado [11].

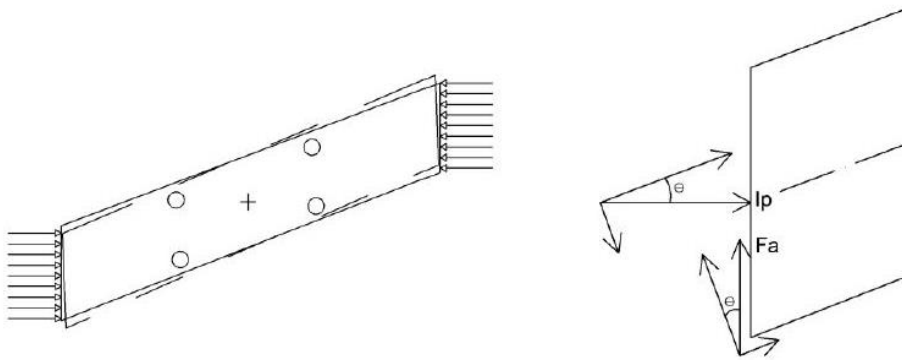


Figura 7- a) Rotação de uma ponte integral no plano; b) Componentes vetoriais do impulso passivo [42]

Este equilíbrio, sem rotação da estrutura, garante-se com a força transversal do impulso passivo equilibrada pela componente transversal da força de atrito, da seguinte forma:

$$I_p \times \sin(\theta) = F_a \times \cos(\theta) \quad (2.1)$$

I_p – Impulso passivo, resultante das pressões passivas;

θ – Ângulo de viés

F_a – Força de atrito

Sendo que a força de atrito depende do ângulo de atrito entre o solo e a superfície do muro, representado por δ , e ainda das pressões devido ao impulso passivo, tem-se:

$$F_a = I_p \times \tan(\delta) \quad (2.2)$$

Substituindo a expressão (2.2) na equação de equilíbrio (2.1), resulta:

$$I_p \times \sin(\theta) = I_p \times \tan(\delta) \times \cos(\theta) \quad (2.3)$$

$$\frac{\sin(\theta)}{\cos(\theta)} = \tan(\delta) \quad (2.4)$$

$$\theta = \delta \quad (2.5)$$

Isto mostra que, no caso de pontes integrais, não é conveniente ter ângulos de viês, θ , superiores ao ângulo de atrito mobilizável entre o encontro e as terras.

No entanto, mesmo garantindo este equilíbrio, a incerteza do ângulo de atrito entre o solo e o encontro continua a ser de difícil determinação, acrescida até em relação a pontes integrais que não tenham esta forma geométrica.

É assim compreensível que na maioria dos regulamentos existentes, quer nos europeus quer nos norte-americanos, este ângulo seja normalmente limitado a um máximo de 30 graus.

Pontes em curva

O que se verifica nas pontes em curva é que, no plano horizontal, o alongamento e a extensão do tabuleiro dá-se segundo uma direção que não é tangente à da curva da ponte, mas sim numa direção intermédia; também o momento torsor é dependente da curvatura do eixo da ponte. Assim, numa ponte convencional estes movimentos são acomodados por aparelhos de apoio nas diferentes direções, nas pontes integrais estes movimentos têm que estar limitados sendo bastante difícil a determinação dos esforços resultantes devido à incerteza da direção do movimento.

Por outro lado, as pontes integrais em curva apresentam uma vantagem, pois a deformação radial no plano horizontal devido à ação térmica é menor do que numa ponte não curva com o mesmo comprimento, havendo assim a possibilidade de estas serem construídas com comprimentos maiores. Tirando proveito deste aspeto, a maior ponte integral nos EUA é curva, a *Happy Hollow Creek*, no estado de Tennessee.



Figura 8 - Happy Hollow Creek Bridge em Tennessee, USA [62]

Lajes de transição

A utilização de lajes de transição não é consensual na construção de pontes integrais. Os principais problemas associados com estas prendem-se com a questão dos assentamentos dos solos anteriores aos encontros. Devido aos movimentos cíclicos a que a ponte está sujeita, poderá dar-se a situação de estas ficarem sem apoio, levando à sua degradação e consequente aumento do assentamento, o que não é exclusivo deste tipo de pontes. Por esta razão, especialmente em pontes integrais é aconselhável a fixação da laje de transição ao encontro, por exemplo, recorrendo a um chumbadouro.

3. Estado da Prática em diferentes países

Existem muitas diferenças de país para país no que diz respeito aos métodos de construção e à forma como o conceito de pontes integrais é entendido e aplicado.

Neste capítulo é descrito como os principais países, que vêm insistindo no desenvolvimento desta técnica, têm evoluído e planeiam progredir e melhorar a aplicabilidade desta experiência.

3.1. América do Norte

3.1.1. Estados Unidos da América

O estudo de 2004 [20], realizado pela FHWA, já referido anteriormente, é o mais recente realizado nos EUA, com o objetivo de apresentar o ponto de situação de como o conceito de pontes integrais teria sido aplicado até ao momento nos vários estados. Este questionário incluía questões sobre o número de pontes integrais e semi-integrais projetadas, contruídas e em serviço e sobre os critérios adotados na sua construção.

A tabela 1 especifica o comprimento máximo imposto por cada estado, o ângulo de viés, variando de 0 a 45 graus, embora seja limitado na maioria dos casos a 30 graus e os anos em que cada estado registou a construção da primeira ponte integral ou semi-integral.

Tabela 1- Comprimentos máximos e ângulos de viés admitidos nos Estados dos EUA [18]

Estado	Ano da 1ª Construção	Comprimento máximo		Ângulo de viés máximo
		(pés)	(metros)	(graus)
Arkansas	1996	260	79	33
Califórnia	1950	$\Delta= 1$ inch (1)	$\Delta= 25$ mm	45
Georgia	1975	410/260 (2)	125/79	0/45
Hawaii	D	250	76	ND
Ilinois	1983	300	92	30
Indiana	D	300	92	30
Idaho	D	400	122	30
Iwoa	1962	300	92	30
Kansas	1935	450	137	ND

Kentucky	1970	400	122	30
Louisiana	1989	1000	305	0
Maine	1983	150	46	30
Michigan	1990	SEM LIMITE	SEM LIMITE	30
Missouri	D	600	183	ND
Massachusetts	1930	300	92	30
North Dakota	1960	400	122	30
Nevada	1980	200	61	45
New York	1980	300	92	30
Ohio	D	375	114	30
Oklahoma	1980	210	64	0
Pennsylvania	1946	600	183	20
Oregon	1940	200	61	25
South Dakota	1948	700	214	35
South Carolina	D	500	153	30
Tennessee	1965	$\Delta = 1$ inch (1)	$\Delta = 25$ mm	SEM LIMITE
Utah	D	300	92	20
Virginia	1982	500	153	ND
Wyoming	1957	360	110	30
Washington	1965	450	137	40
Wisconsin	D	300	92	30

Notas:

(1) – Deslocamento horizontal máximo da extremidade da ponte;

(2) – O comprimento máximo depende do ângulo de viés e vice-versa;

D – desconhecido;

ND – Não definido

Responderam à pesquisa 39 dos 50 estados norte-americanos. As recomendações de dimensionamento são muito diferentes entre todos os estados, uma vez que estas se baseiam na experiência de cada um deles. Ficou registado que 11 estados classificam a experiência como muito boa ou excelente, 21 consideraram a utilização de pontes integrais boa ou satisfatória. Há um estado que avalia a experiência como má, o Estado do Minnesota, e o Estado do Arizona acabou por descontinuar a utilização de pontes integrais. Na altura da realização deste estudo, 3% dos estados não tinha qualquer experiência neste tipo de obras e 5% tinha mais de mil pontes contruídas (ver figura 9).

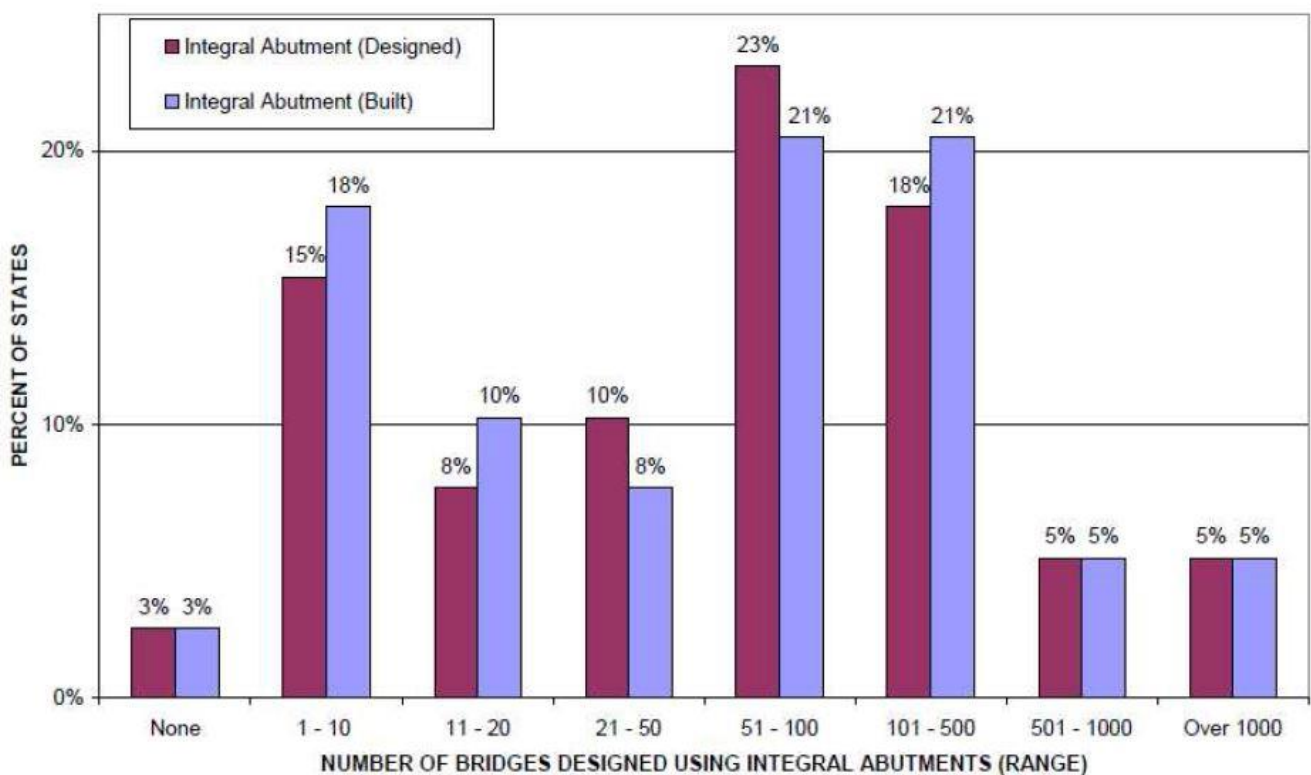


Figura 9 - Percentagem de Estados Norte-Americanos e o número de pontes integrais dimensionadas e construídas [20]

Quanto aos aspetos considerados em projeto, também existem bastantes diferenças entre os diversos departamentos: apenas 72% diz considerar a variação da temperatura em projeto e os efeitos da fluência e retração são levados em consideração por 33% e 44%, respetivamente (ver figura 10). Outra grande diferença entre estados está na forma como consideram o impulso do solo sobre o encontro (ver figura 11), sendo que as opções vão desde a adoção de pressões ativas, tal como no dimensionamento de pontes convencionais, a adoção de pressões passivas ou a de combinação (ativa e passiva).

O maior problema referido por quase 50% dos estados que participaram neste estudo (ver figura 12), e já abordado anteriormente neste trabalho, são as lajes de transição. O possível desprezo do assentamento das lajes de transição, uma vez que nem é referido como uma das principais preocupações de dimensionamento, poderá ser uma das razões para a verificação de tal problema em tantos estados.

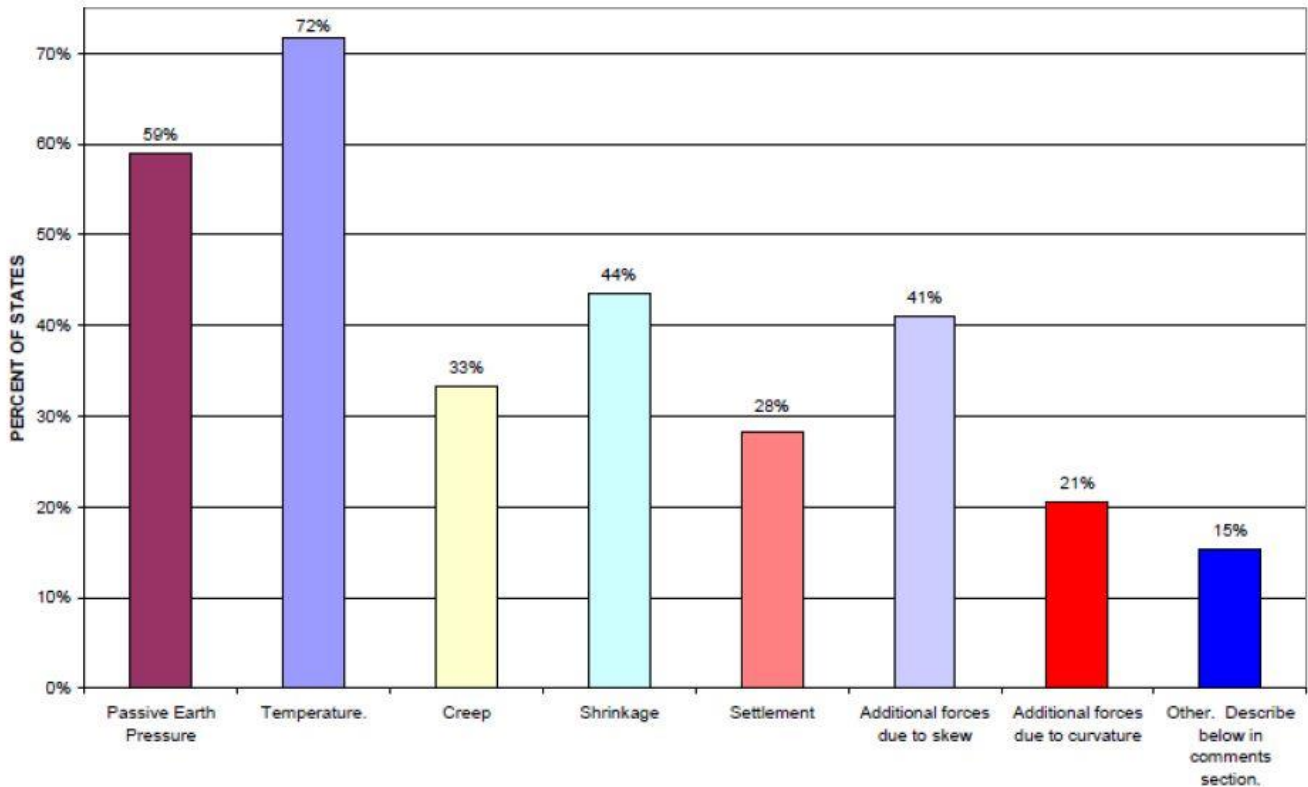


Figura 10- Percentagem de Estados Norte-Americanos e as ações consideradas no dimensionamento [20]

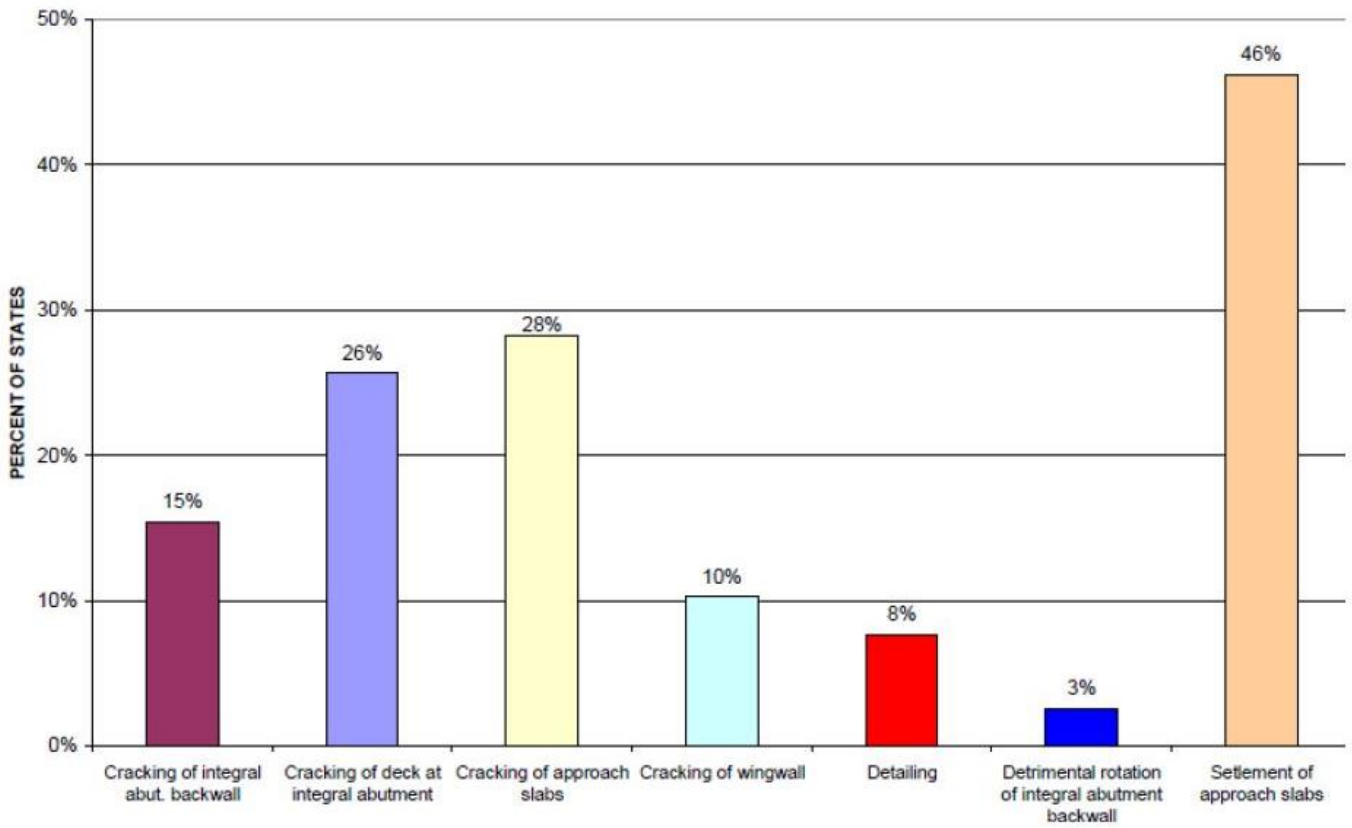


Figura 11- Percentagem de Estados Norte-Americanos e problemas relatados em encontros integrais [20]

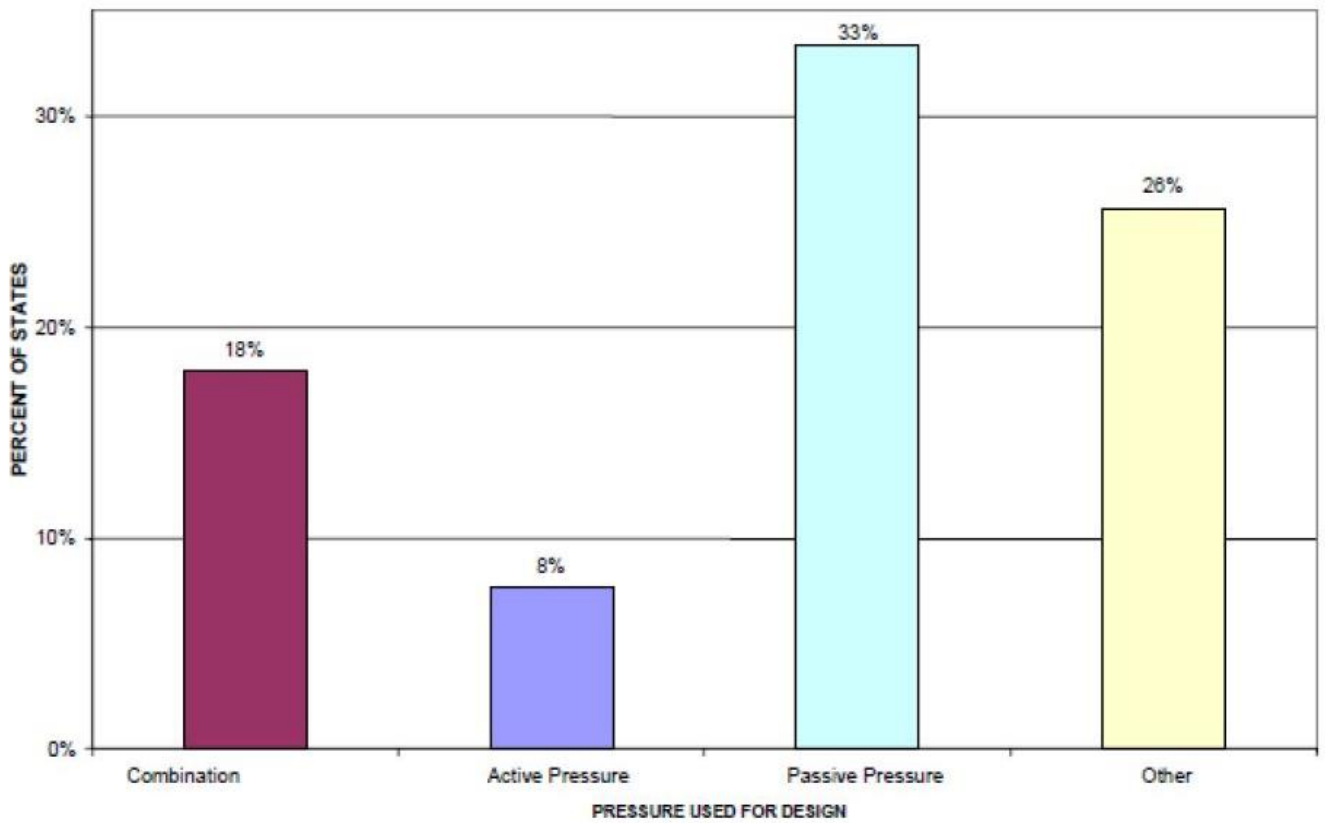


Figura 12- Percentagem de Estados Norte-Americanos e as pressões do solo adotadas no dimensionamento [20]

3.1.2. Canadá

No Canadá existem várias províncias com experiência na construção de pontes integrais. Havendo exemplos destas em Alberta, Québec, Nova Escócia e Ontário. Todas classificam a sua utilização num nível de bom a satisfatório.

As primeiras pontes construídas neste país datam de cerca dos anos 60. No entanto, na década de 90, deu-se um crescimento intensivo, à semelhança do que aconteceu nos EUA. Em 1993, o Departamento dos Transportes da Província de Ontário publicou um relatório com diretrizes para projeto, conceção e construção de pontes integrais e entre 1993 e 1996 foram construídas mais de cem pontes integrais em todo o Canadá e monitorizadas visualmente [15].

Com base nesta experiência de sucesso, foi publicado um relatório para monitorização de pontes em 1996 e passou a acompanhar-se o seu desempenho, com o objetivo de aumentar a confiança neste tipo de construção.

Esta monitorização consistia em inspeções periódicas e sistemáticas de dois em dois anos em todas as pontes. Foram também realizadas inspeções especiais em obras selecionadas, devido ao seu comprimento, tipo de tabuleiro, tipo de tráfego, localização ou características geométricas, que foram inspecionadas duas vezes por ano, durante o verão e o inverno, nos períodos de temperaturas máximas e mínimas, para que se registassem alterações ao comportamento esperado das pontes.

Os resultados destas inspeções foram bastante satisfatórios, concluindo-se as observações com poucos sinais de deterioração ou defeitos nas estruturas.

A província de Alberta também implementou diretrizes para a construção dos encontros das pontes integrais. Não são previstos limites de comprimento, uma vez que 95% das pontes nesta província têm menos de 100 metros, e, para pontes com um ângulo de viés superior a 20 graus, é indicado a utilização de encontros semi-integrais.

3.2. Europa

3.2.1. Reino Unido

Como já foi referido anteriormente, é no Reino Unido que se regista a construção das primeiras pontes integrais na Europa. Dando preferência à construção de pontes de encontros integrais sempre que possível, foi entre os anos 2000 e 2005 (ver figura 13) que se verificou uma grande evolução na construção destas pontes. Isto deve-se também ao facto de apenas em 1997 terem sido disponibilizados exemplos da configuração e detalhes para a utilização destes encontros [17].

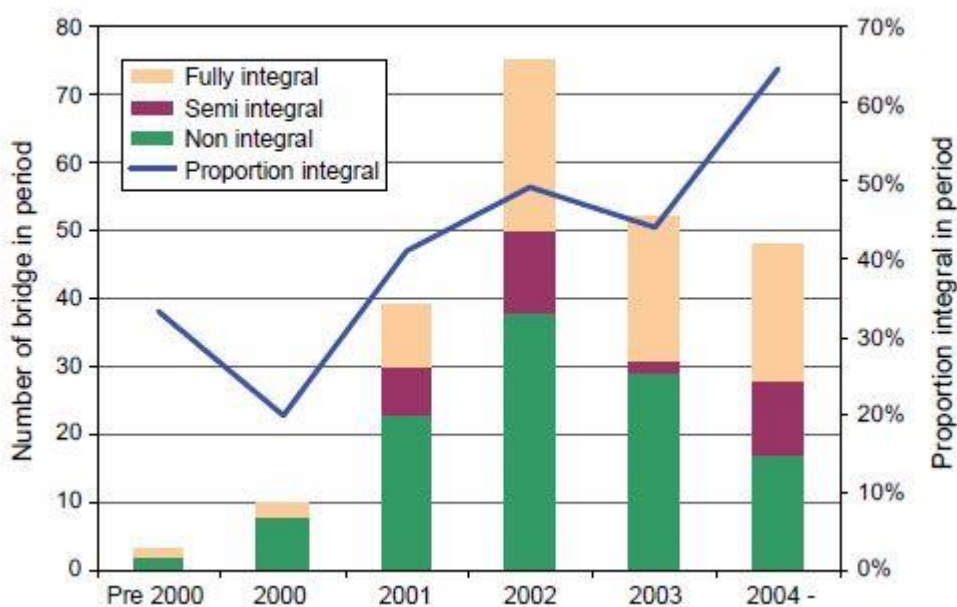


Figura 13- Evolução da construção de pontes integrais no Reino Unido nos anos 2000 [33]

Os encontros são classificados em 6 tipos diferentes (ver figura 14) e a recomendação de utilização pretende eliminar as infiltrações nos apoios e a corrosão das armaduras, problemas muito comuns nas pontes não integrais [18].

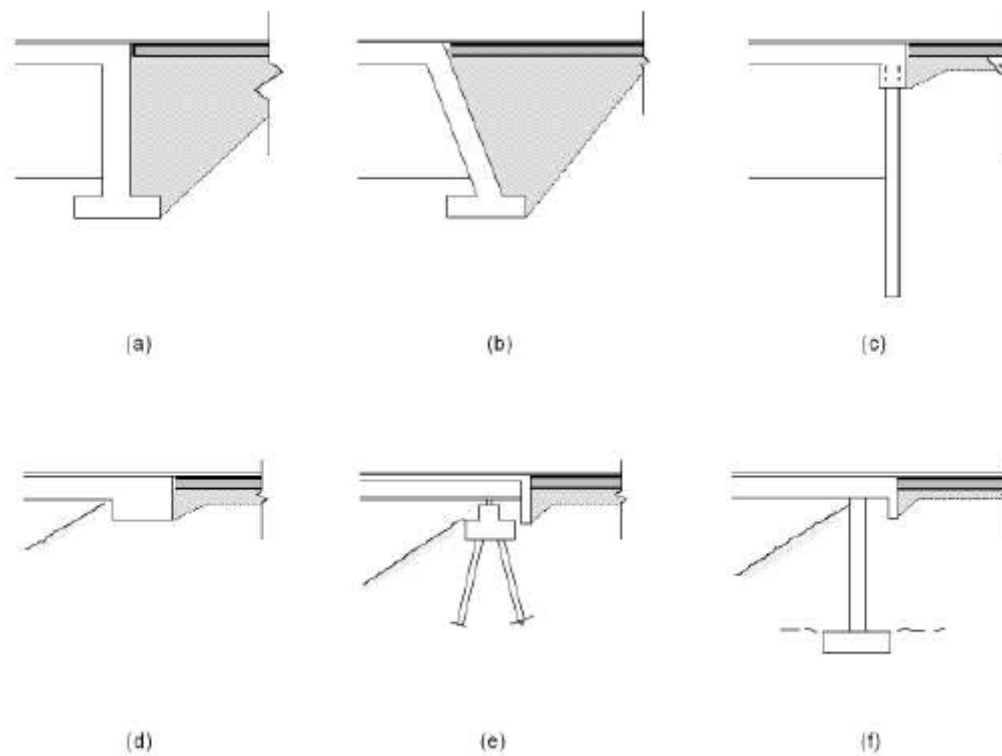


Figura 14- Tipos de encontros integrais recomendados pela norma B42/96 [54]

- a) e b) – Encontro em pórtico;
- c) – Encontro em fundação profunda;
- d) – Encontro em fundação superficial;
- e) e f) – encontro em platibanda;

3.2.2. Suécia

Na Suécia, a construção de pontes em pórtico é bastante comum. Nos últimos 70 anos, 8000 das 14000 pontes construídas pela Administração Rodoviária da Suécia são deste tipo, isto é, cerca de 57% das pontes construídas são pontes com encontros integrais.

Na Universidade Tecnológica de Leleå, os seus investigadores e técnicos têm sido os grandes responsáveis e impulsionadores da utilização do conceito de pontes integrais, tendo testado e desenvolvido linhas de orientação e regras para o dimensionamento destas pontes.

A recomendação de comprimento máximo é de 40 a 60 metros, em pontes de aço e dependendo da temperatura média baixa. Para pontes de betão o limite máximo a ser respeitado é de 60 a 90 metros [20].



Figura 15 - Ponte integral na cidade de Fjällån, Suécia [13]

3.2.3. Outros países

Muitos outros países na Europa têm construção integral de pontes, no entanto a sua expressão é mínima. Alemanha, Itália - onde fica localizada a maior ponte integral construída até ao momento, já referida anteriormente - Espanha, Suíça e Áustria, são exemplos destes países.

A introdução dos Eurocódigos acabou por alterar a regulamentação existente em alguns países e, uma vez que estes não contêm qualquer especificação para a construção destas pontes, poderão ter contribuído para o atraso na evolução deste conceito.

Na Alemanha, no estado da Baviera, apenas 2,1% das pontes são integrais, sendo que 78% destas foram construídas nos últimos dez anos. Em 1999, o Ministério Federal de Transportes, Edifícios e Urbanização Alemão (BMVBS, *Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung*) publicou uma lista de dez tipos de pontes protótipos recomendados para a construção, sendo que oito em dez destas pontes eram integrais. A introdução dos Eurocódigos em 2003 descartou todas as normas introduzidas pelo BMVBS.

Em Espanha, a primeira regulamentação com o nome *Guía para la Concepción de Puentes de Integrais en Carrateras* teve a sua primeira versão apresentada em 1997. A conceção de pontes integrais tem sido adotada tanto para pontes pré-fabricadas como moldadas no local.

Na Suíça, a norma original de 2010 recomenda o uso de encontros integrais quando os deslocamentos devidos às deformações diferenciais e variação da temperatura sejam inferiores a 20mm.

3.3. Ásia Oriental

3.3.1. China

Na China a construção de pontes iniciou-se bastante mais tarde que nos países ocidentais e de forma bem mais discreta. Teve início em 1998, com a construção de uma ponte sem juntas de dilatação, com um comprimento de 55 metros. Em seguida foram feitas algumas tentativas de aplicação do conceito de ponte integral, em que, por exemplo foi construída uma ponte, apenas com um dos encontros sendo integral, e só no ano de 2000 foi construída a primeira ponte totalmente integral, sem juntas de dilatação e aparelhos de apoio, em Qingyuan, Guangdong. Esta construção tem um comprimento aproximado de 300 metros e uma curvatura de 15 graus (ver figura 16) [32]. Todas as pontes existentes neste país são descritas como encontrando-se em ótimo estado de conservação e sem necessidade de qualquer manutenção. No entanto não foi criada ainda qualquer norma ou guia de indicação para o dimensionamento de pontes integrais na China.



Figura 16- Qing Yuan Sijiu Bridge na China [63]

3.3.2. Japão

No Japão, o primeiro registo de pontes integrais é do ano de 1983 [33]. Com base em pesquisas e avaliações realizadas pelos projetistas destas pontes, foi publicado, em 1995, um manual para pontes com encontros integrados pelo departamento responsável por estas construções, *Road Management Technology Center* [34]. Até ao momento, todas as pontes construídas, quer sejam de um vão ou vários vãos, têm todas um comprimento máximo de 30 metros.

Após o ano de 1996, a construção de pontes integrais passou a ser desaconselhada, sendo substituída por pontes em pórtico [37]. As principais razões que levaram a esta alteração foram a falta de estudos quanto à resistência de pontes integrais quando sujeitas a violentos terremotos e a inexistência de normas para a construção de pontes integrais.

No entanto a partir do ano de 2008 começam a existir artigos e referências que encorajam a utilização destas pontes no país.

3.4. Oceânia

3.4.1. Austrália

O regulamento australiano, *Australian Bridge Design Code*, não contém qualquer referência à construção de pontes integrais [37]. Embora desde 1975, o *Queensland Main Roads Department* (QMRD), tenha como referência um modelo de construção de uma ponte sem recurso a juntas de dilatação (ver figura 17), sendo que até ao ano 2000 podiam ser contabilizadas cerca de 200 pontes construídas, com um comprimento que varia entre os 40 e os 70 metros [38].

Tendo em conta o desempenho destas pontes, bastante positivo, e a experiência vista em países como os EUA, e apesar de na Austrália o clima ser bastante diferente, o QMRD

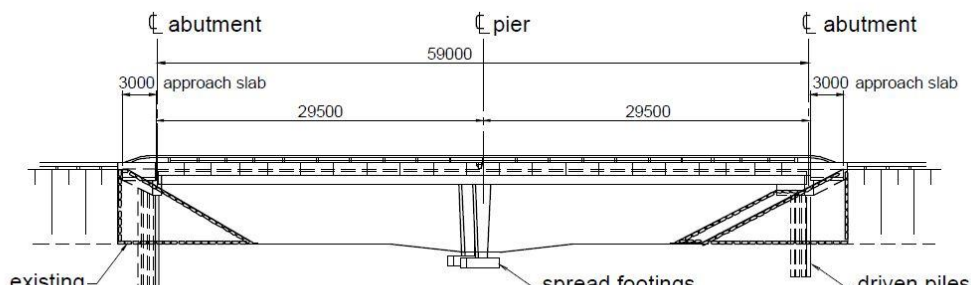


Figura 17- Modelo de referência do QMRD [66]

considera a possibilidade de aumentar o comprimento máximo deste tipo de pontes para os 100 metros.

3.4.2. Nova Zelândia

A experiência com pontes integrais na Nova Zelândia iniciou-se na década de 30, como nos EUA. Nos anos 50, estas pontes eram bastante usuais e comuns, tendo sido publicado, nesta altura, um guia com exemplos de desenhos a serem aplicados nestas construções, pelo *New Zealand Ministry of Works and Development* (NZMWD) [39].

O comprimento destas pontes é usualmente de 70 metros, exceto a Ponte Kauaranga, contruída em 1986 com um comprimento de 136 metros. Esta ponte tem sido utilizada como objeto de estudo e tem sido monitorizada pelo NZMED, com o objetivo de se aumentar o tamanho máximo dos tabuleiros quando aplicado este modelo de ponte.

4. Comportamento das pontes integrais às ações da temperatura e efeitos diferidos

Para o dimensionamento de qualquer ponte têm que ser consideradas as ações devidas às cargas permanentes, sobrecargas, variação da ação térmica, retração e fluência. No caso do dimensionamento de uma ponte integral, os efeitos diferidos têm uma importância acrescida, provocam na superestrutura deslocamentos longitudinais e formação de forças e momentos fletores que não podem ser ignorados. Prevendo a forma como estas ações vão repercutir-se nas condições em que se realiza a obra é possível garantir um melhor comportamento da estrutura.

Considerando assim a variação da temperatura, retração e a fluência, as ações mais condicionantes no que toca ao dimensionamento de pontes integrais, neste capítulo serão apresentados os seus efeitos sobre as pontes e como podem ser previstos esses efeitos segundo as normas existentes.

4.1. Ação térmica

Na vida útil de uma obra, esta é sujeita a vários ciclos de ação térmica. Estes ciclos tanto são diários, menos prejudiciais, como sazonais, devido às diferenças de temperatura do verão para o inverno, e provocam alterações ao volume do tabuleiro.

Sendo que não existem descontinuidades nas pontes integrais, as alterações de volume provocarão deslocamentos cíclicos nos encontros e conseqüentemente deformações cíclicas nos solos. As deformações do solo não são reversíveis, pois o solo não é um material elástico e portanto o seu comportamento é imprevisível nestas condições.

A variação da temperatura provoca os movimentos de expansão (temperaturas quentes) ou contração da extremidade do tabuleiro (temperaturas frias). Nas pontes integrais estes movimentos estão parcialmente restringidos pelos encontros, pois estes acompanham o movimento da extremidade (ver figura 18).

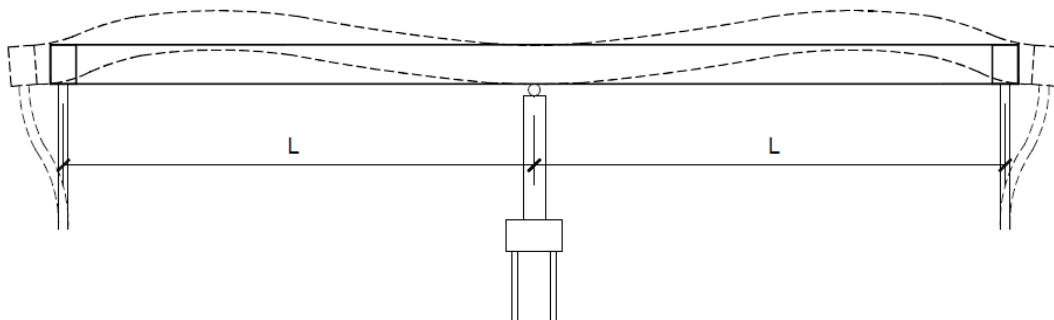


Figura 18 - Efeito de expansão devido à ação térmica de uma ponte integral [3]

As alterações que ocorrem devido à temperatura devem ser analisadas em duas componentes, transversal e horizontal, embora estas possam ainda ser decomposta em quatro componentes, mas duas destas componentes acabam por não manifestar os seus efeitos: na direção horizontal, variação uniforme e a na direção vertical, variação diferencial da temperatura.

4.2. Efeitos diferidos internos

Os efeitos diferidos, tal como a ação térmica, também provocam deformações nos tabuleiros de betão armado e pré-esforçado. Estas deformações são uma contração contínua do tabuleiro que atua em simultâneo à ação térmica.

Estes efeitos tendem a estabilizar com a idade de vida da obra, no entanto, têm grande influência nos anos iniciais e é indispensável a sua consideração no projeto da estrutura.

4.2.1. Retração

O fenómeno da retração ocorre no betão, sendo descrito como a diminuição gradual de volume de betão ao longo do processo de endurecimento. Esta redução de volume é devida à perda de água do betão e a reações químicas que ocorrem entre os componentes do betão, sendo as principais causas responsáveis por este fenómeno a humidade existente no ar, as dimensões do elemento estrutural e a composição do betão.

Nas pontes de betão, a retração gera um encurtamento do tabuleiro e conseqüentemente um esforço de tração. No caso de pontes mistas, as vigas metálicas impedem o movimento

de encurtamento do tabuleiro, gerando-se, devido a esta contrariedade do movimento, momentos fletores que induzem a rotação dos encontros integrais.

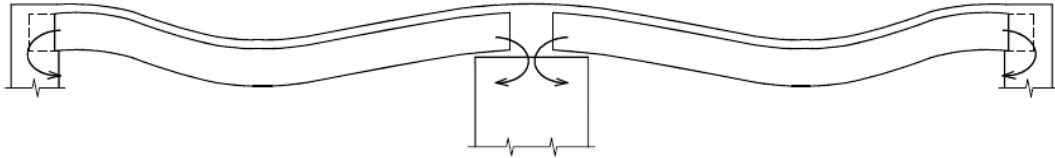


Figura 19 - Deslocamentos devidos à retração numa ponte integral [13]

Em estruturas hiperestáticas, como as pontes integrais, a retração diferencial provoca uma deformação imposta que leva a uma distribuição das tensões, provocando momentos fletores e reações de apoio, criando situações distintas para diferentes números de vão que a ponte tenha (ver figura 20).

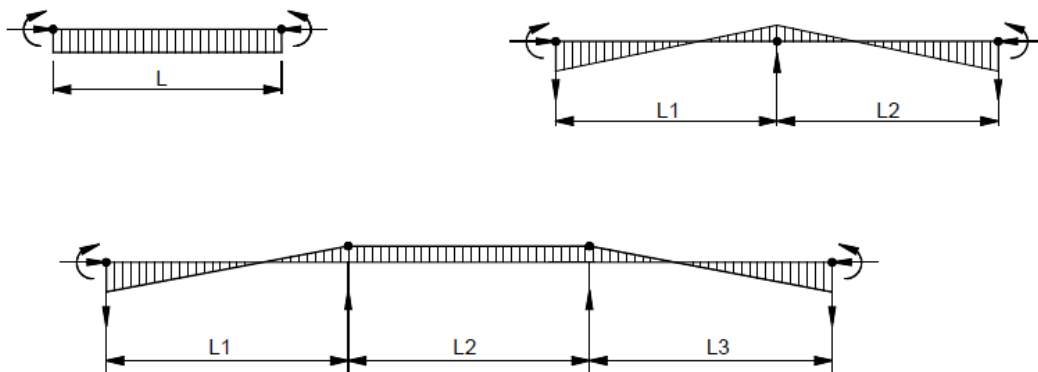


Figura 20 - Representação das forças e momentos fletores criados devidos à retração [13]

De referir que uma das hipóteses construtivas que reduz bastante os efeitos sentidos da retração é a utilização de vigas pré-fabricadas. Sendo este fenómeno evolutivo no tempo, acabando por estabilizar a longo prazo, com a aplicação deste tipo de vigas a retração uniforme terá muito pouco efeito sobre a obra.

4.2.2. Fluência

A fluência do betão corresponde, em pontes, a um aumento da contração do tabuleiro a longo prazo. Numa ponte de betão armado e pré-esforçado em que as secções já se encontram comprimidas em toda a sua altura, o fenómeno de fluência vai intensificar esta contração.

O fenómeno da fluência manifesta-se mais nas pontes que utilizam pré-esforço, já que as tensões de compressão que se geram são bastante mais elevadas do que nas outras pontes, levando a maiores deformações a longo prazo.

A fluência aumenta os deslocamentos a longo prazo provocando uma redistribuição dos esforços (ver figura 21). Consequentemente dá-se o aparecimento de momentos fletores e reações de apoio, como acontece na retração, exceto que para o fenómeno da fluência estes momentos terão sentido contrário, conforme pode ser confirmado na figura 22.

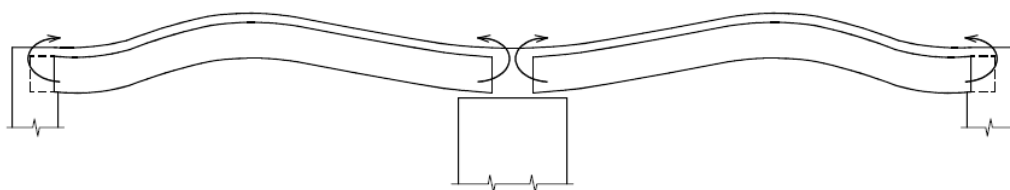


Figura 21- Deslocamentos devidos à fluência numa ponte integral [13]

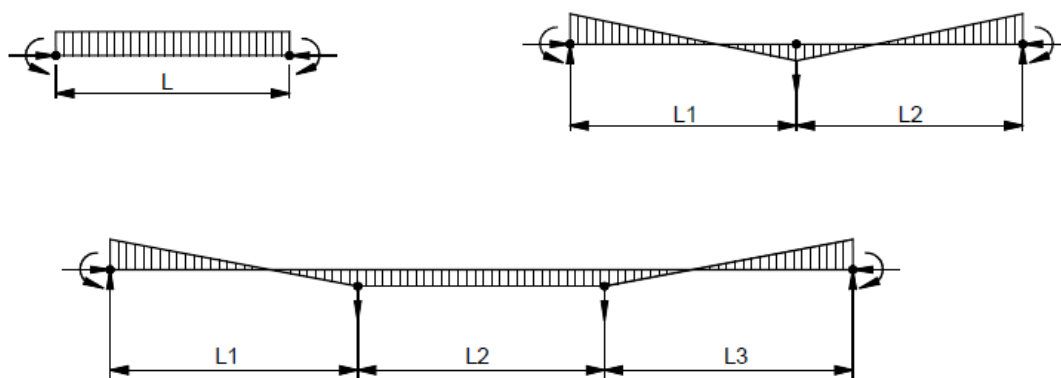


Figura 22- Representação das forças e momentos fletores criados devidos à fluência [13]

4.3. Efeito global das ações

As ações definidas anteriormente atuam na superestrutura em simultâneo mas os seus efeitos diferem no tempo entre si.

A variação da ação térmica tem um carácter cíclico sazonal e diário, isto é, completando-se um ciclo de contração/expansão diário e outro anual. Os deslocamentos máximos diários devidos à contração ocorrem durante a noite e os devidos à expansão durante o dia, enquanto os deslocamentos máximos anuais ocorrem nos dias de verão e os mínimos nas noites de inverno.

Os efeitos devidos à fluência e tração são sentidos espaçadamente na estrutura. O encurtamento do tabuleiro é contínuo, tendo uma grande expressão nos primeiros anos e enfraquecendo ao longo do tempo. O conjunto destas três ações resulta num movimento longitudinal da extremidade do tabuleiro (ver figura 23).

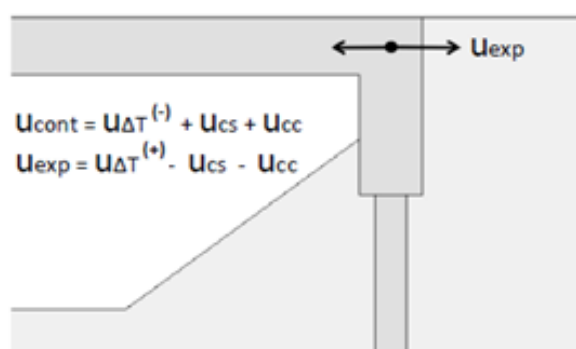


Figura 23 - Movimentos longitudinais de contração e expansão [46]

O deslocamento de contração resulta da soma dos efeitos da variação térmica negativa com os efeitos da retração e da fluência. O deslocamento de expansão resulta da subtração dos efeitos da fluência e retração à variação térmica positiva.

Ainda de referir que a influência destas ações numa estrutura do tipo das pontes integrais introduz novos esforços no tabuleiro, que têm de ser considerados no dimensionamento. Principalmente no que concerne à verificação do estado limite de utilização ao nível da fissuração e descompressão.

4.4. Comprimentos máximos de pontes integrais

Como já foi referido anteriormente neste trabalho, o comprimento do tabuleiro de uma ponte integral está dependente dos encontros, das fundações e pilares, que irão sofrer os deslocamentos horizontais devidos à ação térmica, fazendo com que o tabuleiro se desloque como um todo. Daí o tipo de fundação utilizada, especificamente o tipo de estacas que é aplicado na construção de pontes integrais.

Existem algumas diferenças de continente para continente no que respeita aos métodos construtivos adotados e de dimensionamento utilizados, no entanto, no que respeita à disposição das estacas de fundação, um único alinhamento de estacas é a solução que gera maior consenso e a que é maioritariamente utilizada. Quanto ao tipo de estaca isto já não se verifica. Nos países do norte da Europa é comum adotarem-se estacas com rigidez elevada, com o objetivo de aumentar a resistência às tensões induzidas pelas deformações nestes elementos. Contrariamente nos EUA e nos países que se baseiam na experiência e conhecimentos americanos para a construção das suas pontes, a tendência é a utilização de soluções de estacas aligeiradas, para que as fundações tenham uma flexibilidade maior e o impacto na superestrutura e nos encontros seja menor [20].

As estacas metálicas constituem uma solução flexível, sendo as mais utilizadas na construção de pontes integrais, pois que apresentam a grande vantagem face às estacas de betão, de não desenvolverem problemas de fendilhação e de conseguirem absorver tensões cíclicas até atingirem a sua tensão de cedência.

O comprimento excessivo do tabuleiro da ponte poderá afetar a vida útil e prejudicar a garantia de segurança da estrutura. Podendo ocorrer os seguintes fenómenos:

- Os deslocamentos cíclicos do tabuleiro poderão criar um vazio no solo envolvente, ficando assim instalado um meio instável nesta zona;
- No caso das pontes semi-integrais, as juntas de dilatação localizadas atrás dos encontros podem não ter a capacidade de acomodar um deslocamento maior do que o previsto, acabando por arrastar o encontro ou provocar que se gerem forças axiais no tabuleiro;
- As estacas de aço podem ficar sujeitas a deformações além do seu limite elástico, o que leva à sua cedência ou à diminuição da vida-útil devido aos efeitos de fadiga.

- Os encontros podem ficar sujeitos a forças tangenciais e momentos fletores superiores aos esperados.

Até ao momento não existe nenhuma norma ou regulamento que ajude a determinar o comprimento máximo de pontes integrais. A maioria dos estados norte-americanos têm um valor de referência para o comprimento máximo das pontes, fixado com base na experiência da construção de pontes anteriores. Um estudo realizado por Murat Dicleli [65] e apresentado em 2003 sugere uma forma analítica de se determinar o comprimento máximo de uma ponte integral de perfis metálicos em H, fundados em areia. Recorrendo às equações em (5.1) e (5.2), dependentes da variação da temperatura negativa e positiva correspondentemente, o menor comprimento entre L_{max1} e L_{max2} deverá ser o considerado como o comprimento máximo da ponte integral.

$$L_{max1} = \frac{2\Delta_{Dn}}{\gamma_T \alpha_T \Delta T_n} \quad (5.1)$$

$$L_{max2} = \frac{2\Delta_{Dp}}{\gamma_T \alpha_T \Delta T_p} \quad (5.2)$$

Onde:

Δ_{Dn} – Variação do deslocamento na extremidade do tabuleiro, com base nos ciclos de encurtamento do tabuleiro;

Δ_{Dp} – Variação do deslocamento na extremidade do tabuleiro, com base nos ciclos de expansão do tabuleiro;

γ_T – Fator de cargas para efeitos da temperatura, especificado nas normas da AASHTO;

α_T – Coeficiente térmico de expansão do material constituinte do tabuleiro;

ΔT_n – Variação da temperatura média negativa;

ΔT_p - Variação da temperatura média positiva;

Os valores da variação do deslocamento na extremidade do tabuleiro, com base nos ciclos de encurtamento e expansão (Δ_{Dn} e Δ_{Dp} , respetivamente) estão definidos nas normas da AASHTO de 1998.

5. Análise estrutural e interação estrutura-solo

Uma ponte integral tem como grande desafio a sua análise estrutural. Isto deve-se ao facto de a estrutura ter de ser resolvida como um conjunto: tabuleiro, pilares, encontros, aterros e o solo são considerados num sistema único [21]. Atualmente esta análise está bastante facilitada devido à existência de inúmeros programas de cálculo que facilitam a determinação das várias ações e variáveis envolvidas. Apesar disto, o recurso a modelos bidimensionais, como o proposto por Hambly (1991), a título de exemplo, apresentado na figura 24, no estudo de projetos de pontes integrais típicas é considerado pela maioria dos autores como suficiente na determinação dos efeitos das ações verticais e longitudinais, limitando-se a utilização de modelos tridimensionais em elementos finitos, quando se trata de uma estrutura mais complexa, com elevada curvatura ou ângulo de viés acentuado.

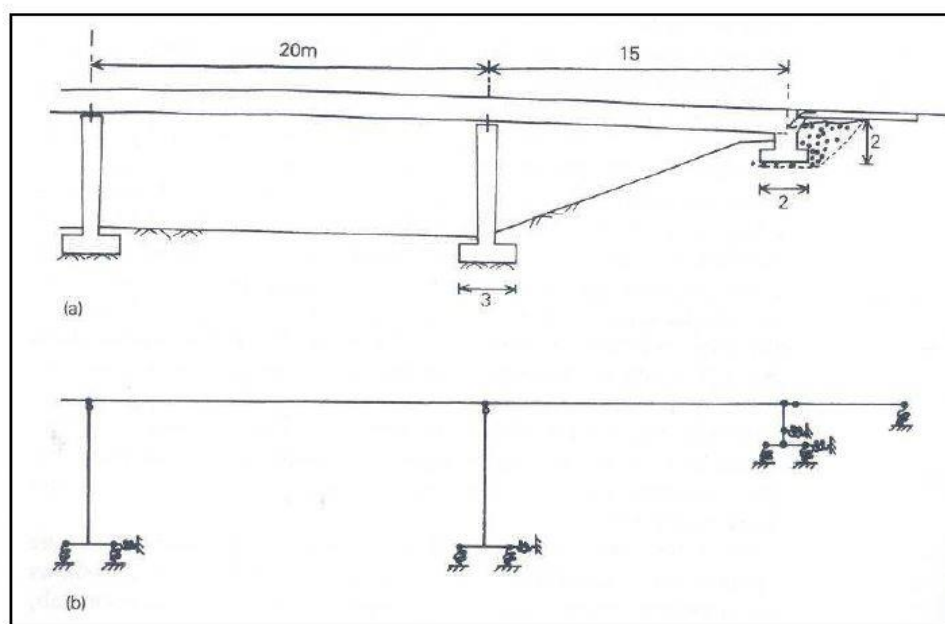


Figura 24- Modelo estrutural em pórtico para análise de fundações de pontes integrais [38]

Os encontros das pontes são a ligação entre esta e o solo envolvente, a continuidade entre os elementos irá transferir todas as cargas e deformações que ocorrem no tabuleiro da ponte para os encontros e conseqüentemente para as fundações que interagirão com o solo. Independentemente do modelo utilizado na análise estrutural da ponte, há sempre a necessidade de garantir que todos os elementos estão representados da forma mais real

possível, simulando a interação estrutura-solo. Mesmo que isso signifique desprezar algumas das variáveis envolvidas, o que é verificado em muitos dos Departamentos dos Transportes nos EUA [6].

Todos os estudos que têm vindo a ser realizados, teóricos ou experimentais, vão ao encontro da compreensão desta relação entre todas as partes da ponte em análise.

5.1. Análise global

A modelação do solo onde se encontram as fundações, quer sejam estas fundações superficiais ou profundas, é bastante complexa e dependente de parâmetros do terreno que na maioria dos casos são desconhecidos. A utilização de pórticos planos tem como objetivo simplificar esta modelação.

Na figura 25 é apresentado um modelo plano para uma ponte integral com três vãos. A superestrutura está ligada ao encontro monoliticamente e são representados por elementos de barras rígidas. Neste modelo a interação solo-estrutura não é diretamente considerada; esta interação é representada através de estacas de comprimento reduzido e encastradas.

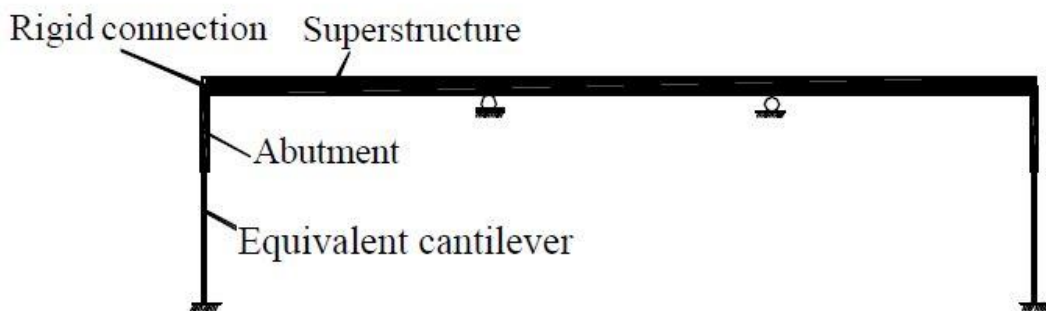


Figura 25- Modelo estrutural de análise de uma ponte integral, sem considerar a interação do solo [36]

Este modelo é baseado no Método de Robinson e Davisson (1965) usado no cálculo de estacas carregadas lateralmente. Este método é muito utilizado nos EUA, ainda que com várias variações de estado para estado, onde é conhecido como Método Racional [42].

Um modelo da mesma ponte é apresentado na figura 26. Neste modelo a interação solo-estrutura é realizada através da introdução de molas nas paredes dos encontros. Este

modelo é inspirado no Método de Winkler e nas Curvas p-y, as molas podem representar um comportamento linear ou não do solo, sendo a utilização de molas com comportamento não linear uma representação mais realista.

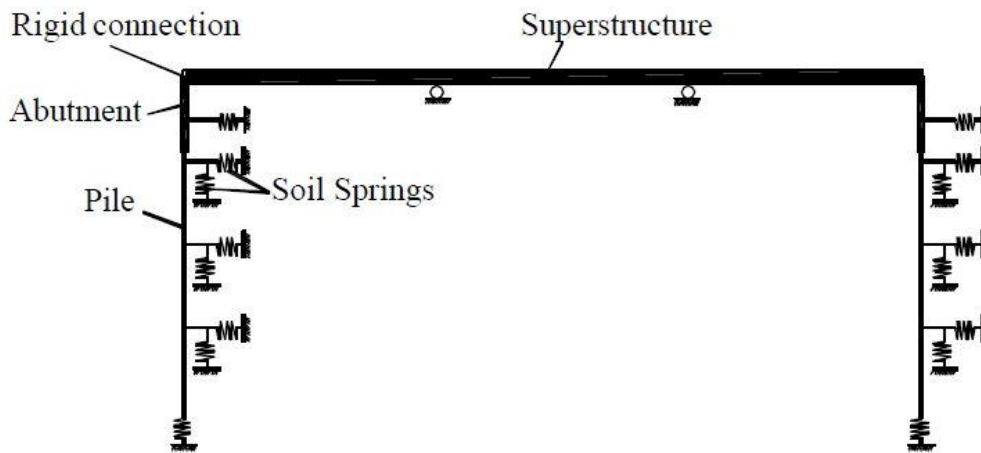


Figura 26 - Modelo estrutural de análise de uma ponte integral, considerando a interação do solo [36]

A análise de uma ponte utilizando um modelo 3D, com recurso ao Método dos Elementos Finitos (MEF), é normalmente utilizado quando está em estudo uma estrutura relativamente mais complexa. Existem vários programas de elementos finitos que facilitam muito esta modelação, especialmente no que concerne às ações conhecidas, como os deslocamentos e a variação térmica. No entanto, é comum, na prática, que se simplifiquem as variáveis relativas ao solo, representando o solo por molas lineares, não aproveitando o máximo potencial da utilização desta ferramenta (ver figura 27). A nível académico são frequentemente utilizadas molas não lineares a representar o solo, apresentando-se um trabalho mais coerente com a realidade.

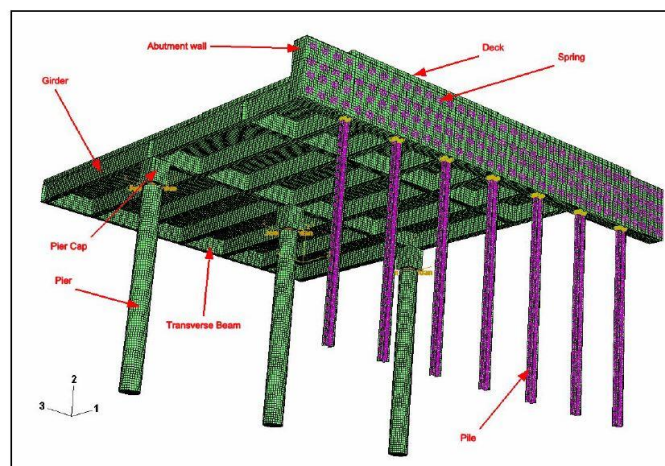


Figura 27- Modelo tridimensional de análise de uma ponte integral, gerado com o software GT-STR [23]

5.2. Ações verticais

Nas pontes integrais a ligação monolítica entre o tabuleiro e o encontro indica que existirão momentos e forças horizontais no topo do encontro.

O que se verifica, em pontes de pequenos e médios vãos, é que as ações horizontais são mais determinantes no dimensionamento das paredes e fundações. Conclui-se assim que as ações verticais não são decisivas na análise do comportamento das pontes integrais e que as deformações axiais do tabuleiro são o grande limitador do estudo de obras integrais, devido à flexão que provocam.

5.3. Ações horizontais

No dimensionamento das fundações em obras integrais, as ações horizontais e o tipo de terrenos são as definidoras do tipo de fundação que se utiliza. Existem dois tipos de fundações: as profundas, por exemplo a utilização de estacas e as superficiais, as sapatas. Num encontro com fundações superficiais quando é imposto um deslocamento horizontal no seu topo, o movimento será de rotação em torno da sapata; por outro lado, uma fundação profunda sujeita ao mesmo deslocamento apresentará uma deformação que combina um movimento de translação e rotação (ver figura 28).

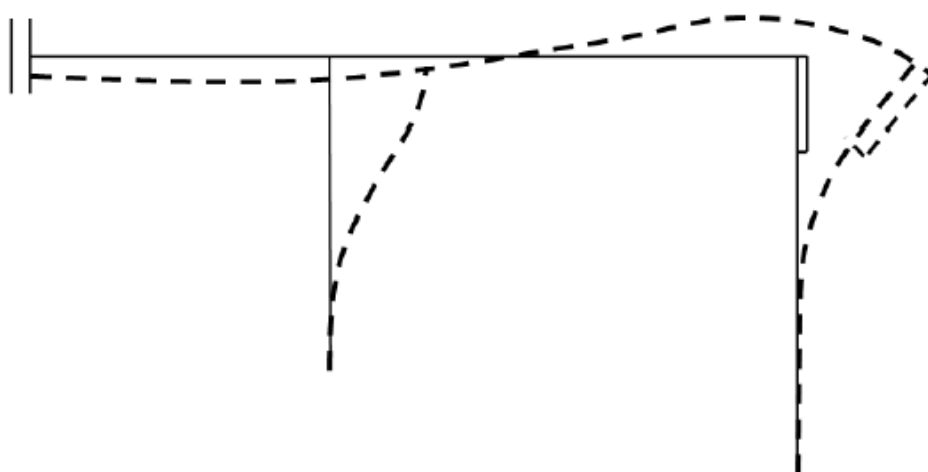


Figura 28- Esboço da deformação do tabuleiro durante a expansão de uma ponte integral [46]

Para pontes integrais a utilização de estacas é a mais comum. Isto deve-se à maior flexibilidade deste tipo de fundação. A utilização de sapatas fica bastante condicionada devido à possível erosão do solo ou a ocorrência de assentamentos verticais. As fundações em estacas podem ser inclinadas, trabalhando principalmente com forças axiais, ou verticais, trabalhando à flexão. Em pontes integrais são apenas utilizadas estacas verticais.

A interação abordada neste subcapítulo entre a fundação e o solo considera a fundação do encontro, estacas verticais fundadas num só alinhamento, sendo esta a solução mais frequentemente aplicada em pontes integrais.

A modelação das estacas pode ser realizada utilizando-se métodos mais ou menos elaborados. A escolha do método muitas vezes é definida pelos dados disponíveis para a realização da análise, como é característico das pontes integrais, ou da complexidade da estrutura. Na prática, como já foi referido anteriormente, são utilizados métodos simples, como o encastramento das estacas ou a utilização de molas, que simulam a ação do solo (Hipótese de Winkler) [41]. Resultados mais coerentes podem ser obtidos com a utilização de curvas p-y, em que a ação do solo é representada por várias curvas definidas em função da profundidade.

5.3.1. Tipos de modelos

Os modelos existentes para o estudo do comportamento das estacas são de dois tipos, modelos contínuos e modelos discretos (ver figura 29).

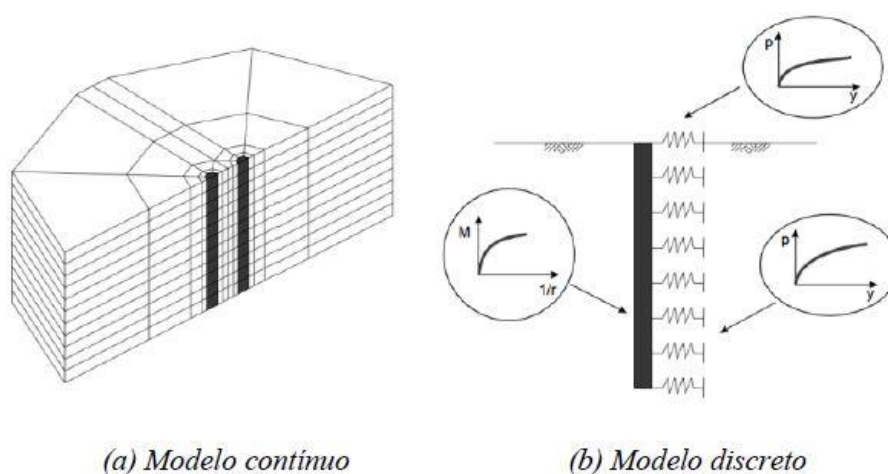


Figura 29- Modelos para o estudo do comportamento de fundações em estaca [9]

Nos dois modelos, a estaca é considerada como um elemento linear de rigidez à flexão EI . Embora nos pilares seja habitual considerar a flexibilidade deste uma vantagem, pois as deformações serão melhor acomodadas, para as estacas isso não se verifica, pois a flexibilidade das estacas poderá resultar em grandes curvaturas devido ao efeito do solo [5]. Para evitar a ocorrência deste fenómeno pode recorrer-se à utilização de estacas entubadas, não tendo estas qualquer contacto com o solo ou também ao tratamento da terra dos aterros.

Modelos Contínuos

Estes modelos consideram o solo um meio elástico contínuo. Utilizando formulações com recurso ao MEF, é possível executar uma modelação muito próxima da realidade, pois existe a possibilidade de considerar um maior número de fatores que afetam o desempenho da estaca.

Estes modelos apresentam ainda outra grande vantagem face aos modelos discretos: é a consideração de que os deslocamentos de um ponto são afetados pelas ações sobre outro ponto do meio [46]. Teoricamente, estes modelos são mais completos.

Modelos Discretos

Estes modelos consideram o solo através da representação de uma série de molas independentes. Estas podem ter um comportamento elástico linear ou elástico não linear. A consideração de diversos fatores, como os solos não elásticos ou os carregamentos cíclicos, tornam estes modelos eficientes, embora estas considerações se devam a grandes simplificações da realidade, fazendo destes, sob o ponto de vista teórico, modelos inferiores quando comparados com os modelos contínuos [46].

Na prática, o que se verifica é que não se dispõem de todos os parâmetros necessários para a utilização de um modelo contínuo, daí a maioria dos projetos ser desenvolvido com recurso a modelos simplificados. A experiência global tem sido bastante positiva, proporcionando uma análise prática e facilitando o dimensionamento, daí este tipo de modelo ser recomendado em alguns guias de dimensionamento.

A velocidade a que se verifica a evolução tecnológica não tem correspondente na evolução da caracterização geotécnica de terrenos. Podendo assim considerar-se que

atualmente a utilização de métodos contínuos, no domínio das pontes integrais, é apenas um instrumento de investigação.

Sendo que este trabalho tem como objetivo a apresentação de soluções práticas, utilizadas na maioria dos projetos, nos próximos parágrafos serão descritos o Modelo de Winkler e as Curvas p-y, sendo estes os principais métodos discretos utilizados no mundo.

5.3.1.1. Modelo de Winkler

O modelo de Winkler foi divulgado pela primeira vez em 1867. Este foi desenvolvido como solução para a resolução do problema gerado por uma viga assente num meio elástico e sujeita a cargas verticais, partindo do pressuposto que a reação do meio, num ponto, depende exclusivamente do deslocamento desse ponto, e sendo esta relação proporcional [45]. Este modelo é em tudo semelhante a estacas sujeita a cargas horizontais, daí ter sido adaptado para o estudo, e compreensão, da relação da estaca com o solo.

A força que irá perturbar o solo deve-se aos deslocamentos originados na estaca, às várias profundidades, e pode ser descrita por uma série de molas horizontais distribuídas ao longo do comprimento da estaca.

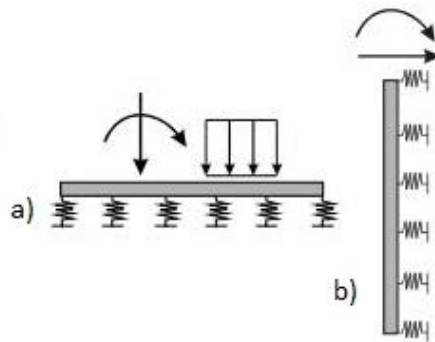


Figura 30- a) Modelo de Winkler - viga [9]; b) Modelo de Winkler - estaca [9];

Considerando as hipóteses do modelo de Winkler, pode descrever-se a seguinte relação linear para cada mola:

$$K = \frac{p}{y} \quad (6.1)$$

Onde:

K - Módulo de reação do solo [FL^{-3}];

p - Pressão da reação do solo [FL^{-2}];

y - Deslocamento horizontal da estaca [L];

No entanto esta formulação não é uniforme e alguns autores fazem considerações diferentes [45].

- A fórmula pode ter sinal negativo, representando o sentido da reação oposta ao movimento das estacas;
- Pode ser considerado o diâmetro, ou a dimensão transversal da estaca, B , utilizando $K=K \times B$ [FL^{-2}];
- A consideração do coeficiente de rigidez da mola para um segmento da estaca, multiplicando o valor de K pelo comprimento deste segmento;
- A pressão da reação do solo, p , pode ser afetada pela dimensão de B , passando a representar a reação do solo por metro de estaca [FL^{-1}];

O módulo de reação do solo, K , é uma constante de proporcionalidade em cada mola e varia conforme a profundidade. Na figura 31, é apresentado o desenvolvimento desta grandeza, z , proposto por Terzaghi (1995).

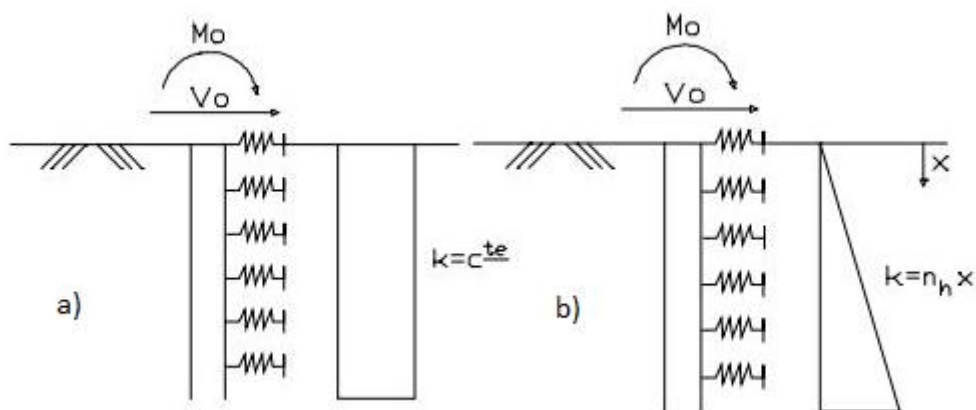


Figura 31- Variação do módulo de reação ao solo em profundidade [9]

O proposto por Terzaghi é que em solos sobreconsolidados, em argilas sobreconsolidadas, se considere o módulo de reação do solo à profundidade, kh , constante, enquanto nos solos incoerentes ou coerentes normalmente consolidados, em

areias ou lodos, esta constante seja proporcional à profundidade, definida pela seguinte expressão:

$$K = K_h \times Z \quad (6.2)$$

Onde:

K_h – Coeficiente de reação do solo [FL^{-3}];

A aplicação deste método envolve diversas variáveis, não estando todas relacionadas com o solo, mas envolvendo também a estaca e o estado de tensão instalado. Existem outras propostas, menos teóricas, para a determinação do coeficiente de reação do solo, como ensaios SPT, ensaios CPT, ensaios pressiométricos e ensaios de placa. Na prática a comparação de resultados obtidos em diversos ensaios apresentam resultados muito diversos [45].

A título de exemplo, são apresentados na tabela 2, alguns valores de K_h , propostos para as areias por Terzaghi (1995) e K recomendados por vários autores que se destacaram no melhoramento e aperfeiçoamento deste método.

Tabela 2- Valores recomendados para o Coeficiente de reação do solo e Módulo de reação do solo

Areias	K_h (KN/m ³)	
	Seca ou Húmida	Submersa
Compacidade da areia		
Solta	2300	1300
Média	6800	4500
Compacta	18000	11000
Argilas normalmente consolidadas	K_h (KN/m ³)	
Argila mole	160 a 3450, Reese e Matlock (1956)	
	270 a 840, Davisson e Prakash (1963)	

Argila orgânica	110 a 27, Peck e Davisson (1962)
	110 a 810, Davisson (1970)
Argilas sobreconsolidadas	K (KN/m³)
	(80 a 320)Cu/B , Skempton (1951)
	67Cu , Davisson (1970)

5.3.1.2. Curvas empíricas p-y

Este método, para a determinação do módulo de reação do solo, difere do modelo de Winkler no ponto em que não admite um comportamento elástico linear para o solo. A lei de variação do deslocamento y em função da pressão p não é linear.

Segundo Varatojo (1986), as principais razões pelas quais o solo não pode ser representado com um comportamento elástico linear, como no modelo de Winkler, são as seguintes [50]:

- O solo apresenta fraca resistência a esforços de tração;
- O solo entra em cedência para níveis de tensão baixos;
- Podem verificar-se fenómenos de fluência e ou consolidação associados às deformações;

As curvas p-y são uma derivação do modelo de Winkler, inicialmente proposto por McClelland e Flocht (1956). Estes consideram que a representação do solo pode ser efetuada por meio de molas de Winkler com comportamento não linear [50]. Estas curvas são obtidas experimentalmente e variam com a profundidade para solos argilosos ou areias. Na figura 32 apresenta-se um exemplo genéricos de curvas p-y.

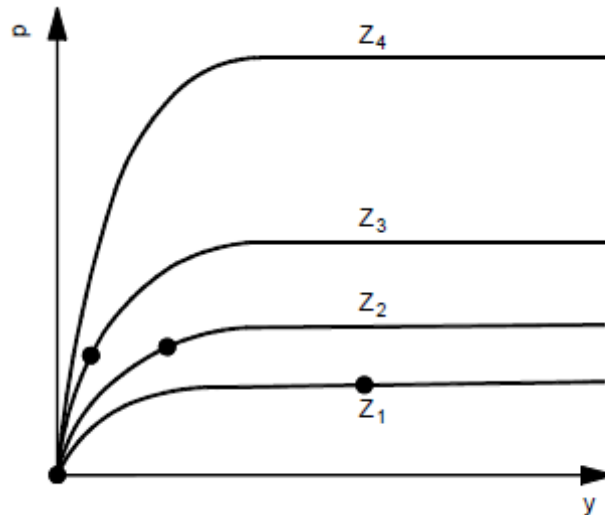


Figura 32- Curva p-y genérica, resistência do solo (p) em função do deslocamento da estaca (y) [4]

Os principais esforços para desenvolver estas curvas partiram principalmente da construção de plataformas petrolíferas, de ensaios realizados para o estudo de estacas sujeitas a carregamentos laterais. O manual do *American Petroleum Institute* (API), apresenta várias correlações para o dimensionamento de estacas das plataformas.

Os ensaios realizados incidiram sobre estacas de escala real, de onde se obteve as relações essenciais entre deslocamento e profundidade. Devido ao elevado custo da realização destes ensaios, os resultados obtidos, num número limitado de estacas, foram extrapolados para diferentes diâmetros, deixando em aberto muitas hipóteses no que concerne a esta influência do diâmetro das estacas nas curvas p-y geradas. Lymon e C. Reese (1974) foram os responsáveis pela adaptação deste método a outros tipos de obras, como a portos e pontes.

Curvas p-y das areias

O ensaio que levou Reese *et al* (1974) a apresentar uma proposta para o traçado de curva p-y de areias (ver figura 33) realizou-se no Texas, EUA, em duas estacas metálicas de 21 metros de comprimento, de secção tubular circular com um diâmetro de cerca de 0,60 m e 0,95 cm de espessura, sendo que uma delas foi submetida a carregamentos estáticos e a outra a carregamentos cíclicos. As condições do solo, no qual se realizou este ensaio, eram as de um solo submerso com elevada compactidade relativa, variando entre areia fina e areia siltosa [50].

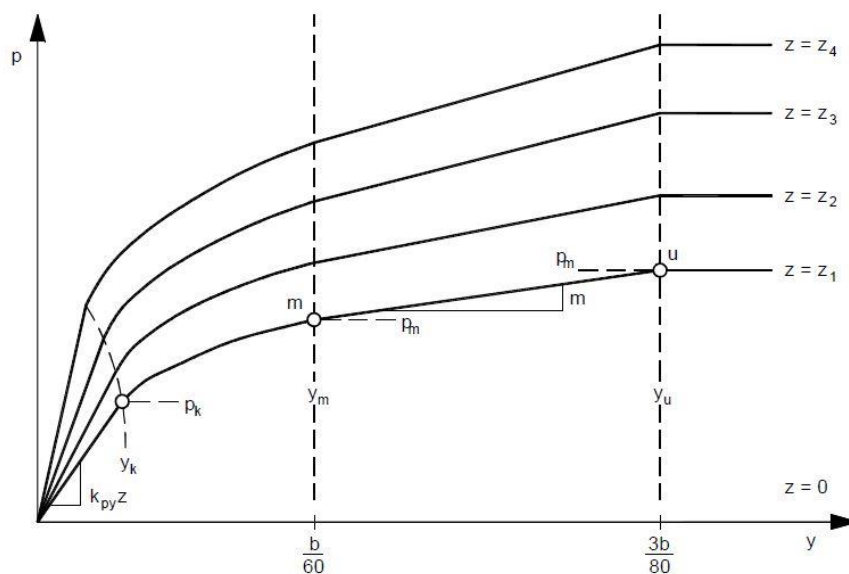


Figura 33- Curva p-y areias [4]

O troço inicial representa a relação inicial do modelo, original de Winkler, e é obtida através da seguinte expressão:

$$p = Kh \times z \times y \quad (6.3)$$

Em seguida, é necessário definir a profundidade a que se pretende que a curva seja traçada. A determinação da resistência última do solo é influenciada pela profundidade, uma vez que a grandes profundidades já não há influência dos efeitos da superfície, tendo o terreno tendência a escoar-se horizontalmente em torno da estaca.

Em pontes integrais o topo da estaca nunca se encontra perto da superfície do terreno, desta forma o modelo apresentado na figura 34, é o proposto para estacas a grande profundidade.

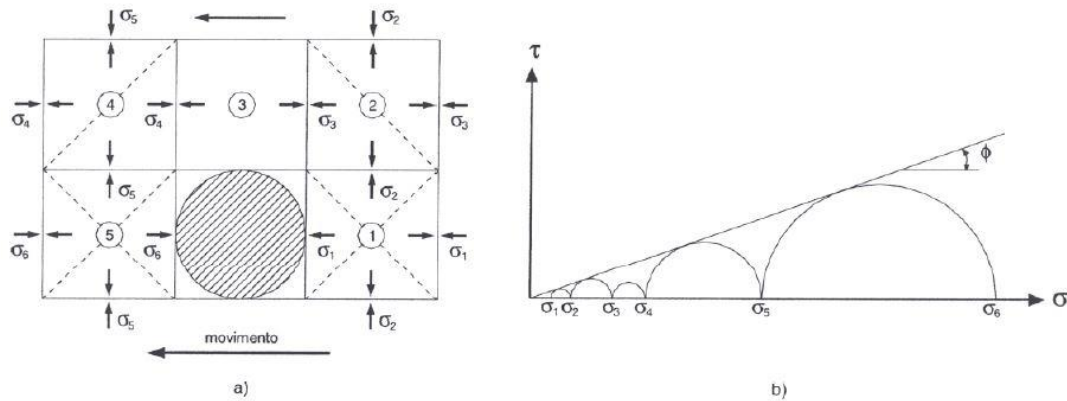


Figura 34- Modelo do comportamento do solo para grandes profundidades [4]

A seguinte expressão é utilizada para a determinação da resistência última do solo:

$$p_u = K_a \times B \times \gamma_s \times z \times (\tan^{\beta} \beta - 1) + K_0 \times B \times \gamma_s \times z \times \tan(\varphi) \times \tan^4(\beta) \quad (6.4)$$

Onde:

p_u – Resistência última do solo;

K_a – Coeficiente de impulso ativo de Rankine;

B – Largura da estaca

γ_s – Peso volúmico do solo;

z – Profundidade;

β – Ângulo dado por $45 + \varphi/2$;

K_0 – Coeficiente de repouso (o qual os autores recomendam que tome o valor de 0,4, para as areias);

φ – ângulo de atrito interno;

O ponto de coordenadas $(y_k;p_k)$ é onde termina a relação elástica linear e se inicia o trecho parabólico da curva, o segundo, que termina no ponto m. Conhecendo as coordenadas dos pontos m $(y_m;p_m)$ e u $(y_u;p_u)$, é possível o traçado do terceiro trecho.

Os pontos m e u podem ser determinados aplicando as expressões apresentadas a seguir, a sua determinação depende dos coeficientes empíricos A_s e B_s , no caso de um carregamento estático, e A_c e B_c no caso de um carregamento cíclico, sendo estes retirados dos gráficos apresentados na figura 35.

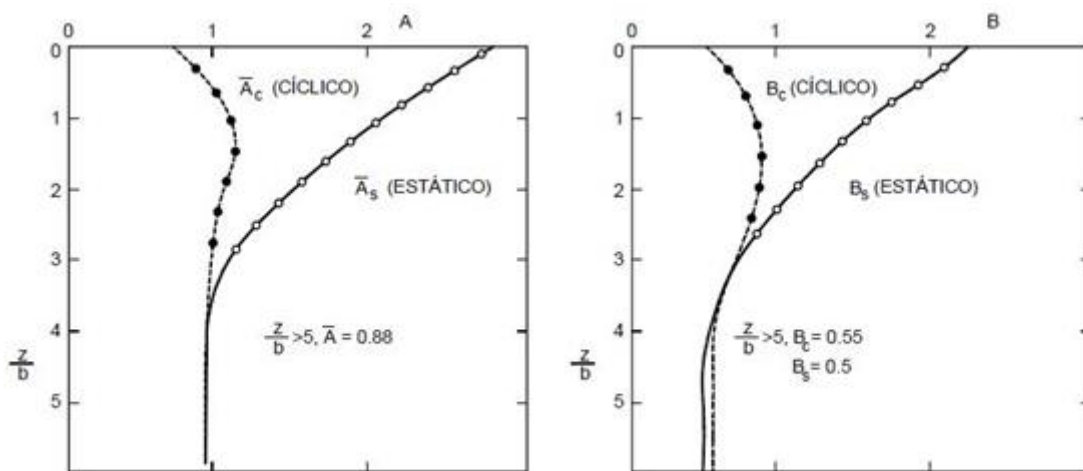


Figura 35- Ábacos para determinação dos coeficientes empíricos A e B [50]

$$y_u = 3B/80 \quad (6.5)$$

$$p_u = A_s \times p_u, d \quad (6.6)$$

$$y_m = B/60 \quad (6.7)$$

$$p_m = B_s \times p_u, d \quad (6.8)$$

Para completar a definição da curva, o segundo troço, parabólico, pode ser descrito pelas expressões (6.9) e (6.10).

$$n = \left(\frac{pm}{\left(\frac{pu-pm}{yu-ym} \right) \times ym} \right) \quad (6.9)$$

$$p = \left(\frac{pm}{ym^{1/n}} \right) \times y^{1/n} \quad (6.10)$$

As coordenadas do ponto k determinadas pelas expressões (6.11) e (6.12).

$$yk = \left(\frac{pm}{(ym)^{1/n} \times kh \times z} \right)^{n/n-1} \quad (6.11)$$

$$yk = \frac{pm}{ym^{1/n}} (yk)^{1/n} \quad (6.12)$$

Para deslocamentos superiores a y_u , o valor da reação do solo considera-se constante.

Curvas p-y das argilas moles

A curva p-y para argilas moles apresentada a seguir, é a proposta por Matlock (1970) com base num ensaio de carga realizado com estacas metálicas com um comprimento aproximado de 13 metros, secção tubular circular de 0,40 m de diâmetro e 1,30 cm de espessura. As estacas foram ensaiadas para cargas estáticas e cargas cíclicas. A curva proposta, apresentada na figura 36 a), é uma parábola cúbica definida pela expressão:

$$\frac{p}{pn} = 0,5 \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{1/3} \quad (6.13)$$

$$y_{50} = 2,5 \times \varepsilon_{50} \times B \quad (6.14)$$

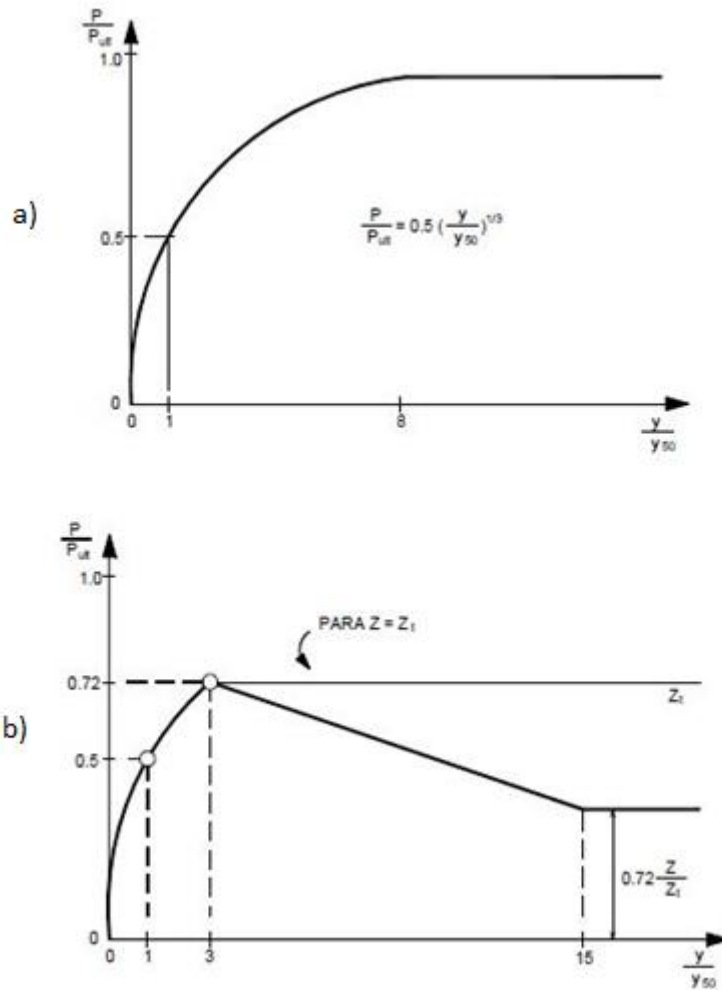


Figura 36- a)Curva p-y de argilas moles- ensaio estático b) curvas p-y de argilas moles - ensaio dinâmico [4]

Para cada profundidade deve ser determinado um valor para ϵ_{50} , em função da resistência não drenada, S_u . Na tabela seguinte são apresentados os valores propostos por Reese (1975) e Skempton (1951).

Tabela 3- Valores propostos para ϵ_{50}

Argilas sobreconsolidadas (Reese, 1975)		Argilas normalmente consolidadas (Skempton, 1951)	
S_u (Kpa)	ϵ_{50} (-)	S_u (Kpa)	ϵ_{50} (-)
<48	0,007	50 – 100	0,02
48 – 96	0,005	100 – 200	0,01
96- 192	0,004	200 - 400	0,005

O valor da resistência última do solo, p_u , por unidade de comprimento de estaca, é dado pela expressão (4.15). Tal como nas curvas p-y das areias, também nas curvas das argilas a análise é feita por referência a estacas em profundidade, as usadas em pontes integrais.

$$p_u = K_c \times S_u \times B \quad (6.15)$$

Onde:

K_c – Fator de resistência lateral para solos puramente coesivos (a grandes profundidades $K_c=9$);

Para o caso de uma solicitação cíclica, para os valores de p inferiores a $0,72p_u$, um trecho inicial igual ao da curva das solicitações estáticas. A partir deste ponto o traçado é constante e igual a $0,72p_u$, nos casos em que se queira determinar a curva para uma profundidade superior a z_r . Nos casos em que a profundidade pretendida seja inferior a Z_r , o segundo trecho decresce até ao valor de $15y_{50}$, mantendo-se então constante com um valor de $0,72z/z_r$.

A profundidade de transição, z_r , é determinada pela seguinte expressão:

$$z_r = \frac{6 \times S_u \times B}{\gamma' \times B + J \times S_u} \quad (6.16)$$

Onde:

γ' - Peso volúmico submerso médio desde a superfície do terreno até à profundidade;

S_u – Resistência não drenada;

B – Largura da estaca;

J – Fator empírico (toma o valor de 0,5 para argilas moles e 0,25 para argilas médias);

Curvas p-y das argilas rijas submersas

Com base no ensaio em estacas de aço de diâmetro 0,60 metros, Reese (1975) desenvolveu as curvas para as argilas rijas em estado submerso. Na figura 37 encontram-se as curvas para os casos de cargas estáticas e cargas cíclicas.

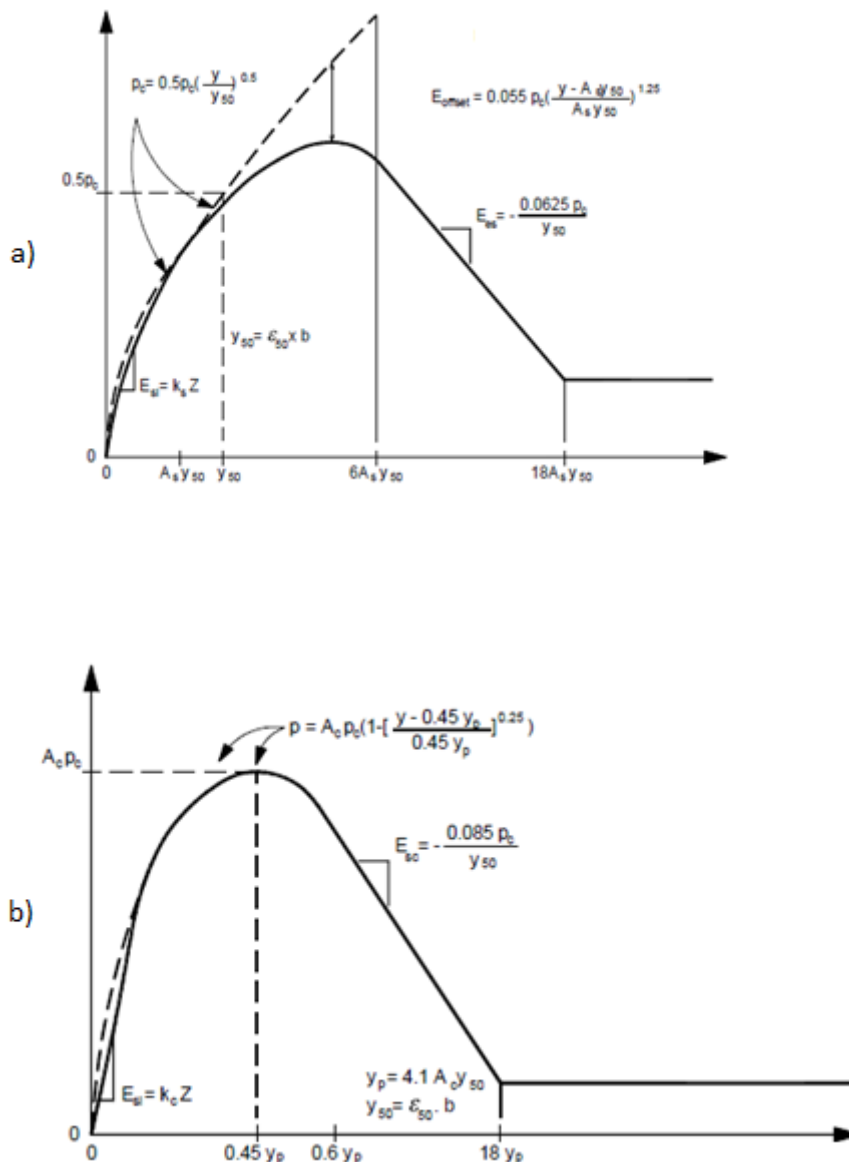


Figura 37- a) Curva p-y de argilas rijas- ensaio estático b) curvas p-y de argilas rijas - ensaio dinâmico [4]

A resistência última do solo, em estacas a grande profundidade, é determinada através da seguinte expressão:

$$pu = 2 \times Ca \times B + \gamma \times D_z + 2,83 \times Ca^z \quad (6.17)$$

O troço reto com que se inicia a curva, varia caso se esteja a analisar estático ou dinâmico, utilizando as seguintes expressões (6.18) e (6.19) correspondentemente. A parábola, com a qual a curva continua o seu desenvolvimento, é obtida com a expressão (6.20).

$$p = (K_s z) \times y \quad (6.18)$$

$$p = (K_c z) \times y \quad (6.19)$$

$$p = 0,5 pu \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{1/2}, y = \epsilon 50 \quad (6.20)$$

A continuidade da curva varia bastante nas hipóteses estática e cíclica. No caso estático devem ser consideradas as expressões (6.21), (6.22) e (6.23). Para o cíclico utilizam-se as expressões apresentadas nas equações (6.24), (6.25) e (6.26).

$$p = 0,5 pu \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{1/2} - 0,055 pu \left(\frac{y - As \times y_{50}}{As \times y_{50}} \right)^{1,25} \quad (6.21)$$

$$p = 0,5 pu (6As)^{1/2} - 0,411 pu - \frac{0,065}{y_{50}} \times pu (y - 6Asy_{50}) \quad (6.22)$$

$$p = 0,5 pu (6As)^{1/2} - 0,411 pu - 0,75 pu As \quad (6.23)$$

$$\text{ATÉ } 0,6yp: p = Ac \times pu \times \left[1 - \left| \frac{y - 0,45yp}{0,45yp} \right|^{2,5} \right], y = 4,14 \times Ac \times y_{50} \quad (6.24)$$

$$\text{DE } 0,6yp \text{ a } 1,8yp: p = 0,936 Ac \times pu - \frac{0,085}{y_{50}} pu \times (y - 0,6yp) \quad (6.25)$$

$$\text{APÓS } 1,8yp: p = 0,936 Ac \times pu - \frac{0,102}{y_{50}} \times pu \times yp \quad (6.26)$$

Onde:

As, Ac – Constantes;

C_u – Resistência ao corte, média acima da profundidade z;

B – Diâmetro da estaca;

Ks, Kc – Fator de resistência lateral inicial;

p_u – Resistência última do solo;

y_{50} – Deslocamento correspondente a metade da resistência última;

z – Profundidade;

γ – Peso específico do solo;

ε_{50} – Deformação específica do solo para metade da resistência última (0,020 em argilas moles, 0,010 em argilas médias e 0,005 para argilas rígidas);

Curvas p-y das argilas rijas acima do nível freático

As curvas destas argilas são similares às curvas das argilas moles [50]. Reese *et al* (1975) elaboram, com base num ensaio de estacas de 0,76 metros de diâmetro, uma proposta que apresenta mais rigidez, diferenciando-as das argilas moles.

Uma vez que na prática esta formulação não é considerada e é utilizada a curva referente às curvas de argilas moles, esta situação não será abordada neste trabalho.

5.4. Interação solo-estrutura: Pressão de terras

Nos encontros de pontes integrais, com fundações em estacas, os impulsos de terra têm que ser considerados o mais realisticamente possível. Os movimentos nos encontros, particularmente os devidos à expansão e contração térmicas, criam condições para que as pressões a atuar sobre estes sejam tanto pressões ativas como pressões passivas.

São muitas as variáveis envolvidas na determinação da pressão que o solo exerce sobre a estrutura. O solo não é linear e varia conforme a profundidade, caracterização do solo (tensão, atrito, etc.) e os deslocamentos da estrutura, que no caso de fundações profundas em estaca são movimentos de rotação e translação, entre outras. Atendendo à difícil adoção de tantos parâmetros, esta análise é realizada utilizando o impulso passivo, que representa de forma razoável as pressões que o aterro exerce na estrutura, quando se expande.

A determinação do impulso passivo, K_p , depende do ângulo de atrito interno, ϕ , do ângulo de atrito entre o solo e a estrutura, δ , da inclinação do talude, β , e da parede. Utilizando

estes parâmetros o K_p pode ser determinado com base nas teorias de Rankine ou Coulomb ou utilizando a teoria de Caquot e Kérisel, sendo que esta assume um mecanismo de colapso em forma de espiral, bastante mais aproximado da realidade [55].

Na figura seguinte (38) estão representados os diagramas que permitem estimar o coeficiente de impulso passivo, em areias. Este é o modelo proposto pela *National Cooperative Highway Research Program Transportation Research Board* (NCHRP) dos EUA, que relaciona o movimento dos encontros com as pressões das terras, mas não contabiliza as deformações cíclicas no solo. Existem outras associações que apresentam propostas de diagramas para a determinação deste coeficiente, indo porém todas ao encontro dos valores aqui apresentados.

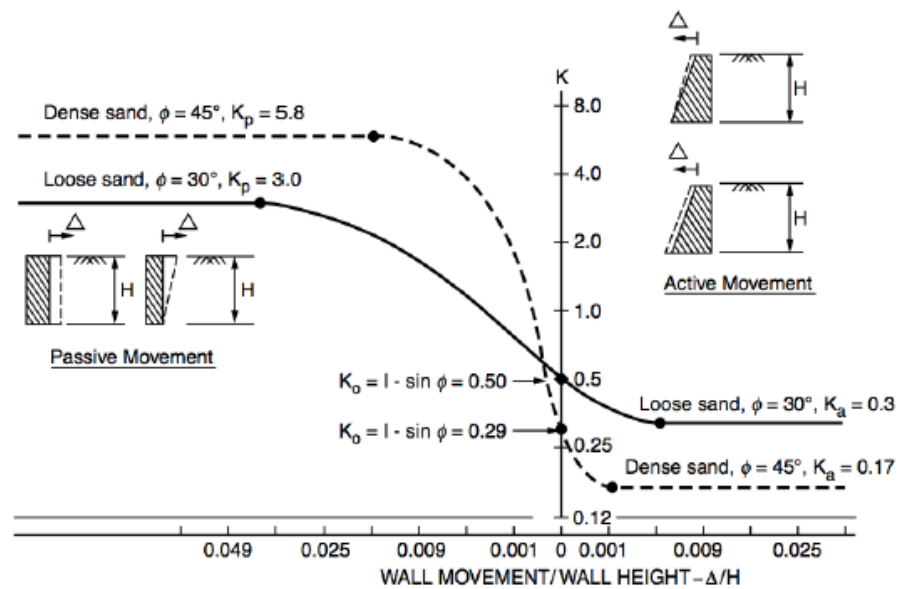


Figura 38- Relação entre o movimento dos encontros e as pressões das terras [52]

5.4.1. Regulamentos existentes para a determinação das pressões em obras integrais

Alguns países têm normas definidas para o cálculo dos impulsos passivos para o projeto de pontes integrais. Sendo estas abordadas nos parágrafos seguintes.

5.4.1.1. Estados Unidos da América

Nos Estados Unidos, o país dominador das pontes integrais, as orientações para as pressões de terras variam conforme as agências estatais de transportes. No questionário de 2004 [6] foram diferenciadas três tipos de abordagens para a resolução deste problema em projeto:

1. Utiliza-se o impulso passivo total, calculado com base na teoria de Rankine (utilizado pela maioria das agências);
2. Utiliza-se métodos que relacionam o movimento dos encontros com as pressões de terras, como o proposto pela NCHRP;
3. Não são consideradas quaisquer pressões de terras;

No entanto, tem vindo a desenvolver-se a tendência de tratamento de aterros, que praticamente elimina as pressões das terras.

A abordagem americana é muito distinta da europeia neste ponto, daí a possibilidade de algumas agências não considerarem pressões de terras no dimensionamento. Devido à elevada experiência do país em pontes integrais, os regulamentos vão mais ao encontro de limitações a serem observadas nas pontes, dispensando a verificação dos efeitos que serão provocados na estrutura. Exemplos disto são as limitações de um deslocamento máximo nas extremidades do tabuleiro, o limite máximo para o ângulo de viés, pormenores construtivos e limitações às características geotécnicas nos taludes de aproximação. Assim sendo, a utilização de um regulamento norte-americano tem que ser feita como um todo, observando a maioria das disposições que deles constam.

5.4.1.2. Reino Unido e Irlanda

Nestes países europeus é a norma BA 42/96 da *Highway Agency* do Reino Unido que indica como deve ser calculado o coeficiente de impulso lateral, para encontros de pequena altura com aterro até 3 metros a expressão (4.27) e para encontros em pórtilco com alturas maiores (4.28a – estacas encastradas e 4.28b – estacas rotuladas). São também preconizados diagramas de pressões de terras. Na figura 39 é apresentado um exemplo destes diagramas.

$$K^* = K_0 + \left(\frac{\delta}{0,025H}\right)^{0,4} \times K_p \quad (6.27)$$

$$K^* = K_0 + \left(\frac{\delta}{0,05H}\right)^{0,4} \times K_p \quad (6.28a)$$

$$K^* = K_0 + \left(\frac{\delta}{0,03H}\right)^{0,6} \times K_p \quad (6.28b)$$

Onde:

K^* - Coeficiente de impulso lateral;

K_0 – Coeficiente de impulso em repouso;

δ – Deslocamento no topo do encontro;

H – Altura do encontro;

K_p – Coeficiente de impulso passivo;

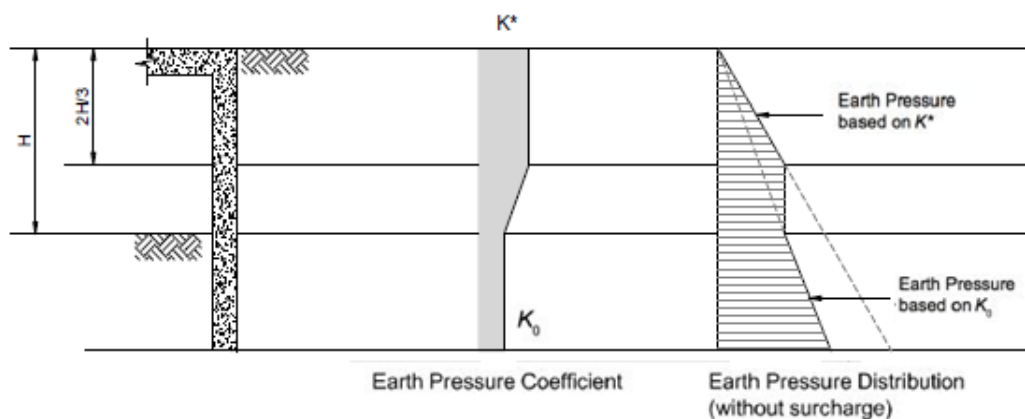


Figura 39 – Diagramas de pressões de acordo com a norma B42/96 [54]

Tanto no caso dos regulamentos Americanos, Reino Unido e Irlanda confirmam que a análise destas pontes, com recurso ao impulso passivo é uma análise extrema. Este raramente existe, apenas no caso da ação sísmica.

5.4.1.3. Suécia

O regulamento sueco, BRO 2002, acrescenta pressões de terras, ΔP , a um diagrama triangular baseado no coeficiente K_0 , tal como se ilustra na figura 40, e onde ΔP é dado por:

Figura 40- Diagramas de pressões de acordo a norma B42/96 [54]

$$\Delta P = C \times \gamma \times z \times \frac{\delta}{H} \quad (6.29)$$

Onde:

ΔP – Valor máximo da pressão exercido pelo solo;

C – 300 ou 600 dependendo da hipótese de carregamento a considerar;

δ – Deslocamento no topo do encontro;

γ – Peso específico do solo;

H – Altura do encontro:

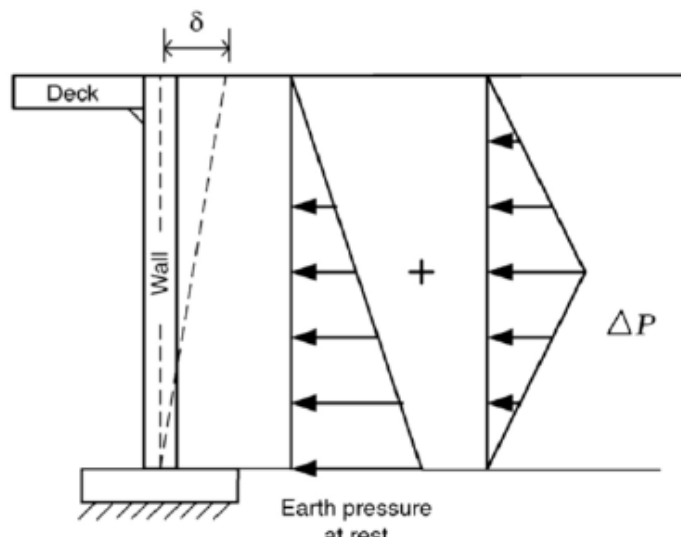


Figura 41- Pressões de terras de acordo com o regulamento Sueco [64]

5.4.1.4. Finlândia

O regulamento na Finlândia, *Finnra* de 2002, define a adoção do impulso passivo pelas características geotécnicas dos taludes de aproximação e a amplitude dos movimentos dos encontros, como se mostra na Tabela 4. O impulso passivo é contabilizado no dimensionamento para deslocamentos muito baixos.

Tabela 4 - Deslocamento necessário para mobilizar o impulso passivo de acordo com o regulamento Finlandês

Tipo de solo	Deslocamento do encontro
Areia densa	0,002H
Areia solta	0,006H
Argila sobreconsolidada	0,02H
Argila mole	0,04H

6. Conclusões e desenvolvimentos futuros

6.1. Conclusões

Foi a motivação económica que levou inicialmente à adoção deste método e, posteriormente, à evolução da técnica de construção. A não utilização de aparelhos de apoio ou juntas de dilatação, bem como o facto de estas pontes evidenciarem uma vida útil longa, demonstram a redução de custos associados à manutenção.

Os métodos de dimensionamento utilizados ainda não são unanimemente utilizados, nem dentro do mesmo continente, já que ainda não há indicações exclusivas a este tipo de pontes nos Eurocódigos, nem no mesmo país, como é o caso dos EUA em que as Agências de Transportes dos vários estados são completamente autónomas no estabelecimento de normas e na sua aplicação.

Pode apontar-se os Estados Unidos da América como o país dominante deste mercado. Os seus métodos, bastante empíricos no que se refere ao dimensionamento, são refletidos nas pontes integrais. Partindo do pressuposto de que as opções tomadas em relação ao dimensionamento das pontes integrais têm funcionado até ao momento, mantêm o método empírico de construção de pontes integrais. Os seus regulamentos são baseados neste princípio e, portanto, as normas normalmente apenas limitam a um máximo ou mínimo os aspetos gerais da ponte, como comprimento máximo ou ângulo de viés, pois sabem que garantindo estes valores a construção será segura.

Os efeitos diferidos, retração e fluência e também a variação da temperatura são muito importantes para a realização de um dimensionamento correto e não podem ser desprezados. Sendo as pontes integrais estruturas contínuas, todas as deformações exercidas no tabuleiro serão transmitidas até aos encontros e conseqüentemente ao solo atrás destes. A variação uniforme da temperatura, mais a retração e fluência, no caso de tabuleiros pré-esforçados provocam esforços axiais de tração. A variação diferencial da temperatura e a retração originam momentos fletores em tabuleiros mistos. Na fase de projeto existem várias opções que podem ser tomadas, como o comprimento do tabuleiro, o tipo de material usado, a geometria da secção ou o tipo de fundação, que garantem que estes efeitos não afetarão a estrutura a longo prazo.

A análise estrutural das pontes integrais é bastante complexa. Além de envolver muitas variáveis, algumas desconhecidas na fase de projeto, a estrutura tem que ser resolvida como um modelo único. Atualmente existem bastantes programas de cálculo automático que facilitam esta análise, no entanto, a maioria dos projetos continua a ser executada com recurso a modelos bidimensionais, como o modelo de Hambly combinado com as molas de Winkler que simulam a ação do terreno.

A determinação das forças que atuam sobre as fundações é determinante. Neste trabalho fez-se a análise das fundações considerando estas em estacas. A determinação dos esforços horizontais sobre as estacas, embora possa ser realizada utilizando modelos contínuos, com recurso ao MEF, tal como a análise estrutural global e os métodos discretos, mais simples, continuam a ser os mais utilizados, designadamente o método de Winkler e as curvas p-y. Isto deve-se provavelmente aos bons resultados que se têm obtido com a utilização destes métodos.

O comportamento dos aterros é praticamente impossível de ser previsto e as pressões dos aterros sobre a estrutura devem ser representadas da forma mais realista possível. O movimento dos encontros, devido à expansão e contração térmica, faz com que as pressões atuantes sejam tanto impulsos ativos como passivos. A não linearidade do solo, que varia com a profundidade, o atrito, a tensão existente, exige que se considerem algumas destas variáveis para que se determine a verdadeira pressão exercida pelo solo. Dada a dificuldade da realização deste cálculo, considerando todos estes parâmetros, a pressão acaba por ser simplificada e representada pelo impulso passivo.

É de notar alguma tendência nos últimos anos, especialmente na última década, na crescente utilização do conceito de pontes integrais, existindo exemplos em alguns países com normas diretamente direcionadas para estas pontes. Este crescimento leva ao desenvolvimento de novas formas de análise e dimensionamento, que, com os recursos disponíveis na atualidade, se espera que sejam mais abrangentes e mais completos quanto aos vários parâmetros envolvidos.

6.2. Trabalhos futuros

A investigação no contexto das pontes integrais tem-se centrado principalmente na interação do solo com a estrutura. Sendo esta a principal incógnita na análise destas pontes, têm sido realizados esforços para a solucionar e, tal como foi apresentado neste trabalho, existem métodos bastante coerentes que simulam esta interação.

Numa perspetiva evolutiva e considerando todas as vantagens existentes na adoção de pontes integrais em vez das convencionais é pertinente que se façam outros estudos, como a análise do comportamento dinâmico das pontes integrais. Embora sejam referidas na literatura como tendo um bom desempenho quando sujeitas a fenómenos sísmicos, o seu comportamento não é totalmente claro, existindo até países que evitam a sua construção por este motivo.

Apesar de haver registo desde a década de 60 da construção de pontes integrais nos EUA, o seu comportamento a longo prazo ainda não está caracterizado, e daí também a limitação à criação de regulamentos e normas. Num país como Portugal, em que a experiência nestas pontes é mínima, a criação de equipas de estudo para a observação e instrumentação de obras integrais levaria a um conhecimento prático destas obras.

Por fim, a um nível académico, a realização de projetos de reconversão de pontes tradicionais em pontes integrais de pequeno porte, bem como a utilização dos vários tipos de soluções possíveis de adotar em obras integrais e os seus benefícios, seriam estudos que teriam o maior interesse em ser aprofundados, principalmente em Portugal.

Bibliografia

- [1] A. Wolde-Tinsae, L. Greimann e P. Yang, “End-Bearing Piles in Jointless Bridges,” *Journal of Structural Engineering*, pp. 1870-1884, 1988.
- [2] H. White II, H. Pétursson e P. Collin, *Integral Abutment Bridges: The European Way*, Practice Periodical on Structural Design and Construction, 2010.
- [3] E. P. Wasserman e J. H. Walker, *Integral Abutment for Steel Bridges*, American Iron and Steel Institute, 1996.
- [4] D. Velloso e F. Lopes, *Fundações - Volume 2*, São Paulo: Oficina de Textos, 2010.
- [5] G. Tlustochowicz, *Optimized Design of Integral Abutments for a Three Span Composite Bridge*, Tese de Mestrado, Lulea University of Technology, 2005.
- [6] S. Springman, A. Norrish e C. Ng, *Cycling Loading of Sand behind Integral Bridge Abutments*, Crowthorne: Transportation Research Laboratory, 1996.
- [7] C. Sousa, *Continuidade Estrutural em Tabuleiros de Pontes Contruídas com vigas Pré-Fabricas. Soluções com Ligação em Betão Armado*, Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2004.
- [8] J. Santos, *Estacas sob Ações Horizontais Estáticas*, Fundações de Estruturas, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- [9] J. Santos, *Elementos Teóricos da Disciplina de Obras Geotécnicas. Fundações por Estacas: Ações Horizontais*, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2008.
- [10] L. Reese e W. Van Impe, *Single Piles and Pile Groups under Lateral Loading*, Leiden, 2001.
- [11] S. Prakash e H. Sharma, *Pile Foundations in Engineering Practice*, Nova Iorque, 1990.
- [12] J. Portugal, *Análise e Dimensionamento de Estacas Sujeitas a Cargas Laterais*, Faculdade de Ciência e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 1992.
- [13] M. Pinho, *Pontes Integrais - Aspectos de Projeto e Construção*, Tese de Mestrado, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2011.
- [14] W. Pfeil, *Pontes em Concreto Armado*, Rio de Janeiro, 1979.

- [15] H. Pétursson, P. Collin, V. M e A. J, *Monitoring of a Swedish Integral Abutment Bridge*, Structural Engineering International, 2011.
- [16] H. Pétursson e Collin, *Innovative Solutions for Integral Abutments. International Workshop on the Bridges with Integral Abutments*, Lulea University of Technology, Lulea, 2006.
- [17] D. Peng, *Development and Research of Bridges without Expansion Joints*, Journal of Fuzhou University, 2011.
- [18] PCI, *Precast/Prestressed Integral Bridges*, Chicago: PRECAST/PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE, 2001.
- [19] M. Nilsson, *Evaluation of In-Situ Measurements of Composite Bridge with Integral Abutments*, Tese de Licenciatura, Luleå University of Technology, Luleå, 2008.
- [20] R. F. Murari e S. H. Petro, “Integral Abutment and Jointless Bridges,” em *Integral Abutment and Jointless Bridges 2004 Survey Summary*, Baltimore, Estados Unidos da América, 2005.
- [21] V. C. Mistry, “Integral Abutment and Jointless Bridges,” em *Integral Abutment Bridges*, Baltimore, 2005, pp. 3-11.
- [22] P. Meneses, *Grupo de Estacas sob Ações Horizontais*, Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2007.
- [23] S. Marx e S. Seidl, *Integral Railway Bridges in Germany*, Structural Engineering International, 2011.
- [24] J. Ma e X. Jin, *Design Philosophy of Guandong Qingyuan Sijiu Bridge - The First Integral Bridge without Expansion in China*, Central South Highway Engineering, 2002.
- [25] C. Lan, *On the Performance of Super-Long Integral Abutment Bridges- Parametric Analyses and Design Optimization*, Tese de Mestrado, Università IUAV de Venezia, Veneza, 2012.
- [26] J. Kunin e S. Alampalli, *Integral Abutment Bridges: Current Practice in the United States and Canada*, Nova Iorque, Estados Unidos da América: New York State Department of Transportation, 1999.
- [27] M. B. Junior, *Integral and Semi-Integral Bridges*, Oxford, Reino Unido, 2009.

- [28] T. Juirnarongrit e S. Ashford, *Effect of Peli Diameter on the Modulus of Sub-Grade Reaction - Report 2011/22*, University of California, San Diego, 2005.
- [29] X. Jin, X. Shao, W. Peng e B. Yan, *A New Category of Semi-Integral Abutment in China*, Structural Engineering International, 2005.
- [30] L. Jacinto, *Apontamentos da Disciplina de Pontes e Viadutos*, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa, 2004.
- [31] N. Iwasaki, S. Tenma e A. Kurita , *Portal Frame Bridges in Japan: State of Art Report*, Structural Engineering International, 2011.
- [32] R. Imbsen, D. Vandershaf, Schamber e R. Nutt, *Thermal Effect in Concrete Bridge Superstructures*, Washigton, DC: Transportation Research Board, 1985.
- [33] D. C. Iles, *Integral Bridges in the UK*, In: International Workshop on the Bridges with Integral Abutments, Lulea, 2006.
- [34] H. W. II, “Integral Abutment Bridges: *Comparison of current practice between European countries and the United States of America*,” New York State Department of Transportation, Nova Iorque, Estados Unidos da América, 2007.
- [35] I. Husain e D. Bagnariol, *Performance of Integral Brdiges*, Ministry of Transportation of Ontario, Toronto, 2000.
- [36] J. Huang , *Behavior of Concrete Integral Abutment Bridges*, Tese de Doutoramento, University of Minnesota, 2004.
- [37] Hiroshi, *Fundamentally Structural Characteristics of Integral Bridges*, Kanazawa, 2008.
- [38] E. C. Hambly, *Integral Bridges, Proceedings of the Institute Civil Engineers*, 1997.
- [39] R. Hällmark , *Low-Cycle Fatigue of Steel Piles in Integral Abutment Bridges*, Tese de Mestrado, Luleå University of Technology, Luleå, 2006.
- [40] N. Guerra, *Análise de Estruturas Geotécnicas*, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2008.
- [41] H. Gangarao, H. Thippeswamy, B. Dickson e J. Franco, *Survey and Design of Integral Abutment Brdiges*, In: Workshop on Integral Abutment Bridges, FWHA, Pittsburgh, 1996.

- [42] D. Gama, *Pontes integrais de betão*, Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2012.
- [43] J. M. Franco, *Design and Field Testing of Jointless Bridges*, Tese de Mestrado, West Virginia University, Morgantown, West Virginia, 1999.
- [44] E. B. Flener, *Soil-Structure Interaction for Integral Bridges and Culverts*, Royal Institute of Technology, Estocolmo, 2004.
- [45] M. Feldmann, J. Naumes, D. Pak, M. Veljkovic, M. Nilsson, J. Eriksen, P. Collin, O. Kerokoski, H. Pétursson, V. M, V. C, H. M, H. O e N. Popa, *Economic and Durable Design of Composite Bridges with Integral Abutments*, Luxemburgo: European Comission, Research Fund for Coal and Steel, 2010.
- [46] C. Fartaria, *A interação estrutura-solo em pontes integrais*, Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2012.
- [47] G. L. England, D. I. Bush e N. Tsang, *Integral bridges: A fundamental approach to the time-temperature loading problem*, Londres, Reino Unido, 2000.
- [48] G. England, N. Tsang e D. Bush, *Integral Bridges a Fundamental Approach to the Time-Temperature Loading Problem*, Londres: Thomas Telford, 2000.
- [49] D. D., *Influence of Soil-Structure Interaction on Structural Behaviour of Integral Bridge Piers*, Estugarda, 2010.
- [50] J. Connal, *Integral Abutment Bridges - Australian and US Practice*, Hobart: Austroads 5th Brigde Conference, 2004.
- [51] C. C. Comisu, *Integral Abutment and Jointless Bridges*, Bulletin of the Polytechnic Institute of Jassy, 2005.
- [52] G. Clough e J. Duncan, *Foundation Engineering Handbook*, Nova Iorque: Van Nostrand Reinhold, 1991.
- [53] B. B e Z. T, *Integral Abutment Bridge Concept Applied to the Rehabilitation of a Simply Supported Concrete Structure*, Strucutral Concrete, 8, 25-33, 2007.
- [54] H. Agency, *BA 42/96: The Design of Integral Bridges*, Design Manual for Roads and Bridges - volume 1, Londres, 2003.
- [55] R. Abendroth, L. Greimann e M. La Violette, *An Integral Abutment Bridge with Precast Concrete Piles*, Center for Transportation Research, Iowa State University, Ames, 2007.

- [56] NP EN1992-1-1 *Eurocódigo 2: Projeto de Estruturas de Betão - Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios*, Bruxelas: Comité Europeu de Normalização, 2004.
- [57] NP EN 1991-1-5 *Eurocódigo 1: Ações em Estruturas- Parte 1-5: Ações Térmicas*, Bruxelas: Comité Europeu de Normalização, 2004.
- [58] AASHTO - *American Association of State Highway and Transportation Officials - Bridge Design Specifications*, Washigton DC, 2007.
- [59] “[www.sciencedirect.com/science/article/pii/50141029610004293](http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029610004293),” [Online].
- [60] “https://pt.wikipedia.org/wiki/Ponte_de_Trajano,” [Online].
- [61] “https://en.wikipedia.org/wiki/Rainbow_Bridge_National_Monument,” [Online].
- [62] “www.concretebridgeviews.com/i70/article1.php,” [Online].
- [63] “<http://www.agefotostock.com/age/en/Stock-Images/Rights-Managed/OTH-233-69288>,” [Online].
- [64] *Swedish National Roads Administration*, Estocolmo, 2002.
- [65] M. Dicleli, *Analytical Prediction of Displacement Capacity and Length Limits of Integral Bridges*, Middle East Technical University, Ancara.
- [66] “<http://www.tmr.qld.gov.au/business-industry/Technical-standards-publications/Standard-drawings-roads/Bridges-Marine-and-structures.aspx#Bridgesandotherstructures>,” [Online].